UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DEL

ESTADO DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

“ESTUDIO DE LA RIGIDEZ DE COLUMNAS COMPUESTAS CON BASE EN MODELOS EXPERIMENTALES Y ANALÍTICOS”

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

PRESENTA:

ING. RAYMUNDO VERDEJA GARCÍA

DIRECTOR DE TESIS: DR. JAIME DE LA COLINA MARTÍNEZ

CO-DIRECTOR: DR. DAVID DE LEÓN ESCOBEDO

TUTOR: DR. FRANCISCO HÉCTOR BAÑUELOS GARCÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, TOLUCA ESTADO DE MÉXICO, AGOSTO DE 2026.

Resumen

Se han realizado distintas comparaciones numéricas para estimar el valor de la rigidez a flexión efectiva que debe usarse en las columnas compuestas tipo SRC, las expresiones para determinar esta rigidez a flexión contenidas en distintas especificaciones cada vez incluyen más parámetros que reflejan la aportación de cada uno de los materiales involucrados. Por lo tanto, la estimación de la rigidez a flexión efectiva en las columnas con sección compuesta usadas en edificios aún no tiene un consenso respecto de cual expresión es la más cercana al valor medido en las pruebas experimentales, lo anterior puede llevar a errores al estimar la respuesta de la estructura ante la acción de las acciones sísmicas. Usando análisis lineales que aproximen en las columnas compuestas tipo SRC, la interacción entre el concreto, acero de refuerzo, perfil estructural y conectores de cortante, se compara la respuesta de la estructura respecto a la respuesta obtenida con los procedimientos para estimar la rigidez a flexión efectiva contenidos en las NTC-DCEA 2023, la especificación AISC 360-22, el valor recomendado en el ACI 318-19 y la expresión contenida en el Eurocódigo 4. Con los resultados obtenidos al modelar en marcos planos de 5, 10 y 15 niveles, se pretende verificar que la diferencia entre ambas respuestas se ha reducido. Para las comparaciones se tomaron columnas individuales compuestas ensayadas en laboratorio en otras investigaciones. Se realizo una modelación numérica usando el modelo multiresortes de las columnas individuales para comparar la respuesta obtenida numéricamente con la respuesta medida en los ensayos. Luego se modelaron estructuras más complejas en las que se usaron distintas expresiones para predecir de su rigidez a flexión incluso la rigidez que se obtiene con el modelo multiresortes. Para ello se modelaron numéricamente marcos planos de 5, 10 y 15 niveles, a los que se aplicaron fuerzas laterales producto de excitarlas con varios acelerogramas. Finalmente se comparó la respuesta de los marcos planos obtenida con las distintas expresiones de la rigidez a flexión lateral efectiva. Los resultados indican que las expresiones propuestas aplicables en el rango lineal entregan una respuesta del lado no conservador debido a que no contemplan la degradación de la rigidez que se da en las columnas a ductilidades μ del rango 0.6 a 1.0. El modelo multiresortes empleado en algunas modelaciones numéricas si refleja la degradación de la rigidez y se puede considerar como una herramienta en el análisis de este tipo de estructuras.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1. **INTRODUCCIÓN 1**

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 1
1.2 JUSTIFICACIÓN 10
1.3 ESTADO DEL ARTE 11
1.4 OBJETIVO 13
1.5 HIPÓTESIS 14
1.6 METODOLOGÍA 14
1.7 ALCANCES Y LIMITACIONES 15

CAPÍTULO 2. **MARCO TEÓRICO 17**

2.1 CONCEPTOS PRELIMINARES DE LOS MEDIOS CONTINUOS 17
2.2 CONCEPTO DE MATERIALES COMPUESTOS 18
2.3 VIGAS Y COLUMNAS PRISMÁTICAS 19
2.3.1 CONCEPTOS GENERALES 19
2.3.2 RIGIDEZ AXIAL 20
2.3.3 RIGIDEZ TORSIONAL 21
2.3.4 RIGIDEZ A CORTANTE 21
2.3.5 RIGIDEZ A FLEXIÓN 22
2.3.6 USO DE LA RIGIDEZ A FLEXIÓN 22
2.4 RIGIDEZ A FLEXIÓN EN COLUMNAS COMPUESTAS TIPO SRC 24
2.4.1 EXPRESIONES PARA LA RIGIDEZ A FLEXIÓN SEGÚN VARIOS INVESTIGADORES 25
2.4.2 EXPRESIONES PARA LA RIGIDEZ A FLEXIÓN DE ACUERDO CON LAS NORMAS TÉCNICAS PARA ESTRUCTURAS METÁLICAS DE NTC-DCEA (2023) 28
2.4.3 EXPRESIONES PARA LA RIGIDEZ A FLEXIÓN DE ACUERDO CON LA ESPECIFICACIÓN AISC 360-22 (2022) 29
2.4.4 EXPRESIONES PARA LA RIGIDEZ A FLEXIÓN DE ACUERDO CON EL EUROCÓDIGO 4 (2004) ... 30
2.4.5 EXPRESIONES PARA LA RIGIDEZ A FLEXIÓN DE ACUERDO CON EL ACI 318 (2019) 31
2.4.6 EXPRESIONES PARA LA RIGIDEZ A FLEXIÓN DE ACUERDO CON OTRAS ESPECIFICACIONES ... 32
2.5 RIGIDECES A FLEXIÓN EN TRABES COMPUESTAS PARA CASO DECK Y FIRME DE COMPRESIÓN 34
2.6 CONSIDERACIONES PARA LA RIGIDEZ DE COLUMNAS Y TRABES AL USAR MATERIALES NO LINEALES 36
2.6.1 CONCEPTOS GENERALES 36
2.6.2 MODELOS NO LINEALES DE CONCRETO REFORZADO 42
2.6.3 MODELOS NO LINEALES DE ACERO ESTRUCTURAL Y ACERO DE REFUERZO 47
2.7 OTRAS CONSIDERACIONES QUE AFECTAN EL CÁLCULO DE RIGIDECES DE TRABES Y COLUMNAS COMPUESTAS 50
2.7.1 CONSIDERACIONES SOBRE LA ACCIÓN COMPUESTA 50
2.7.2 CONSIDERACIONES SOBRE LOS PERNOS DE CORTANTE 52
2.7.3 CONSIDERACIONES EN EL USO DE PROGRAMAS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL 56
2.7.4 CONSIDERACIONES SOBRE EL EFECTO DE LA LOSA DE CONCRETO O EL SISTEMA LÁMINA FIRME DE COMPRESIÓN 57
2.8 ALGUNAS EXPRESIONES PARA LA RESISTENCIA DE LAS COLUMNAS COMPUESTAS TIPO SRC 60
2.8.1 EXPRESIONES PARA LA RESISTENCIA DE LAS NTC-DCEA 2023 60

2.8.2 EXPRESIONES PARA LA RESISTENCIA DE LA ESPECIFICACIÓN AISC360-22 63
2.8.3 EXPRESIONES PARA LA RESISTENCIA DEL EUROCÓDIGO 04 67
2.9 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LAS TRABES COMPUESTAS PARA EL CASO DECK Y FIRME DE COMPRESIÓN 69
2.10 CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES COMPUESTOS EN LAS PROVISIONES SISMICAS AISC 341-22 69

CAPÍTULO 3. **INVESTIGACIONES EXPERIMENTALES Y NUMÉRICAS SOBRE COLUMNAS COMPUESTAS 70**

3.1 INVESTIGACIONES EXPERIMENTALES SOBRE LAS COLUMNAS COMPUESTAS 70
3.1.1 INVESTIGACIONES EXPERIMENTALES REALIZADAS POR RICLES Y PABOOJIAN, 1993 70
3.1.2 INVESTIGACIONES EXPERIMENTALES REALIZADAS POR CHEN, 2014 80
3.1.3 INVESTIGACIONES EXPERIMENTALES REALIZADAS POR ZHU, 2016 87
3.2 INVESTIGACIONES NUMÉRICAS DE COLUMNAS COMPUESTAS 94

CAPÍTULO 4. **COMPARACIONES NUMÉRICAS Y EXPERIMENTALES EN MIEMBROS INDIVIDUALES (COLUMNAS) 95**

4.1 PLANTEAMIENTO DEL MODELO MULTIRESORTES 95
4.2 MODELO MULTI-RESORTES USADO EN ALGUNAS COLUMNAS SELECCIONADAS DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES 100
4.2.1 COLUMNAS DE LA INVESTIGACIÓN DE RICLES 103
4.2.2 COLUMNAS DE LA INVESTIGACIÓN DE CHEN 104
4.2.3 COLUMNAS DE LA INVESTIGACIÓN DE ZHU 105
4.3 COMPARACIONES EN LA ETAPA ELÁSTICA 105
4.3.1 COMPARACIONES EN LAS COLUMNAS DE LA INVESTIGACIÓN DE RICLES 106
4.3.2 COMPARACIONES EN LAS COLUMNAS DE LA INVESTIGACIÓN DE CHEN 115
4.3.3 COMPARACIONES EN LAS COLUMNAS DE LA INVESTIGACIÓN DE ZHU 120
4.4 COMPARACIONES EN LA ETAPA NO LINEAL 125
4.4.1 COMPARACIONES EN LAS COLUMNAS DE LA INVESTIGACIÓN DE RICLES 125
4.4.2 COMPARACIONES EN LAS COLUMNAS DE LA INVESTIGACIÓN DE CHEN 130
4.4.3 COMPARACIONES EN LAS COLUMNAS DE LA INVESTIGACIÓN DE ZHU 132
4.5 OBSERVACIONES Y ANÁLISIS DE RESULTADOS EN LAS COMPARACIONES HECHAS A MIEMBROS INDIVIDUALES 135

CAPÍTULO 5. **COMPARACIONES DE LAS EXPRESIONES DE LA RIGIDEZ A FLEXIÓN EFECTIVA EN ANÁLISIS ELÁSTICOS DE MARCOS PLANOS 137**

5.1 PLANTEAMIENTO 137
5.2 COMPARACIONES EN MIEMBROS INDIVIDUALES (COLUMNAS) 139
5.3 COMPARACIONES EN UN MARCO PLANO DE 5 NIVELES 148
5.4 COMPARACIONES EN UN MARCO PLANO DE 10 NIVELES 155
5.5 COMPARACIONES EN UN MARCO PLANO DE 15 NIVELES 162
5.6 OBSERVACIONES Y ANÁLISIS DE RESULTADOS EN LAS COMPARACIONES HECHAS A LAS EXPRESIONES DE LA RIGIDEZ A FLEXIÓN EFECTIVA EN COLUMNAS INDIVIDUALES Y MARCOS PLANOS 170

CAPÍTULO 6. **RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 173**

6.1 RESUMEN SOBRE LAS RIGIDECES A FLEXIÓN EFECTIVA 173

6.2 RESUMEN SOBRE EL MODELADO DE UNA COLUMNA SRC EN LA ETAPA ELÁSTICA Y EN LA ETAPA NO LINEAL USANDO MULTIRESORTES 173
6.3 RESUMEN SOBRE EL MODELADO DE LOS MARCOS PLANOS EN LA ETAPA ELÁSTICA 175
6.4 CONCLUSIONES 176
6.5 RECOMENDACIONES 179

REFERENCIAS..... 181

APÉNDICE A ACELEROGRAMAS SELECCIONADOS EN LOS ANÁLISIS PASO A PASO 186

APÉNDICE B EJEMPLOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A FLEXIÓN DE UNA TRABE COMPUESTA 188

APÉNDICE C EJEMPLO PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESIÓN DE UNA COLUMNA COMPUESTA DE ACERO EMBEBIDO EN CONCRETO (SRC) 198

APÉNDICE D COMENTARIOS SOBRE EL MODELADO DE COLUMNAS: MODELO MULTIRESORTES Y MODELO DE FIBRAS 212

D.1 CONVERGENCIA DEL MODELO MULTIRESORTES 212
D.2 ALGUNAS OBSERVACIONES EN LA COMPARACIÓN DEL MODELO MULTIRESORE VS MODELO DE FIBRAS 213

APÉNDICE E EJEMPLO PARA DETERMINAR CURVA DE CAPACIDAD EN MARCOS PLANOS CON COLUMNAS DE ACERO EMBEBIDOS EN CONCRETO (SRC) 214

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

SRC	Steel reinforced concrete / perfil de acero embebidos en concreto
CFT	Concrete filled tube / sección tubo relleno de concreto
IR	Perfil I rectangular
C-PSW/CF	Muros de cortante de placas de acero compuestos rellenos de concreto
Q	Factor de comportamiento sísmico
HSS	Hollow structural sections/ secciones huecas estructurales
OC	Perfil tubular estructural circular
SRHC	Columnas de acero estructural embebidas en concretos de alta resistencia
R	Factor de sobre resistencia
LRFD	Load and resistance factor design
NTC-DCEA-2023	Norma técnica complementaria para diseño y construcción de estructuras de acero edición 2023
NTC-DCEC-2023	Norma técnica complementaria para diseño y construcción de estructuras de concreto edición 2023
NTC-DCS-2023	Norma técnica complementaria para el diseño por sismo edición 2023
MOC CFE	Manual de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad
AISC	American Institute of Steel Construction
ANSI	American National Standards Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
ACI	American Concrete Institute
CEN	Comité Européen de Normalisation
CISC	Canadian Institute of Steel Construction
IMCA	Instituto Mexicano de la Construcción en Acero
NEHRP	National Earthquake Hazards Reduction Program
DIN	Deutsches Institut für Normun

Lista de figuras

Figura 1.1 Ejemplos de secciones de columnas compuestas tipo SRC....1
Figura 1.2 Ejemplos de secciones de columnas compuestas tipo CFT....1
Figura 1.3 Ejemplos de secciones de trabes compuestas....2
Figura 1.4 Secuencia de construcción de marcos de sección compuesta (adaptada de: American Institute of Steel Construction, 1992)....3
Figura 1.5 Altura promedio de los 100 edificios más altos del mundo (adaptada de Wood, 2022)....6
Figura 1.6 Uso de los 100 edificios más altos del mundo desde 1930 (tomada de Wood, 2022)....7
Figura 1.7 Sistema estructural de los 100 edificios más altos del mundo desde 1930 (tomada de Wood, 2022)....8
Figura 2.1 Viga de acero con una lámina acanalada (deck) sobre la cual se ha colado un firme de compresión o losa....34
Figura 2.2 Viga de acero embebida....35
Figura 2.3 Modelos nolineales de plasticidad idealizados de elementos vigas-columnas (adaptada de Deierling et al., 2010)....38
Figura 2.4 Idealización de fibras en una columna compuesta embebida (El- Tawil et al., 1999)....39
Figura 2.5 Distribución de esfuerzos residuales en secciones roladas en caliente de perfiles W (adaptada de Ziemian, 2010)....40
Figura 2.6 Distribución de esfuerzos residuales en una sección W14x730 (tomada de Ziemian, 2010)....40
Figura 2.7 Patrón de esfuerzos residuales Lehigh (tomada de Denavit y Hajjar,2014)....41
Figura 2.8 Diagrama esfuerzo-deformación para concreto no confinado (tomada de Hognestad, 1951)....42
Figura 2.9 Efecto “arco” en una columna por efecto del concreto confinado (tomada de Paultre et al., 2008)....43
Figura 2.10 Algunos modelos propuestos para la curva esfuerzo-deformación del concreto confinado ante cargas monotónicas (tomada de Chen et al., 1994)....44
Figura 2.11 Concreto tipo CS3 en un modelo trilineal, en el programa Canny-9 con algunas reglas de degradación....45
Figura 2.12 Relación esfuerzo deformación del concreto para interpretar los parámetros del modelo multiresortes....46
Figura 2.13 Curva esfuerzo deformación del acero (tomada de Ricles et al., 1993)....47
Figura 2.14 Modelos no lineales del acero en Canny-9: (a) Modelo esfuerzo-deformación SR4 con endurecimiento por deformación. (b) Modelo de histéresis para acero SS3....49
Figura 2.15 Comparación de vigas deformadas, con y sin acción compuesta (adaptada de De Buen, 2004)....50
Figura 2.16 Distribuciones de deformaciones en vigas, sin y con acción compuesta (adaptada de De Buen, 2004)....51
Figura 2.17 Conectores de cortante tipo barra de acero con cabeza....52
Figura 2.18 Pruebas de resistencia de conectores de cortante ante fatiga (tomada de Thürlimann, 1959)....53
Figura 2.19 Diagrama de interacción para la combinación de carga axial de compresión y momento uniaxial (tomada del Eurocódigo 4. CEN, 2004)....68

Figura 2.20 Diagrama de interacción simplificado y sus correspondientes distribuciones de esfuerzos (adaptada del Eurocódigo 4. CEN, 2004) 68
Figura 3.1 Detalles A, B, C y D usados en los especímenes en la investigación de Ricles (adaptada de Ricles et al., 1993) 72
Figura 3.2 Detallamiento adicional del acero transversal a lo largo de la columna y del acero longitud en la base de las columnas (tomada de Ricles et al., 1993) 73
Figura 3.3 Configuración esquemática de las pruebas de los especímenes (tomada de Ricles et al, 1993) 74
Figura 3.4 Historia de desplazamientos laterales (tomada de Ricles et al., 1993) 75
Figura 3.5 Respuesta desplazamiento (Δ) - carga lateral (H) de los especímenes 3 y 5. (tomada de Ricles, et al., 1993) 75
Figura 3.6 Respuesta desplazamiento (Δ) - carga lateral (H) de los especímenes 4 y 6 (tomada de Ricles, et al.,1993) 76
Figura 3.7 Evolución de la prueba del espécimen 6. a) para μ=1.0, b) para μ=2.0, c) para μ=4.0, d) para μ=6.0 (tomada de Ricles, et al.,1993) 77
Figura 3.8 Disposición y sección transversal del lote de especímenes 1 en el estudio de Chen; las dimensiones están en mm (tomada de Chen et al., 2014) 81
Figura 3.9. Disposición y sección transversal del lote de especímenes 2 en el estudio de Chen, las dimensiones están en mm. (tomada de Chen et al., 2014) 81
Figura 3.10 Configuración de los especímenes de columnas compuestas previamente a ser ensayados en la investigación de Chen (tomada de Chen et al., 2014) 83
Figura 3.11. Historia de desplazamientos aplicados en los especímenes en la investigación de Chen. (tomada de Chen et al., 2014) 84
Figura 3.12. Patrones de falla en los especímenes: a) SRC1-1-2, b) SRC2-1-1, c) SRC3-3-2, d) SRC4-5; (tomada de Chen et al., 2014) 84
Figura 3.13 Respuesta de los especímenes con perfiles estructurales tipo H (adaptada de Chen et al., 2014) 85
Figura 3.14. Detalles de las columnas SRHC en la investigación de Zhu (tomada de Zhu et al., 2016) 89
Figura 3.15. Configuración de los especímenes en la prueba, en la investigación de Zhu (tomada de Zhu et al., 2016). a) diagrama esquemático. b) fotografía de la configuración de la prueba. 90
Figura 3.16. Protocolo de carga cíclica, en la investigación de Zhu (tomada de Zhu et al., 2016) 91
Figura 3.17. Patrones de falla en columnas SRHC, en la investigación de Zhu (tomada de Zhu et al., 2016). a) modo de falla a flexión y cortante en el espécimen 9. b) modo de falla a flexión en el espécimen 3. c) Pandeo de las barras de refuerzo longitudinal y en el perfil estructural en el espécimen 14. 91
Figura 3.18. Lazos de histéresis en las columnas SRHC, en la investigación de Zhu (tomada de Zhu et al., 2016). a) espécimen 3. b) espécimen 9. c) espécimen 14. 92
Figura 4.1 Elemento inelástico degradante con interacción triaxial para un miembro de concreto reforzado (adaptada de Lai et al., 1984). a) miembro de un marco. b) modelo de un miembro. c) elemento inelástico 96
Figura 4.2 Areas efectivas en los resortes del acero de refuerzo y del concreto (tomada de Lai et al., 1984). a) sección de concreto y el acero de refuerzo principal. b) sección con resortes efectivos de acero de refuerzo y concreto 97

Figura 4.3 Comparación de resultados para la relación fuerza lateral-deflexión de una sección rectangular de concreto reforzado usando 5 resortes (tomada de Lai et al., 1984). (a) resultados experimentales. (b) resultados analíticos.....97
Figura 4.4 Idealización de una columna en Canny a partir del modelo multiresortes de 98
Figura 4.5 Discretización de una sección transversal en el programa Canny para usarse en el modelo multiresortes (Adaptada de Li, 2009). (a) sección rectangular de concreto. (b) Sección de acero estructural W.....99
Figura 4.6 Columna compuesta SRC discretizada con multiresortes. a) Sección transversal de la columna. b) Discretización de resortes en el concreto. c) Discretización de resortes en el acero estructural (perfil W).....100
Figura 4.7 Características generales de las columnas seleccionadas para el estudio de la respuesta vía numérica, tomadas de la Investigación de Ricles.....104
Figura 4.8 Características generales de las columnas seleccionadas para el estudio de la respuesta vía numérica, en la investigación de Chen 105
Figura 4.9 Características generales de las columnas seleccionadas para el estudio de la respuesta vía numérica, en la investigación de Zhu.....106
Figura 4.10. Esfuerzos residuales en un perfil de acero estructural con sección W, donde el patín se divide en 7 segmentos 109
Figura 4.11. Comparación de la respuesta para el espécimen 5. Entre los resultados medidos por Ricles y los resultados obtenidos de manera analítica con el modelo multiresortes. 125
Figura 4.12. Comparación de la respuesta para el espécimen 6. Entre los resultados medidos por Ricles y los resultados obtenidos de manera analítica con el modelo multiresortes. 126
Figura 4.13. Comparación de la respuesta para el espécimen 8 . Entre los resultados medidos por Ricles y los resultados obtenidos de manera analítica con el modelo multiresortes. 127
Figura 4.14.Comparación de la respuesta para el espécimen 5, con el efecto de los esfuerzos residuales. Entre los resultados medidos por Ricles y los resultados obtenidos de manera analítica con el modelo multiresortes. 129
Figura 4.15. Comparación de la respuesta para el espécimen SRC-1-1-2 . Entre los resultados medidos por Chen y los resultados obtenidos de manera analítica con el modelo multiresortes. 130
Figura 4.16. Comparación de la respuesta para el espécimen SRC-2-2-1 . Entre los resultados medidos por Chen y los resultados obtenidos de manera analítica con el modelo multiresortes. 131
Figura 4.17. Comparación de la respuesta para el espécimen 1-N2-I-M50 . Entre los resultados medidos por Zhu y los resultados obtenidos de manera analítica con el modelo multiresortes. ..132
Figura 4.18. Comparación de la respuesta para el espécimen 20-N3-I-M50-S. Entre los resultados medidos por Zhu y los resultados obtenidos de manera analítica con el modelo multiresortes. ..133
Figura 5.1. Características generales de las secciones transversales usadas en columnas y trabes para el marco de 5 niveles 148
Figura 5.2. Elevación del marco plano de cinco niveles.....148
Figura 5.3. Posición y número de resortes en una columna compuesta para el modelo multiresortes usada en el marco de 5 niveles 149
Figura 5.4. Distorsiones de entrepiso para el marco de 5 niveles 153
Figura 5.5 Historia de desplazamientos laterales en la azotea en el marco de 5 niveles diferentes valores de la rigidez lateral efectiva 154

Figura 5.6. Características generales de las secciones transversales usadas en columnas y trabes para el marco de 10 niveles 155
Figura 5.7. Elevación del marco plano de 10 niveles 156
Figura 5.8. Posición y número de resortes en una columna compuesta para el modelo multi-resortes usada en el marco de 10 niveles 157
Figura 5.9. Distorsiones de entrepiso para el marco de 10 niveles 160
Figura 5.10. Historia de desplazamientos laterales en azotea en el marco de 10 niveles usando diferentes valores de la rigidez lateral efectiva 161
Figura 5.11. Características generales de las secciones transversales usadas en columnas y trabes para el marco de 15 niveles 162
Figura 5.12. Elevación del marco plano de 15 niveles 163
Figura 5.13. Distorsiones de entrepiso el marco de 15 niveles 168
Figura 5.14 Historia de desplazamientos laterales en azotea en el marco de 15 niveles usando diferentes valores de la rigidez lateral efectiva 169
Figura A.1 Espectros de respuesta de los acelerogramas seleccionados sin escalar para análisis (ξ=5%) 186
Figura A.2 Acelerogramas considerados 187
Figura B.1 Definición del ancho efectivo de losa colada sobre un deck en una trabe compuesta (tomada de McCormak, 2012) 189
Figura B.2 Ubicación del eje neutro plástico PNA en una trabe compuesta. (tomada de McCormak, 2012) 189
Figura B.3 Posición del eje neutro PNA dentro del patín superior de la trabe metálica (tomada de McCormak et al., 2012) 197
Figura D.1 Estudios de convergencia del modelo multiresortes para la columna compuesta del espécimen 5 de Ricles 212
Figura E.1 Elevación del marco plano de 5 niveles para el ejemplo E.1 214
Figura E.2 Curva de capacidad para el marco de 5 niveles del ejemplo E.1 obtenida con el método Push Over 215

Lista de Tablas

Tabla 1.1 Distribución geográfica de los 118 edificios más altos del mundo completados a finales del año 2023 6
Tabla 2.1 Parámetros a usar en el modelo multiresortes para modelar el comportamiento histerético del concreto confinado y no confinado 46
Tabla 2.2 Parámetros a usar en el modelo multiresortes para modelar el comportamiento histerético del acero estructural y el acero de refuerzo 48
Tabla 3.1 Matriz de datos de sección transversal de los especímenes en el estudio de Ricles (tomada de Ricles et al., 1993) 72
Tabla 3.2 Propiedades de los materiales usados en los especímenes en la investigación de Chen, las unidades están en MPa (tomada de Chen et al., 2014) 82
Tabla 3.3 Parámetros usados en los especímenes en la investigación de Chen, las unidades están en mm (tomada de Chen et al., 2014) 82
Tabla 3.4 Factores de ductilidad de los especímenes, en la investigación de Chen (tomada de Chen et al., 2014) 86
Tabla 3.5 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo y del acero estructural en la investigación de Zhu (tomada de Zhu et al., 2016) 88
Tabla 3.6 Parámetros de diseño de los especímenes en la investigación de Zhu (tomada de Zhu et al., 2016) 88
Tabla 3.7 Resultados de las pruebas en las columnas SRHC, en la investigación de Zhu (tomada de Zhu et al., 2016). 92
Tabla 4.1 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 5 (primera calibración) 107
Tabla 4.2 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 6 (primera calibración) 107
Tabla 4.3 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 8 (primera calibración) 108
Tabla 4.4 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 5. Se incluye el efecto de los esfuerzos residuales (primera calibración) 109
Tabla 4.5 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Ricles usando el modelo multiresortes con la primera calibración de parámetros 110
Tabla 4.6 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 5 (segunda calibración) 110
Tabla 4.7 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 6 (segunda calibración) 111
Tabla 4.8 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 8 (segunda calibración) 111
Tabla 4.9 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 5. Se incluye el efecto de los esfuerzos residuales (segunda calibración) 112

Tabla 4.10 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Ricles usando el modelo multiresortes con la segunda calibración de parámetros 112
Tabla 4.11 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 5 (tercera calibración) 113
Tabla 4.12 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 6 (tercera calibración) 113
Tabla 4.13 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 8 (tercera calibración) 114
Tabla 4.14 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 5. Se incluye el efecto de los esfuerzos residuales (tercera calibración) 114
Tabla 4.15 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Ricles usando el modelo multiresortes con la tercera calibración de parámetros 115
Tabla 4.16 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Chen en el espécimen SRC 1-1-2 (primera calibración) 116
Tabla 4.17 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Chen en el espécimen SRC 2-2-1 (primera calibración) 116
Tabla 4.18 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Chen usando el modelo multiresortes con la primera calibración de parámetros 117
Tabla 4.19 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Chen en el espécimen SRC 1-1-2 (segunda calibración) 117
Tabla 4.20 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Chen en el espécimen SRC 2-2-1 (segunda calibración) 118
Tabla 4.21 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Chen usando el modelo multiresortes con la segunda calibración de parámetros 118
Tabla 4.22 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Chen en el espécimen SRC 1-1-2 (tercera calibración) 119
Tabla 4.23 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Chen en el espécimen SRC 2-2-1 (tercera calibración) 119
Tabla 4.24 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Chen usando el modelo multiresortes con la tercera calibración de parámetros120
Tabla 4.25 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Zhu en el espécimen 1-N2-I-M50 (primera calibración) 120
Tabla 4.26 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Zhu en el espécimen 20-N3-I-M50-S (primera calibración) 121
Tabla 4.27 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Chen usando el modelo multiresortes con la primera calibración de parámetros 121
Tabla 4.28 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Zhu en el espécimen 1-N2-I-M50 (segunda calibración).....122

Tabla 4.29 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Zhu en el espécimen 20-N3-I-M50-S (segunda calibración).....122
Tabla 4.30 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Chen usando el modelo multiresortes con la segunda calibración de parámetros 123
Tabla 4.31 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Zhu en el espécimen 1-N2-I-M50 (tercera calibración) 123
Tabla 4.32 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Zhu en el espécimen 20-N3-I-M50-S (tercera calibración) 124
Tabla 4.33 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Chen usando el modelo multiresortes con la tercera calibración de parámetros124
Tabla 4.34 Comparativa de los resultados en la etapa no lineal del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles para el espécimen 5.....126
Tabla 4.35 Comparativa de los resultados en la etapa no lineal del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles para el espécimen 6.....127
Tabla 4.36 Comparativa de los resultados en la etapa no lineal del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles para el espécimen 8.....128
Tabla 4.37 Comparativa de los resultados en la etapa no lineal del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles para el espécimen 5, se incluyen los efectos de los esfuerzos residuales. 128
Tabla 4.38 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Ricles usando el modelo multiresortes con la cuarta calibración de parámetros 129
Tabla 4.39 Comparativa de los resultados del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Chen para el espécimen SRC-1-1-2 130
Tabla 4.40 Comparativa de los resultados del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Chen para el espécimen SRC-2-2-1 131
Tabla 4.41 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Chen usando el modelo multiresortes con la cuarta calibración de parámetros.132
Tabla 4.42 Comparativa de los resultados del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Zhu para el espécimen 1-N2-I-M50.....133
Tabla 4.43 Comparativa de los resultados del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Zhu para el espécimen 20-N3-I-M50-S.....134
Tabla 4.44 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Zhu usando el modelo multiresortes con la cuarta calibración de parámetros ...134
Tabla 5.1 Comparación de las rigideces laterales en la etapa lineal según varias expresiones de la rigidez a flexión efectiva para el espécimen 5 de Ricles 139
Tabla 5.2 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez obtenidas con las expresiones en el espécimen 5 de Ricles.....140
Tabla 5.3 Comparación de las rigideces laterales en la etapa lineal según varias expresiones de la rigidez a flexión efectiva para el espécimen 6 de Ricles 140
Tabla 5.4 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez obtenidas con las expresiones en el espécimen 6 de Ricles.....141
Tabla 5.5 Comparación de las rigideces laterales en la etapa lineal según varias expresiones de la rigidez a flexión efectiva para el espécimen 8 de Ricles 141

Tabla 5.6 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez obtenidas con las expresiones en el espécimen 8 de Ricles. 142
Tabla 5.7 Comparación de las rigideces laterales en la etapa lineal según varias expresiones de la rigidez a flexión efectiva para el espécimen SRC-1-1-2 de Chen 142
Tabla 5.8 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez obtenidas con las expresiones en el espécimen SRC-1-1-2 de Chen. 143
Tabla 5.9 Comparación de las rigideces laterales en la etapa lineal según varias expresiones de la rigidez a flexión efectiva para el espécimen SRC-2-2-1 de Chen 143
Tabla 5.10 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez obtenidas con las expresiones en el espécimen SRC-2-2-1 de Chen. 144
Tabla 5.11 Comparación de las rigideces laterales en la etapa lineal según varias expresiones de la rigidez a flexión efectiva para el espécimen 1-N2-I-M50 de Zhu 144
Tabla 5.12 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez obtenidas con las expresiones en el espécimen 1-N2-I-M50 de Zhu. 145
Tabla 5.13 Comparación de las rigideces laterales en la etapa lineal según varias expresiones de la rigidez a flexión efectiva para el espécimen 20-N3-I-M50-S de Zhu 145
Tabla 5.14 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez obtenidas con las expresiones en el espécimen 20-N3-I-M50-S de Zhu. 146
Tabla 5.15 Comparativa del aporte de los componentes de la columna compuesta en la rigidez lateral efectiva según las distintas expresiones usadas para las columnas de Ricles. (Valores normalizados) 147
Tabla 5.16 Comparación de rigideces a flexión en el marco plano de 5 niveles. Normalizadas respecto al valor usado el modelo multiresortes 150
Tabla 5.17 Comparación de periodos fundamentales en el marco de 5 niveles. Valores normalizados respecto al valor obtenido al usar el modelo multiresortes 151
Tabla 5.18 Comparación de distorsiones de entrepiso en el marco de 5 niveles. Valores normalizados respecto al valor obtenido al usar el modelo multiresortes con la calibración 1 152
Tabla 5.19 Comparativa de los coeficientes de variación para las distorsiones normalizadas en el marco de cinco niveles. 153
Tabla 5.20 Comparación de rigideces a flexión en el marco plano de 10 niveles. Normalizadas respecto al valor usado el modelo multiresortes 157
Tabla 5.21 Comparación de periodos fundamentales en el marco de 10 niveles. Valores normalizados respecto al valor obtenido al usar el modelo multiresortes 158
Tabla 5.22 Comparación de distorsiones de entrepiso en el marco de 10 niveles. Valores normalizados respecto al valor obtenido al usar el modelo multiresortes con la calibración 1 158
Tabla 5.23 Comparativa de los coeficientes de variación para las distorsiones normalizadas en el marco de 10 niveles. 160
Tabla 5.24 Comparación de rigideces a flexión en el marco plano de 15 niveles. Normalizadas respecto al valor usado el modelo multiresortes 164
Tabla 5.25 Comparación de periodos fundamentales en el marco de 15 niveles. Valores normalizados respecto al valor obtenido al usar el modelo multiresortes 165
Tabla 5.26 Comparación de distorsiones de entrepiso en el marco de 15 niveles. Valores normalizados respecto al valor obtenido al usar el modelo multiresortes con la calibración 1 165

Tabla 5.27 Comparativa de los coeficientes de variación para las distorsiones normalizadas en el marco de 15 niveles. 167
Tabla A.1 Datos de origen de los acelerogramas seleccionados 186

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Entre los edificios cuyo sistema estructural está resuelto con perfiles metálicos, se encuentran aquellos que usan secciones compuestas. En las secciones compuestas se puede obtener un aumento importante de resistencia y rigidez haciendo que el acero estructural y el concreto reforzado trabajen en conjunto, siempre y cuando se tomen las medias correctas. El uso de elementos que de forma mecánica permitan la transmisión de las fuerzas cortantes, facilita esta sinergia en las secciones compuestas, estos elementos son conocidos como conectores de cortante.

Se pueden tener secciones compuestas tanto en trabes como en columnas. Para las columnas, existe la opción de tener perfiles metálicos ahogados en concreto (también conocidas como columnas "embebidas" o SRC, Figura 1.1) o la opción de tener concreto colocado dentro de tubos (rectangulares, cuadrados o circulares, conocidos como CFT Figura 1.2). Para el caso de las trabes, una consideración usada más ampliamente consiste en, tomar en cuenta la aportación de un volumen de concreto colocado en el sistema de piso y que trabaja en conjunto con el perfil metálico, por tanto, se adquieren ventajas en cuanto a su resistencia, Figura 1.3. En las trabes también existe una opción de uso reducido en el que el perfil metálico queda embebido en su totalidad en concreto, además interactúa con el concreto del sistema de piso (esta última variante se encuentra cada vez más en desuso debido a que resulta de un proceso constructivo laborioso y que conlleva un mayor tiempo de ejecución).

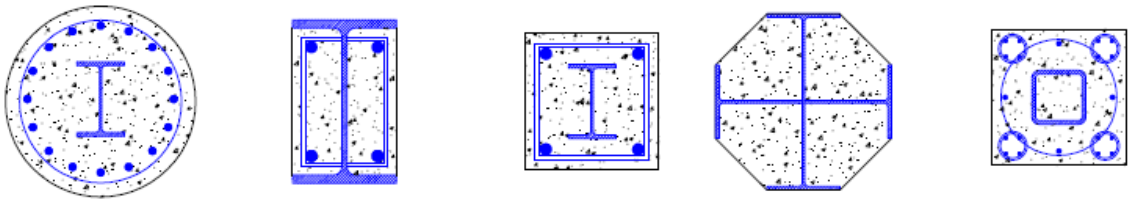


Figura 1.1 Ejemplos de secciones de columnas compuestas tipo SRC

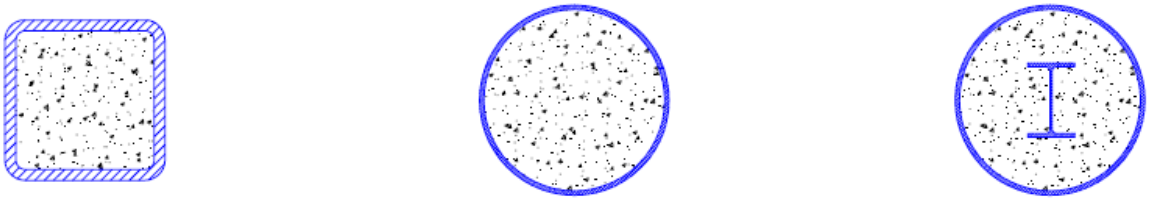


Figura 1.2 Ejemplos de secciones de columnas compuestas tipo CFT

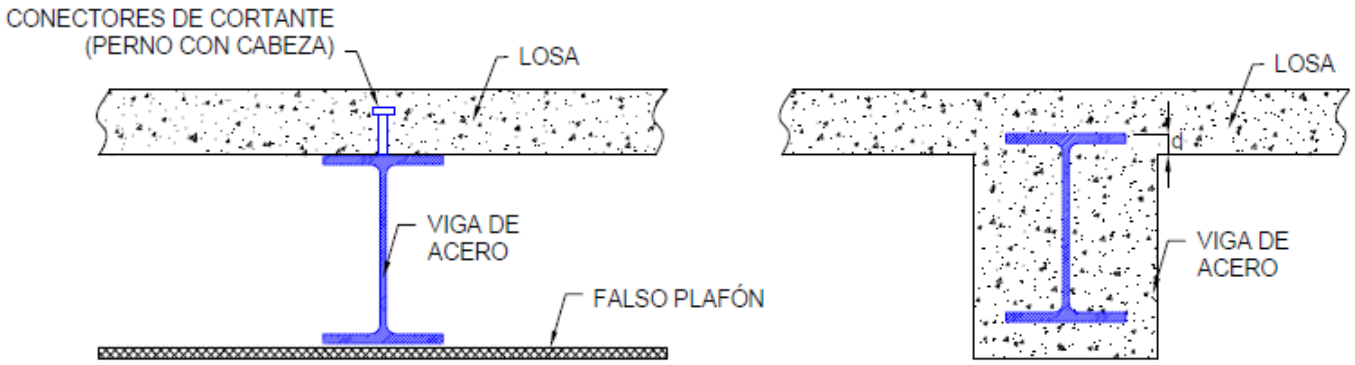


Figura 1.3 Ejemplos de secciones de trabes compuestas

Al referirse al aumento de la resistencia en las secciones compuestas, se refiere inicialmente a sacar provecho de la resistencia a compresión del concreto, ya que se busca que gran parte de la sección compuesta trabaje en compresión, se da el efecto en el que la proporción que representa el área de la viga de acero en tensión es mayor que si la viga estuviese sola. El aporte que hace el concreto hace que suba el eje neutro de la sección, lo que resulta en una ventaja. En las secciones compuestas la resistencia lograda es mucho mayor que la suma de las resistencias de sus partes por separado como son la losa o la viga.

Algunas de las ventajas de las estructuras que emplean columnas de sección compuesta respecto de las estructuras de concreto reforzado o a las estructuras que sólo usan perfiles de acero estructural son:

- Aumento en la resistencia, conlleva a mayor economía
- Menor tamaño, menor peso
- Aumento de rigidez
- Mayor resistencia sísmica
- Mayor ductilidad del sistema
- Optimización de los tiempos de construcción

Algunas de las desventajas de las estructuras que emplean columnas de sección compuesta son:

- Complejidad en la ejecución de la obra
- Falta de especificaciones integrales para su análisis y diseño

En México de manera cotidiana los ingenieros encargados de los diseños de los edificios de secciones compuestas toman en cuenta las consideraciones establecidas en la reglamentación, a nivel nacional como es el caso de las Normas Técnicas Complementarias

emitidas para la Ciudad de México, las cuales son la principal referencia, por la cercanía en los ámbitos económicos y técnicos la especificación estadounidense también es una referencia ampliamente usada.

Por ejemplo, para la Ciudad de México, dentro de las Normas técnicas Complementarias para diseño y Construcción de Estructuras de acero, en su sección 10 presenta las consideraciones y formas de obtener las resistencias de los miembros compuestos (Gobierno de la Ciudad de México, 2023).

En el ámbito internacional, la especificación ANSI/AISC 360-22, en su capítulo I presenta las recomendaciones generales y las formas de obtener las resistencias de los miembros compuestos (American Institute of Steel Construction, 2022).

También se han desarrollado publicaciones por parte del AISC, que en su Guía de diseño de acero, establece el diseño de secciones de perfiles IR embebidas en concreto (American Institute of Steel Construction, 1992).

Como se mencionó en los párrafos anteriores una de las ventajas de las estructuras metálicas es la rapidez con las que se puede avanzar en su construcción, y para el caso de edificios, en poco tiempo se pueden montar varios niveles, Figura 1.4.

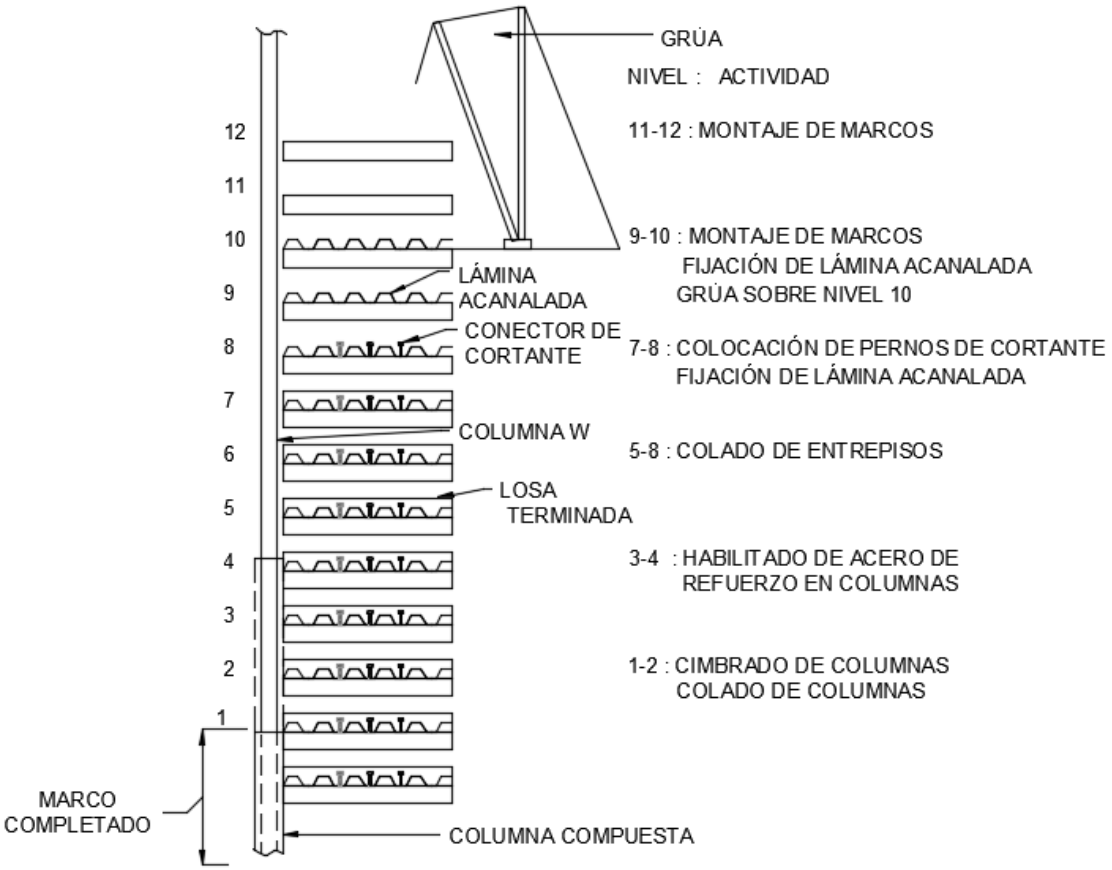


Figura 1.4 Secuencia de construcción de marcos de sección compuesta (adaptada de: American Institute of Steel Construction, 1992)

Las secciones compuestas pueden parecer un sistema novedoso que ha tenido auge en los últimos años debido principalmente a que en algunos países asiáticos como China o Japón los edificios con estructuras de este tipo se han convertido en una opción importante al momento de decidir entre el uso de estas o de una estructura de concreto o una sólo de acero estructural. Sin embargo, a continuación, se presenta de manera breve como las secciones compuestas tienen un uso que va más allá de los años recientes.

Uno de los primeros antecedentes que se tienen en los Estados Unidos, el país vecino es uno de los pioneros en la investigación de las secciones compuestas, se tiene registro de las secciones compuestas datan del año 1893, en el estado de Iowa, se trata de la construcción del puente Melan Rock Rapids, el cual consistían de vigas de acero I embebidas en un arco de concreto. En 1884 en el estado de Pensilvania se construye la iglesia Metodista de Pittsburg con vigas de acero embebidas en concreto. Para 1898 se construye en Chicago el edificio Druecker Warehouse con columnas de acero revestidas de concreto. En los siguientes años el sistema compuesto tuvo un mayor uso y en 1910 se encuentran los primeros usos de vigas y columnas compuestas para aplicaciones antisísmicas y antifuego.

A medida que la construcción compuesta se fue usando en más edificaciones comenzaron a aparecer recomendaciones generales para las columnas en algunas sociedades técnicas. En 1903 el ASCE acuerda la creación de un comité para resolver las dudas sobre el uso de las estructuras compuestas acero-concreto. En 1904, el comité creado por el ASCE toma el nombre de “Comité especial sobre concreto y concreto reforzado”. Para la versión del ASCE de 1914 y de 1917 se dan los requerimientos mínimos necesarios para que un perfil estructural pueda considerarse como una columna compuesta. Para 1920 la Especificación estándar ACI No. 23, emiten por primera vez dos reglas de diseño para columnas compuestas. Para las versiones del ACI de 1928, 1936 y 1947 varios comités presentan fórmulas para calcular esfuerzos permisibles en las columnas compuestas (Eggenmann, 2003).

En cuanto a las trabes, la especificación emitida por el AISC de 1936 incorpora los primeros procedimientos de diseño para las vigas compuestas por esfuerzos permisibles, en las actualizaciones de 1961 y 1978 de la misma normatividad se incorporan los procedimientos de diseño de los pisos compuestos con lámina acanalada. En el año 1979 el AISC promueve la creación de un comité de investigación conocido como SSRC TG-20, que publica la guía de resistencia de columnas compuestas. A partir de las actualizaciones de 1986, 1993 y 1999 del AISC-LRFD se adoptan los procedimientos de diseño para las columnas compuestas.

En Europa, investigadores como Emperger nacido en ese entonces en Austria y hoy en día una región de la actual Republica Checa, comenzó en 1901 a realizar pruebas en columnas de concreto reforzadas con un perfil estructural. Para 1916 Emperger patentó una columna

compuesta, con ciertas reglas de que debían tener el acero estructural y concreto, de las cuales también publicó fórmulas para determinar la carga última resistente. Durante los años siguientes numerosas construcciones en Austria, Checoslovaquia y Estados Unidos se habían construido con las columnas Emperger. En los años 30 otros investigadores alemanes realizaron pruebas en columnas compuestas-, resultado de estos trabajos las primeras regulaciones de columnas compuestas se presentaron en 1943 en la norma alemana DIN 1045-1943 (Eggenmann, 2003).

Hablando de los sistemas estructurales con columnas compuestas SRC se conoce que estos sistemas se ha usado en Japón desde mediados del siglo pasado, las primeras publicaciones para diseño de columnas SRC datan de 1958 por el Instituto de Arquitectura de Japón.

En otros sitios como Europa, se han realizado investigaciones sobre la construcción compuesta y se han reflejado de manera reciente en el Eurocódigo de 1994.

En países asiáticos como China se ha incrementado la construcción de edificios con columnas SRC derivados del sismo de Ji-Ji en 1999 cuya magnitud alcanzo un valor de 7.3 grados Richter. En aquel evento varios de los edificios que sufrieron colapso usaban concreto reforzado. Lo anterior tuvo como consecuencia la desaceleración del mercado inmobiliario de edificios de concreto reforzado. Pero por otro lado se incrementó el mercado de edificios que usaban de columnas compuestas tipo SRC.

En cuanto a la manera de obtener las resistencias de las secciones compuestas, así como obtener la respuesta de la estructura (e.g. los desplazamientos de los entrepisos asociados a la acción del sismo), las especificaciones de diseño han avanzado en los procedimientos que se han usado por lo menos en los últimos 50 años.

El uso de columnas compuestas ha tendido una gran aceptación en los últimos años, sobre todo en edificios de mediana o gran altura, algunas investigaciones experimentales como las mencionadas en el capítulo 3 de este trabajo, respaldan el buen comportamiento de estos elementos. Algunas características por las que destacan sobre una sección de concreto reforzado o una sección de acero estructural son: su rigidez, resistencia, ductilidad, disipación de energía.

Conocer las características geométricas como es la altura o los materiales empleados de edificios de baja altura, mediana altura o de gran altura resulta una labor casi imposible de realizar hablando tanto del ámbito nacional como el internacional, sin embargo, para los edificios más altos del mundo si existe un registro confiable de las características generales, y esto nos puede dar una idea de lo que pasa con los edificios de menor altura. Un panorama mundial sobre los edificios de gran altura (de 300 m de altura o mayores) que fueron completados en su construcción para finales del año 2023 lo presenta Wood (Wood, 2022), en el intervalo del año 2015 al año 2023 al contabiliza a los 118 rascacielos (medidos por su altura) más grandes del mundo, el 65% de ellos fueron construidos en este periodo. En una progresión histórica sobre los 100 edificios más altos del mundo, se encuentra que el

promedio de altura va al alza en la Figura 1.5 se muestra como en los últimos 90 años el promedio de altura creció más del doble y se ha incrementado un 40% en el periodo del año 2000 al 2020.

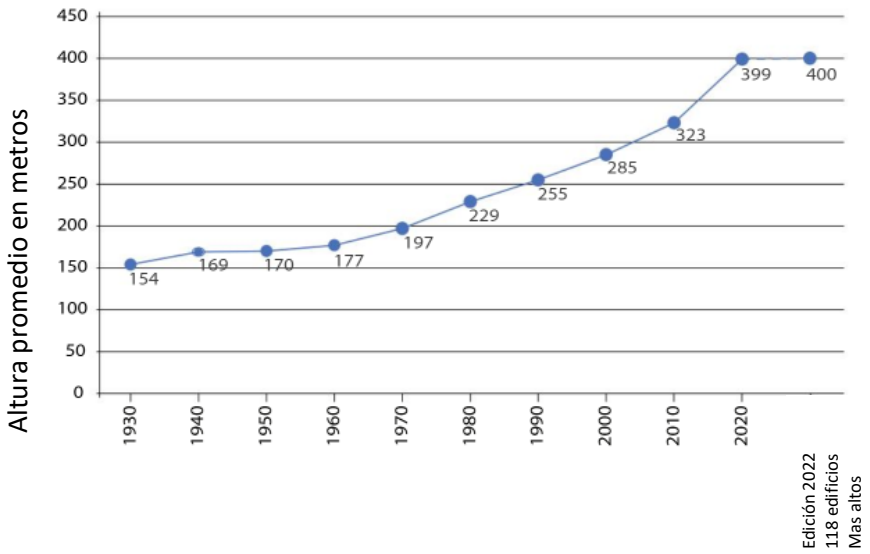


Figura 1.5 Altura promedio de los 100 edificios más altos del mundo (adaptada de Wood, 2022)

En cuanto a su distribución geográfica de los 118 edificios más altos, en la Tabla 1.1 se presenta su distribución por región, donde se observa que en Asia es el lugar donde se tiene un mayor auge de este tipo de estructuras. El segundo edificio más alto del mundo se encuentra en Kuala Lumpur, Malasia y es el Merdeka 118 con 679 m de altura. Los tres países que tienen los edificios más altos son China con el 53.3%, UAE (Emiratos Árabes Unidos) con el 16.9 y Estados Unidos con el 12.9%.

Tabla 1.1 Distribución geográfica de los 118 edificios más altos del mundo completados a finales del año 2023

Región	Porcentaje
África	0.8
Asia	61.8
Europa	4.2
Oriente Medio	20.3
Norteamérica	12.9
Oceanía *	0.0
Sudamérica	0.0

* El edificio más alto de Oceanía es el Q1 Tower in Gold Coast con 323 m de altura y se encuentra en el lugar 123 del ranking mundial.

En lo que respecta al uso que se le da a los edificios más altos, tomando en cuenta las categorías: oficinas, uso mixto, hotel, residencial y educación; en la Figura 1.6, se muestra el cambio de sus distribuciones a lo largo de los últimos 90 años al considerar a los 100 edificios más altos del mundo.

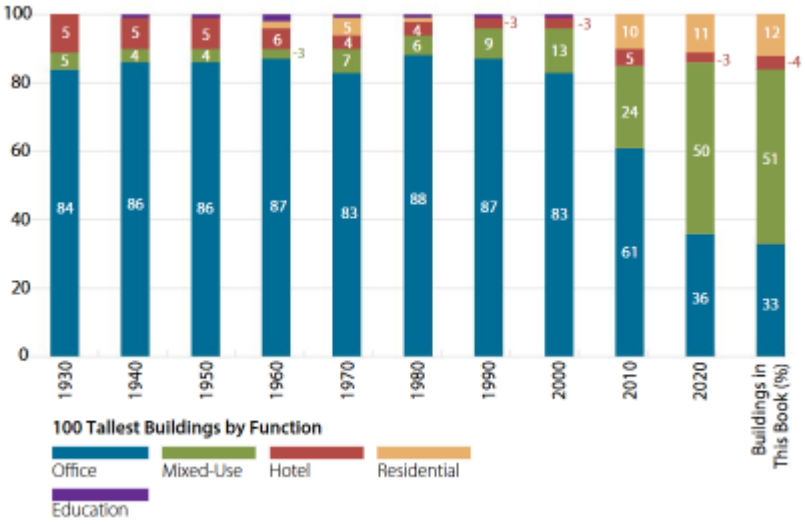


Figura 1.6 Uso de los 100 edificios más altos del mundo desde 1930 (tomada de Wood, 2022)

En lo que respecta a los materiales de su estructura principal, los sistemas estructurales compuestos van en aumento dentro de los 100 edificios más altos., si se tienen las categorías: “todo de acero”, “todo de concreto”, compuestos, estructura mixta o estructura desconocida. En la Figura 1.7, se muestra la distribución del uso de los materiales estructurales a lo largo de los últimos 90 años al considerar a los 100 edificios más altos del mundo. En la actualidad en el contexto de los 100 edificios más altos, las estructuras con materiales compuestos dominan actualmente con el 62%, seguidas por estructuras de todas de concreto con un 28%. Las razones por la que se ha cambiado el dominio de las estructuras todas en acero, que dominaron la industria por décadas son múltiples. En parte es por las características del desarrollo de los países donde los proyectos se localizan, quizás porque se tiene un mayor expertice tecnológico en el concreto, y la mano de obra necesaria para su colocación, también debido a que esta mano de obra es más barata en muchos lugares.

Cabe aclarar que:

La categoría “todo de acero” incluye los elementos estructurales verticales y laterales, además de los sistemas de piso construidos con acero. En un edificio de acero con sistema de piso de placas de concreto o losas de concreto sobre las trabes metálicas se considera como “todo de acero”, debido a que los elementos de concreto no actúan como la estructura primaria.

La categoría “todo de concreto” incluye los elementos estructurales verticales y laterales, además de los sistemas de piso construidos con concreto y ha sido colado en sitio y usa barras de refuerzo y / o concreto reforzado con acero el que ha sido precolado en componentes individuales que han sido ensamblados junto en el sitio.

La categoría compuestos se incluye la combinación de materiales (e.g. acero estructural, concreto, madera) que son usados juntos en los elementos estructurales principales. Los ejemplos incluyen edificios donde se usan columnas de acero con sistemas de piso de trabes de concreto reforzado, marcos de acero estructural con un núcleo de concreto, columnas de acero embebidas en concreto, tubos de acero rellenos de concreto, etc.

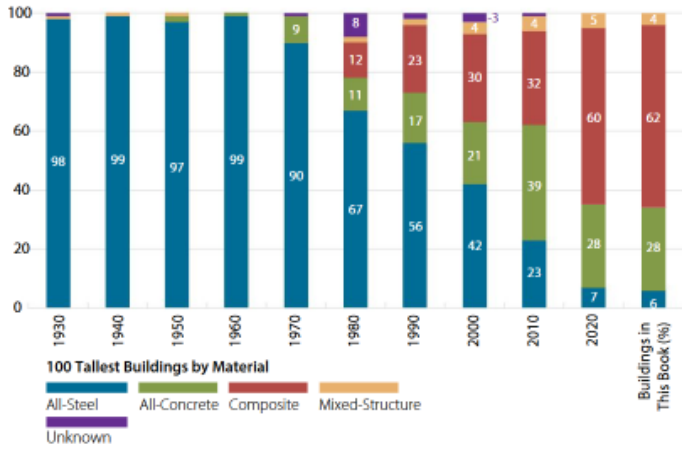


Figura 1.7 Sistema estructural de los 100 edificios más altos del mundo desde 1930 (tomada de Wood, 2022)

En México, en las Normas Técnicas Complementarias de 2004 fueron objeto de revisión respecto de la construcción compuesta por parte de Perea (Perea et al., 2004). Dentro de las conclusiones de este trabajo se menciona:

“La metodología que adopta las NTC (2004) de estimar la resistencia de elementos compuestos con parámetros modificados, la metodología presentada inicialmente en las especificaciones del AISC de 1986, permite resultados aceptables a compresión y flexión pura. Sin embargo, las ecuaciones de interacción propuestas en las NTC (2004) no reflejan la resistencia real de los elementos compuestos. Está resistencia, sin embargo, puede ser obtenida con la superposición de los esfuerzos plásticos en los materiales componentes asumiendo que existe compatibilidad en las deformaciones de la sección transversal; por esta razón, los resultados obtenidos con estas normas no capturan los puntos correspondientes a las fallas balanceada y de cero esfuerzos en tensión, puntos característicos del diagrama de interacción de los elementos compuestos.

A diferencia de las NTC (2004), las especificaciones internacionales evaluadas se basan en métodos de análisis plástico de la sección transversal asumiendo cierta distribución de los esfuerzos en los materiales componentes y compatibilidad de deformaciones de las secciones planas. Esta metodología reconoce con transparencia las grandes ventajas que ofrecen las columnas compuestas, como la contribución a momento del concreto, el efecto del confinamiento en el concreto y el retraso del pandeo local en el acero estructural.

Los autores sugieren que, en una futura evaluación del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, se elabore una Norma Complementaria para el Diseño y Construcción de Estructuras con Elementos Compuestos, y en estas, se incluyan recomendaciones para el diseño de las columnas compuestas. A juicio de los autores, éstas deberán sugerir el empleo del análisis plástico de la sección transversal compuesta para el cálculo de la resistencia última. Asimismo, deberá incluir el estado del conocimiento en el tema que incluya la contribución de los materiales componentes, los efectos del confinamiento, pandeo local, etc. Evidentemente, las propuestas analíticas deberán tener un fuerte sustento en los estudios experimentales."

Al menos hasta el año 2010, para las reglamentaciones vigentes nacionales o extranjeras (e.g. las especificaciones AISC), en el cálculo de la resistencia de una columna compuesta podían existir errores no conservadores de acuerdo con algunas investigaciones (Perea, 2010).

Es por ello que existe la interrogante de dado un edificio con columnas compuestas sometido a fuerzas sísmicas:

1 ¿Cómo debe estimarse la rigidez de las columnas?

2 ¿Las consideraciones de análisis-diseño establecidas en la reglamentación vigente sobre las secciones compuestas, y en particular sobre las columnas compuestas, son suficientes para contemplar dicho comportamiento ante la acción del sismo?

El efecto la rigidez a flexión efectiva en cada elemento influirá en la respuesta del edificio, el valor de la rigidez depende de las consideraciones que se hagan sobre las propiedades geométricas y de los materiales de cuatro componentes esenciales:

- Perfil de acero estructural
- Acero de refuerzo longitudinal y transversal
- Concreto
- Cantidad de conectores de cortante suministrados

Sin embargo, la normatividad actual y las investigaciones hechas sobre las cuatro componentes, siguen con algún grado de incertidumbre en como reflejar de manera analítica la rigidez de las columnas compuestas con un grado de precisión similar al que se tiene hoy en día por ejemplo con una columna de concreto reforzado.

Entendiendo que para las estructuras de concreto reforzado, las columnas se han estudiado en un innumerable número de investigaciones y en lo que respecta al tema de la rigidez lateral efectiva de las columnas o trabes al menos desde la versión 2008 del código ACI318 este no ha sufrido cambios importantes en lo que respecta a los procedimientos de cómputo.

1.2 JUSTIFICACIÓN

La respuesta ante cargas laterales de una estructura depende de la rigidez lateral de la misma. Debido a que las cargas laterales son transmitidas a los elementos verticales resistentes (columnas, muros o una combinación de ambos), la rigidez lateral a su vez depende de la rigidez a flexión de sus componentes resistentes, por ejemplo, para las columnas compuestas de perfiles IR embebidos en concreto, la rigidez a flexión se conoce como rigidez a flexión efectiva, y depende en gran parte de la consideración que se tenga de los cuatro componentes (concreto, acero de refuerzo, acero estructural y conectores de cortante) que interactúan en las columnas. Ante la presencia de las acciones sísmicas, la rigidez lateral juega un rol crucial en el comportamiento de la estructura. Tomando en consideración a la reglamentación actual y la forma en que establece como se pueden estimar las rigideces de las columnas usando análisis elásticos, es posible que se puedan tener errores al momento de estimar la respuesta de la estructura en estudio, esto en comparación con una columna ensayada en laboratorio o bien en un modelo analítico de columna no lineal que por supuesto incluye una etapa lineal para llevar a cabo la comparación.

Un análisis no lineal de la misma estructura, ante la presencia de cargas laterales debidas a sismo en el que se modelan las columnas con un “modelo multiresortes “, cuenta con un margen de error menor que el estimado con un análisis lineal, debido a que es posible hacer una comparación del modelo analítico no lineal respecto de algunos ensayos experimentales.

Esta información es relevante ya que se ve reflejada en el dimensionamiento de la estructura, en el margen de seguridad con él que cuenta la estructura y en la revisión del comportamiento resiliente ante la acción del sismo. Al final se reflejará en el costo que tenga la estructura e influirá para tomar la decisión si este sistema estructural es adecuado, si él sistema debe ser complementario con algún dispositivo del control de la respuesta o debería optarse por usar uno distinto (ante la evaluación en términos económicos). Cabe aclarar que aclarar que esta estimación del costo no se contempla en este trabajo.

1.3 ESTADO DEL ARTE

El uso de análisis elásticos es la herramienta más usada para el diseño de estructuras a pesar de que bajo algunas condiciones de carga se espera cierta inelasticidad. Para una columna compuesta que forma parte de una estructura en la que se desea determinar las distorsiones se debe usar una rigidez a flexión equivalente.

Chen (Chen et al., 2014) desarrolló una investigación experimental en 26 columnas compuestas acero-concreto. Dado que, la especificación técnica para concreto reforzado china (JGJ 138-2001) limita de manera estricta dos parámetros como son la cuantía mínima de acero transversal y la relación de la profundidad de embebido del perfil estructural en la base, lo que conduce a un comportamiento dúctil bajo condiciones de carga sísmica en columnas compuestas. Se pretendía estudiar cual de estos dos parámetros puede reducirse en sus límites actuales. Para el programa experimental se dividió en dos lotes de prueba. El primer lote contenía 18 especímenes de columnas embebidas tipo H. El segundo lote contenía 8 especímenes de columnas embebidas con el perfil estructural tipo cruciforme.

Para llevar a cabo la prueba, se introdujeron por un lado una carga axial de compresión que se mantuvo constante, además de una carga lateral cíclica reversible, los desplazamientos se midieron con base en el desplazamiento lateral en la parte superior de la columna asociado al punto de fluencia Δy. La prueba se interrumpió cuando la carga lateral resistente se redujo al 85% de la carga lateral máxima registrada, o bien, cuando la carga axial no pudo mantener la estabilidad.

Este trabajo se considera de interés debido a los resultados obtenidos, ya que permiten determinar la rigidez de la columna en distintas etapas de su rango lineal y no lineal, también el tipo de columnas estudiadas coinciden con las columnas SRC que son de interés. Otor aspecto útil es que se consideró un protocolo de carga cíclico que asemeja a los sismos reales.

Denavit y Hajjar (Denavit y Hajjar, 2014), analizaron cerca de 250 especímenes usando una formulación mixta de elementos finitos. La formulación hecha era adecuada tanto para análisis estáticos no lineales como para análisis dinámicos no lineales de columnas compuestas usadas en marcos. La formulación resulta adecuada tanto para columnas compuestas embebidas y columnas compuestas con tubos rellenos. Los resultados de la investigación para las columnas embebidas reportaron un éxito en predecir la resistencia pico, la deformación con la carga pico y el área bajo la curva como una media de error inferior al 10%. Esta investigación tiene tal peso que, las recomendaciones establecidas influyeron en las expresiones para determinar la rigidez a flexión efectiva que se incluyeron en la especificación AISC 360-16 y continuaron en la especificación AISC360-22, también aparecen en las normas NTC DCEA-2017 y NTC DCEA-2023.

Zhu (Zhu et al., 2016), llevaron a cabo un estudio experimental en columnas de acero estructural embebidas en concretos de alta resistencia también conocidas como SRHC, para estudiar su comportamiento sísmico. Se plantearon dos objetivos, el primero objetivo consistía en investigar los efectos de factores tales como el arreglo de los estribos y el detallamiento del acero de refuerzo, en el comportamiento sísmico de las columnas compuestas. El segundo objetivo consistía en confirmar que las columnas de acero embebidas en concretos de alta resistencia tienen suficiente

disipación de energía y capacidad de deformación incluso ante altas cargas axiales y por tanto son aptas para su uso en regiones sísmicas.

Para el programa experimental se consideraron 21 especímenes de columnas compuestas, todas ellas tenían una sección transversal de 200x200 mm, se tenían como variables la columna metálica, el detallamiento de los estribos, el uso de conectores de cortante y el nivel de la carga axial. Los especímenes fueron diseñados para simular columnas de pisos bajo en edificios altos en regiones sísmicas y fueron fabricadas a un tercio de la escala real. Al iniciar la prueba se aplicó la carga axial de manera constante y se mantuvo en toda la prueba, después se introdujo la carga lateral de forma cíclica bajo el modo de control de desplazamientos. La prueba finalizaba cuando la columna era incapaz de sostener la carga axial aplicada de manera inicial o cuando la carga lateral decrecía más del 50% de la carga lateral máxima aplicada.

Este trabajo se considera de interés debido a que explora múltiples parámetros que pueden influir en el comportamiento de las columnas compuestas ante una acción sísmica además que consideró un protocolo de carga cíclico que asemeja a los sismos reales. Con los resultados presentados se determinar la rigidez de la columna, en distintas etapas de su rango lineal y no lineal

Denavit (Denavit et al., 2018) estudiaron el comportamiento a corto plazo de las columnas compuestas tipo SRC o las CFT, en las que actúa una carga lateral por ejemplo carga de viento o en su caso sismo, el agrietamiento del concreto es la fuente de mucha de la inelasticidad que ocurre bajo unos niveles de carga relativamente bajos, aunque la fluencia parcial del acero, el deslizamiento entre el acero y el concreto, y la fractura del conceto en el recubrimiento también contribuyen a las pérdidas de rigidez. Por esta razón se desarrolló un estudio paramétrico para establecer recomendaciones prácticas de diseño para el uso en análisis elásticos y estimar la rigidez a flexión de columnas compuestas cuando se quiere determinar las distorsiones al tener cargas laterales. Las conclusiones de la investigación indican que la capacidad para estimar las distorsiones con cargas de servicio es importante en el diseño del edificio dado que las recomendaciones existentes presentan carencias. Se establecen recomendaciones para evaluar la rigidez a flexión, se toma en cuenta la aportación de la sección gruesa del acero estructural y del acero de refuerzo, y se afectan por un factor de corrección a la rigidez a flexión del concreto. El factor de corrección se toma como la principal variable y toma un cierto valor dependiendo de la cantidad de carga axial presente. Esta investigación permitió tener más claridad sobre el uso de la rigidez a flexión reducida EI* usada en el método directo, al limitarla para su uso en análisis que conduzcan a determinar resistencias y estabilidad. Por otro lado el uso de la rigidez lateral efectiva EI eff, puede usarse para obtener resultados razonables al determinar por ejemplo distorsiones, estas recomendaciones se incluyeron en la especificación AISC360-22 y en las NTC DCEA-2023.

Otros estudios recientes sobre la rigidez lateral efectiva de columnas de concreto rectangulares y circulares se han realizado por Restrepo y Rodríguez (Restrepo y Rodríguez, 2020), con el objetivo de predecir la demanda en la estructura producto de la acción de fuerzas sísmicas. Este estudio es una investigación en paralelo al estudio de la rigidez lateral efectiva de las columnas compuestas, además de que en ambos casos se cuenta con el parámetro en común de tener una columna de concreto reforzado. Restrepo y Rodríguez, proponen un modelo analítico, calibrado con resultados experimentales, para el cómputo de la rigidez lateral efectiva de las columnas de concreto reforzado (los estudios se realizaron a nivel de columnas individuales). En este estudio la rigidez lateral efectiva

se define como la rigidez secante cuando la sección crítica de la columna resiste 2/3 del momento probable resistente. El modelo propuesto para la predicción de desplazamientos toma en cuenta fuentes de desplazamiento de cinco regiones en las que se dividió la columna. Se propone un criterio para definir la rigidez lateral para fracciones de la capacidad a flexocompresión de la columna entre el valor correspondiente a la terminación de la parte lineal de la respuesta de la sección y el valor correspondiente a 2/3 del momento probable resistente de la sección. El procedimiento para poder predecir la respuesta de las columnas rectangulares presenta un valor de 1.03 para la media de los valores de la relación de rigideces experimentales a las calculadas, sin embargo, tiene la complejidad de realizar cómputos en 5 regiones de la columna, además de ser un proceso más complejo también se limitó a columnas individuales. Este proceso pudiera ser una opción en el futuro para determinar la rigidez a flexión lateral de las columnas compuestas, aunque también es cierto que pudiera sufrir ajustes para extenderlo a marcos planos o estructuras tridimensionales.

1.4 OBJETIVO

El objetivo general de esta investigación es hacer un estudio de la rigidez a flexión efectiva de las columnas compuestas, para edificios regulares sometidos a acciones sísmicas, estructurados con perfiles de sección IR embebidas en concreto y con un sistema de piso compuesto. Para este fin se establecen los siguientes objetivos particulares:

1. Analizar la respuesta de la estructura usando los valores de la rigidez a flexión efectiva EI_{eff} que se establece en:
    - Las NTC para estructuras de acero 2023
    - La especificación ANSI/ AISC360-22
    - El Eurocódigo 4
    - El ACI 318
    - Modelo Multiresortes
2. Verificar la precisión de un modelo analítico no lineal respecto del comportamiento de varios especímenes de una columna compuesta aislada ensayada en laboratorio por tres distintos grupos de investigadores, en la que hubo variaciones de:
    - cuantía de acero de refuerzo
    - grado de confinamiento del concreto
    - uso de concretos de resistencia normal y concretos de alta resistencia
3. Generar algunas conclusiones sobre la respuesta de las estructuras estudiadas, respecto del uso de las expresiones de la rigidez a flexión efectiva EI_{eff} consideradas, esto en el rango elástico del análisis donde son válidas.

4. Generar algunas conclusiones sobre la respuesta de las estructuras estudiadas, respecto del uso del modelo multiresortes, tanto en el rango elástico del análisis como en el rango no lineal.

1.5 HIPÓTESIS

La respuesta de un edificio regular depende de la forma en que se estima la rigidez a flexión efectiva en sus componentes, si se cuenta con columnas compuestas que se forman por perfiles sección IR embebidos en concreto reforzado, es posible que los resultados lleven a diferencias menores del 15% en la estimación de la respuesta (período, desplazamientos laterales, distorsiones y fuerzas) ante la presencia de fuerzas laterales, debidas al sismo usando un análisis lineal convencional.

1.6 METODOLOGÍA

En una primera etapa se estudiará la respuesta de columnas aisladas ensayadas en laboratorio por tres grupos de investigadores (Ricles, Chen y Zhu) y se harán comparaciones respecto de un modelo analítico de las mismas columnas en las que fue usado el modelo multiresortes para estimar su comportamiento en la etapa lineal y en la etapa no lineal. Se darán conclusiones sobre las diferencias encontradas en la respuesta.

En una segunda etapa se comparará el comportamiento de tres columnas aisladas ensayadas en laboratorio y de tres marcos planos ante cuatro metodologías que proponen distintos valores de la rigidez a flexión efectiva EI_{eff} de las columnas compuestas y con un modelo no lineal conocido como multiresortes. Se darán conclusiones sobre las diferencias encontradas en la respuesta, en términos de la rigidez, el periodo y las distorsiones.

Las metodologías son:

- Las NTC 2023 para estructuras de acero
- La especificación ANSI/ AISC360-22
- El código ACI 318
- El Eurocódigo 4
- Modelo multiresortes

En la comparación se tienen tres modelos numéricos de marcos planos que pretenden ser representativos de edificios regulares de baja y mediana altura (edificios de menos de 90 m de altura en los que normalmente la acción de las cargas laterales por sismo resulta más

crítica que la acción de las cargas laterales por viento), los marcos planos de 5, 10 y 15 niveles en los que se evaluará su respuesta en la etapa elástica, al variar los valores de la rigidez lateral efectiva de las columnas.

1.7 ALCANCES Y LIMITACIONES

Esta investigación tiene los siguientes alcances y limitaciones:

- Se estudiarán tres marcos planos regulares (de tres crujías o cinco crujías) en los que se tienen columnas compuestas con un perfil W embebido y se tienen trabes metálicas tipo W, se supone que los marcos forman parte de marcos tridimensionales en los que el sistema de piso también es compuesto, pero que para fines de este trabajo sólo se usó un marco plano intermedio.
- El número máximo de niveles a estudiar serán de 15 niveles al considerarse este número de niveles dentro del rango de edificios de mediana altura
- Se usará como base las especificaciones de análisis y diseño de las NTC 2023 para estructuras de acero establecidas en la sección 9 de las mismas.
- Se contempla también el uso de las especificaciones de análisis y diseño del ANSI/AISC 360-22 establecidas en el capítulo I.
- Se contempla también el uso de las especificaciones de análisis y diseño del Eurocódigo 4 establecidas en la sección 6.7.
- Se considera que la estructura del edificio se ha clasificado como regular, conforme a los criterios establecido en el MOC CFE para diseño por sismo (Comisión Federal de electricidad, 2015), o las NTC para diseño por sismo 2023.
- Se usarán columnas metálicas de sección IR compactas embebidas en una sección de concreto reforzado rectangular.
- El sistema de piso a estudiar es un sistema de piso compuesto (trabes metálicas y firme de compresión sobre una lámina acanalada, deck o losacero)
- Para determinar las resistencias y propiedades mecánicas de las columnas de sección compuesta se usarán concretos de hasta 350 kg/cm2.
- Para determinar la transmisión de fuerzas entre los perfiles metálicos y en concreto se supondrá el uso de pernos del tipo Nelson que permitan la transmisión completa de las fuerzas, es decir no se considera que existan casos de sección compuesta parcial.
- Al considerar la acción del sistema de piso este se supondrá rígido, no se ahondará revisiones que establezcan si se puede clasificar como un sistema de piso semirrígido.

- Se usarán fuerzas laterales producto de un análisis paso a paso con los elementos barra en su etapa lineal resultado de considerar varios acelerogramas de sismos reales.
- Se considera que la estructura esta cimentada sobre una base rígida (empotrada) con lo que se desprecian los efectos de interacción suelo-estructura (no se hacen consideraciones sobre el espesor de los estratos del suelo, ni su peso volumétrico, módulos de elasticidad o velocidad de las ondas de cortea través del mismo).
- Los diseños de las secciones representativas, así como las cargas a considerar en los análisis serán bajo las disposiciones para diseño LRFD.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

Para comprender el comportamiento de las secciones compuestas, se presentan algunos conceptos de la teoría estructural y de otras áreas de la ingeniería. También resulta importante presentar algunas investigaciones que se han hecho a este tipo de elementos para verificar su comportamiento en pruebas de laboratorio a elementos individuales, sobre todo de columnas compuestas embebidas en concreto.

2.1 CONCEPTOS PRELIMINARES DE LOS MEDIOS CONTINUOS

Como lo establece Levi (Levi, 1982), en un medio continuo, el adjetivo continuo se refiere a la hipótesis simplificadora fundamental que se acepta en esta ciencia, a saber, que los materiales estudiados pueden idealizarse, olvidando su estructura molecular o cristalina, como si estuviesen constituidos por una masa continua, sin huecos ni separaciones en su interior.

En los medios continuos se acepta que el medio sea isótropo. La isotropía supone que la microestructura del material consiste de elementos orientados al azar, y excluye, por consiguiente, la existencia de direcciones “preferenciales” para sus propiedades mecánicas. También la isotropía implica que el efecto de deformación producido por el material por determinado sistema de fuerzas no depende de la orientación del material mismo.

En los medios continuos al tratarse las propiedades mecánicas y abordarse a las deformaciones, desde el punto de vista de la mecánica de los cuerpos rígidos, el único resultado que interesa de la aplicación de una fuerza es el eventual desplazamiento del cuerpo que la recibe; por el contrario, la mecánica del medio continuo enfoca su atención principalmente en las deformaciones que el cuerpo pueda sufrir. No se trata, desde luego, sólo de las modificaciones de la en la forma exterior del cuerpo, sino también de los cambios en la posición relativa de las partículas que lo constituyen, en cualquier parte interna. Pueden ser deformaciones momentáneas, que duran sólo el tiempo que dura la causa que las ocasiona, o bien, pueden ser permanentes, es decir, que se mantienen, aunque la causa desaparezca.

Las deformaciones implican, por lo general, desarreglos sumamente complicados; para someterlas a medición, es necesaria una simplificación que consiste en descomponerlas idealmente en deformaciones longitudinales y deformaciones angulares.

Las fuerzas que actúan sobre el contorno de un cuerpo sólido o fluido se transmiten por acción molecular al interior del medio. Su influencia debe, consecuentemente, manifestarse en esfuerzos locales en cada uno de los puntos internos, aunque tales esfuerzos se pueden apreciar sólo de manera indirecta, a través de las deformaciones producidas.

Elasticidad. Se dice que un material se comporta elásticamente cuando las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos locales. El factor de proporcionalidad que correlaciona esfuerzos y deformaciones suele llamarse módulo elástico.

Se llaman ecuaciones constitutivas de un medio continuo aquéllas que expresan sus propiedades físicas, bajo un punto de vista macroscópico. El nombre se debe a que el comportamiento que describen es el resultado de la constitución interna del material. Naturalmente, en vista de la

complejidad de dicho comportamiento, querer sintetizarlo en ecuaciones implicará siempre simplificaciones, que llevarán a reemplazar el material real por un medio más o menos idealizado. El éxito de una ecuación constitutiva depende del grado de aproximación que se consigue en la predicción, por su intermedio, de los fenómenos reales.

La respuesta de un metal a un incremento continuo de cargas a temperatura constante, en general presenta una primer fase que revela un comportamiento del tipo elástico, en una segunda fase se tiene un comportamiento mecánico irregular (inelástico), en una tercer fase se tiene que ante incrementos muy pequeños de los esfuerzos, se obtienen grandes deformaciones (comportamiento plástico), finalmente donde el material, debido al exceso de carga, sufre una fractura, que puede, consistir sólo en la aparición de un sistema de grietas microscópicas, pero que destruye la continuidad del medio.

2.2 CONCEPTO DE MATERIALES COMPUESTOS

De acuerdo con Askeland (Askeland, 1998) los materiales se clasifican en 5 grupos: metales, cerámicos, polímeros, semiconductores y materiales compuestos. En el ámbito de la construcción los metales, los cerámicos y los materiales compuestos tienen una mayor relevancia.

Metales. Los metales y sus aleaciones, incluyendo acero, aluminio magnesio, zinc, hierro fundido, titanio, níquel, generalmente tienen como característica una buena conductividad eléctrica y térmica, una resistencia relativamente alta, una alta rigidez, ductilidad o conformabilidad y resistencia al impacto. Son particularmente útiles en aplicaciones estructurales o de carga- Aunque en ocasiones se utilizan metales puros, las combinaciones de metales conocidas como aleaciones proporcionan mejoría en alguna propiedad particularmente deseable o permiten una mejor combinación de propiedades.

Cerámicos. El ladrillo, el vidrio la porcelana, los refractarios y los abrasivos tienen baja conductividad eléctrica y térmica, y a menudo son utilizados como aislantes. Los cerámicos son fuertes y duros, aunque también son frágiles o quebradizos. Las nuevas técnicas de procesamiento han conseguido que los cerámicos sean lo suficientemente resistentes a la fractura para que puedan ser utilizados en aplicaciones de carga.

Polímeros. Producidos mediante un proceso conocido como polimerización, es decir creando grandes estructuras moleculares a partir de moléculas orgánicas, los polímeros incluyen al hule, los plásticos y muchos tipos de adhesivos. Los polímeros tienen una baja conductividad eléctrica y térmica, reducida resistencia y no son adecuados para utilizarse a temperaturas elevadas. Los polímeros termoplásticos, en los cuales las largas cadenas moleculares no están conectadas de manera rígida, tienen buena ductilidad y conformabilidad; los polímeros termoestables son más resistentes, aunque más frágiles porque las cadenas moleculares están fuertemente enlazadas.

Semiconductores. Aunque el silicio, el germanio y una variedad de compuestos como el GaAs (arseniuro de galio) son muy frágiles, resultan esenciales para aplicaciones electrónicas, de computadoras y de comunicaciones. La conductividad eléctrica de estos materiales puede controlarse para su uso en dispositivos electrónicos como transistores, diodos y circuitos integrados.

Materiales compuestos. Los materiales compuestos se forman a partir de dos o más materiales, produciendo propiedades que no se encuentran en ninguno de los materiales de manera individual.

El concreto, la madera contrachapada y fibra de vidrio son ejemplos típicos -aunque algo burdos – de materiales compuestos. Con materiales compuestos podemos producir materiales ligeros, fuertes, dúctiles o resistentes a altas temperaturas.

2.3 VIGAS Y COLUMNAS PRISMÁTICAS

Dentro de las estructuras formadas por marcos se tienen dos componentes básicos las vigas y las columnas. Las vigas son elementos horizontales que trabajan en la mayoría de los casos a flexión y a cortante. Las columnas son elementos verticales que trabajan en la mayoría de los casos a carga axial, a flexión y a cortante.

2.3.1 CONCEPTOS GENERALES

El arreglo de varios miembros estructurales constituye un sistema estructural, cuando este sistema se somete a la acción de uno o varios tipos de cargas y mediante un proceso denominado análisis estructural se pueden conocer la resistencia del arreglo y las deformaciones que producen las cargas.

El análisis estructural requiere de un modelo matemático que pretende ser una abstracción de la realidad, los métodos de solución, o las fórmulas usadas fueron verificados por observaciones a sistemas estructurales reales, en pruebas de campo o de laboratorio.

Una vez que se realiza el análisis y diseño estructural se puede verificar que la estructura que fue sometida a un cierto conjunto de cargas no sufrió daños estructurales, los daños se manifiestan cuando uno o varios componentes del sistema estructural no funciona de forma adecuada. Se considera que el sistema no funciona debido a que excedió un valor establecido del estado límite de servicio por ejemplo cuando las deformaciones son mayores a un valor numérico preestablecido. Otras formas en que se manifiesta el daño de un elemento estructural pueden ser: deformaciones elásticas excesivas, deformaciones inelásticas excesivas, fluencia, fractura, pandeo, desgarramiento o colapso.

Los métodos de análisis y diseño también relacionan las características geométricas de la sección transversal del elemento estructural, el o los materiales que lo constituyen con la finalidad de plantear o resolver el modelo matemático. Además de lo anterior se requieren realizar ciertas suposiciones que simplifiquen todas las variables involucradas en la solución del sistema estructural, un ejemplo de esto es la suposición de que se tiene un elemento en el que el material se comporta isotrópico, lineal elástico y homogéneo. El hacer las suposiciones en la solución del sistema requiere que se lleve a resultados consistentes que se tenga una aproximación suficiente entre el modelo matemático y la estructura real.

Los elementos estructurales pueden ser barras, cables, placas o elementos sólidos. Un nodo es un punto de inicio o llegada de uno o varios elementos estructurales. En particular, las barras son elementos entre dos nodos. Se considera que una barra es una pieza larga o pieza de una estructura que tiene una dimensión mucho mayor que las otras dos.

Dentro de los sistemas estructuras más usados en edificación están los marcos. Si se analizan sólo en un plano se denominan marcos planos, si se considera una geometría en tres dimensiones se denominan marcos tridimensionales. Los marcos están compuestos de manera general por dos tipos de elementos estructurales tipo barra: las vigas y las columnas. Las vigas son elementos horizontales que trabajan en la mayoría de los casos a flexión y a cortante. Las columnas son elementos verticales que trabajan en la mayoría de los casos a carga axial, a flexión y a cortante. En ambos casos tanto vigas como columnas en casos particulares también pueden trabajar a torsión.

Se dice que se tiene un elemento tipo viga – columna prismática (tiene una forma de poliedro limitado por dos polígonos iguales y paralelos y por los paralelogramos que unen dos a dos de sus lados correspondientes) al suponer que tiene esta forma y es además rectilíneo (el eje que pasa por su centroide dibuja una línea recta en toda su longitud). El termino prismático, para fines de un análisis elástico, indica que la barra tiene un área y una inercia constante a lo largo de toda su longitud.

Hace algunos años, cuando se requería resolver una estructura relativamente simple (con algunos cuantos elementos estructurales) se idealizaba con barras, y se usaba algún método de solución tradicional entre los que se pueden mencionar: Método de Maxwell-Mohr, Método del área de momentos, Método de la viga conjugada, Método de la distribución de momentos. Para la solución de estructuras más complejas (con muchos elementos estructurales) se puede echar mano de algunos métodos que actualmente son usados gracias al uso de las computadoras y la programación, se destacan el Método de flexibilidades, el Método de rigideces o el Método del elemento finito.

El Método de las rigideces requiere ensamblar una serie de matrices que relacionan los materiales, la geometría de las barras, las fuerzas actuantes y los desplazamientos. Al solucionar el sistema de matrices se encuentran desplazamientos, que llevarán al cálculo de esfuerzos en las barras. Este método requiere de ensamblar una matriz de rigidez, que contiene la rigidez de la estructura. Para un análisis elástico, donde actúan fuerzas del tipo estático, si {u} es el vector de desplazamientos de una cierta estructura, {F} es el vector de fuerzas de esa estructura y [K] es la matriz de rigidez de la estructura entonces:

$$[K]\ \{u\} = \{F\}$$

La rigidez es un concepto usado en la teoría estructural y que se define como la resistencia a la deformación de un miembro o estructura medida por la relación de la fuerza aplicada entre el desplazamiento correspondiente. En una barra se pueden tener una rigidez axial, una rigidez a torsión, una rigidez a cortante o una rigidez a flexión.

Finalmente se reafirma que en un análisis estructural entre otras cosas se busca determinar las deformaciones y los esfuerzos presentes de un sistema estructural dadas unas cargas. En la etapa de diseño estructural se verifica que una vez conocidas las deformaciones y los esfuerzos de cada uno de los elementos estructurales, las dimensiones de la sección transversal sean adecuadas según el tipo de material y por tanto no se llegue a un daño estructural del sistema.

2.3.2 RIGIDEZ AXIAL

La rigidez axial de una barra se usa para determinar el alargamiento o acortamiento cuando el elemento está sujeto a esfuerzos normales de tracción (también conocidos como esfuerzos de

tensión) o de compresión. Algunas de las suposiciones para obtener la rigidez de estos elementos es que son lineales elásticos, homogéneos e isotrópicos. También se supone que existe linealidad geométrica, es decir que tiene desplazamientos pequeños.

Se denomina rigidez axial al termino EA, el cual es usado por ejemplo en el coeficiente k_{ij} que es una sub-matriz que representa la rigidez de una barra y que forma parte de la matriz de rigidez de orden n de la estructura, con los n grados de libertad de la estructura que previamente fueron seleccionados. Si se desea indagar más en el método de rigidez de una estructura y sobre la forma que toman los coeficientes k_{ij}, se puede consultar algún libro de análisis estructural matricial (Przemieniecki, 1968)

Donde

El producto EA es la rigidez axial de la sección de la barra

E es el módulo de Young o módulo de elasticidad del material de la barra

A es el área de la sección transversal de la barra

2.3.3 RIGIDEZ TORSIONAL

La rigidez torsional de una barra se usa para determinar el giro θ cuando la barra está sujeta a torsión. Algunas de las suposiciones para obtener la rigidez de estos elementos es que son lineales elásticos, homogéneos e isotrópicos. También se supone que existe linealidad geométrica, es decir que tiene desplazamientos pequeños.

Se denomina rigidez torsional al termino GJ, el cual es usado por ejemplo en el coeficiente k_{ij} que es una sub-matriz que representa la rigidez de una barra y que forma parte de la matriz de rigidez de orden n de la estructura, con los n grados de libertad de la estructura que previamente fueron seleccionados.

Donde

El producto GJ es la rigidez torsional de la sección de la barra

G es el módulo de elasticidad a cortante del material de la barra

J es la constante de torsión de Saint Venant de la sección transversal de la barra

2.3.4 RIGIDEZ A CORTANTE

La rigidez a cortante de una barra se usa para determinar la deformación lateral v cuando la barra está sujeta a una fuerza cortante y al momento flexionante producido por la fuerza cortante. Algunas de las suposiciones para obtener la rigidez de estos elementos es que son lineales elásticos, homogéneos e isotrópicos. También se supone que existe linealidad geométrica, es decir que tiene desplazamientos pequeños.

Se denomina rigidez a cortante al término GA, el cual se deriva por ejemplo del planteamiento del esfuerzo cortante en una sección transversal de una barra a partir de la ecuación de energía por deformación ante fuerza cortante partiendo del Teorema de Castigliano sobre deformaciones.

Donde

El producto GA_c es la rigidez a cortante de la sección de la barra

G es el módulo de elasticidad a cortante del material de la barra

A_c es el área a cortante de la sección transversal de la barra

2.3.5 RIGIDEZ A FLEXIÓN

La rigidez a flexión de una barra se usa para determinar el giro θ cuando la barra está sujeta a momento flexionante y a la fuerza cortante asociada a este momento. Algunas de las suposiciones para obtener la rigidez de estos elementos es que son lineales elásticos, homogéneos e isotrópicos. También se supone que existe linealidad geométrica, es decir que tiene desplazamientos pequeños.

Se denomina rigidez a flexión al término EI, el cual es usado por ejemplo en el coeficiente k_{ij} que es una sub-matriz que representa la rigidez de una barra y que forma parte de la matriz de rigidez de orden n de la estructura, con los n grados de libertad de la estructura que previamente fueron seleccionados.

Donde

El producto EI es la rigidez a flexión de la sección de la barra

E es el módulo de Young o módulo de elasticidad del material de la barra

I es el momento de inercia de la barra asociado a el sentido en que actúa el momento flexionante

2.3.6 USO DE LA RIGIDEZ A FLEXIÓN

Una vez que se han presentado distintos tipos de rigideces que se pueden obtener para una viga-columna, y dado que, tanto vigas como columnas en muchos de los casos trabajan al menos con la presencia de momentos flexionantes o en flexión, a continuación, se presentan algunas de las expresiones de análisis o diseño donde se puede usar la rigidez a flexión (EI).

Cuando se quiere determinar la carga crítica de pandeo en el diseño de un miembro estructural de acero, o aún más allá cuando se realiza un análisis por estabilidad de la estructura y la carga crítica de pandeo es uno de los datos de entrada de este análisis.

$$\boldsymbol{Pe = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2}} \qquad \textbf{(2.1)}$$

Cuando se requiere realizar un análisis modal en la dinámica de las estructuras al ensamblar la matriz de rigidez de la estructura en los coeficientes asociados a la presencia de un momento flexionante.

$$[\boldsymbol{K}] - \boldsymbol{\omega}^{\boldsymbol{2}}[\boldsymbol{M}] = \boldsymbol{0} \quad \textbf{(2.2)}$$

Cuando se requiere realizar un análisis elástico al ensamblar la matriz de rigidez de la estructura en los coeficientes asociados a la presencia de un momento flexionante.

$$[\boldsymbol{K}]\{\boldsymbol{u}\} = \{\boldsymbol{F}\} \quad \textbf{(2.3)}$$

Cuando se realiza un análisis por estabilidad y se emplea el Método de diseño por análisis directo

Cuando se emplea el Método del análisis directo, en el cual no se tiene que calcular el factor de longitud efectiva K ya que se asume que K=1. Este método usa una rigidez reducida a la flexión (EI*) y axial (EA*) para considerar la influencia de la inelasticidad, de la incertidumbre de la resistencia y la rigidez al evaluar los efectos de segundo orden.

$$\boldsymbol{EI^{*} = 0.8\tau_{b}EI} \quad \textbf{(2.4)}$$

Cuando se realiza un análisis por estabilidad y se emplea el Método de la longitud efectiva

$$\boldsymbol{G} = \frac{\sum \frac{\boldsymbol{E_c I_c}}{\boldsymbol{L_c}}}{\sum \frac{\boldsymbol{E_g I_g}}{\boldsymbol{L_g}}} \quad \textbf{(2.5)}$$

Donde

El producto EI es la rigidez a flexión de la sección de la barra

Pe es la carga crítica de pandeo o la carga máxima que la columna puede soportar antes de volverse inestable

E, E_c, E_g es el módulo de Young o módulo de elasticidad del material de la barra, columna o trabe respectivamente

I, I_c, I_g es el momento de inercia de la barra, columna o trabe respectivamente, asociado a el sentido en que actúa el momento flexionante

L, L_c, L_g es la longitud de la barra, columna o trabe respectivamente

k es el factor de longitud efectiva

{u} es el vector de desplazamientos

{F} es el vector de fuerzas

[K] es la matriz de rigidez de la estructura

[M] es la matriz de masas de la estructura

τ_b es un factor que depende del nivel de esfuerzo axial en el miembro lo que implica que el módulo de elasticidad se reduce a medida que el material se vuelve inelástico

2.4 RIGIDEZ A FLEXIÓN EN COLUMNAS COMPUESTAS TIPO SRC

De las conclusiones presentadas por el Comité Task Group 20 (Structural Stability Research Council, Task Group 20, 1979) y como lo comenta De Buen (De Buen, 2004), el diseño de las columnas compuestas cargadas axialmente se basa en una ecuación que proporciona la resistencia de las columnas cortas, que se reduce por esbeltez con los mismos procedimientos que se usan para columnas de acero; se sigue el mismo camino que éstas, y se emplean las mismas ecuaciones, pero el esfuerzo de fluencia y el módulo de elasticidad del acero estructural, así como el radio de giro de la sección compuesta, se modifican para incluir el efecto, en el trabajo conjunto, del concreto y de las barras longitudinales de refuerzo.

Los efectos de esbeltez en columnas comprimidas axialmente son función de su rigidez en flexión, EI y del nivel de carga axial. En columnas de concreto reforzado es difícil determinar los valores de E e I, ya que no pueden predecirse con precisión las contribuciones de cada uno de los materiales que las forman, el agrietamiento tiene variaciones a lo largo del eje, el concreto no es homogéneo, y el valor aparente de E cambia bajo cargas sostenidas; en columnas de marcos rígidos tampoco es fácil determinar los factores de longitud efectiva, ante las incertidumbres en los valores de E e I y los respectivos valores de las vigas que los restringen. La influencia en la rigidez a flexión del concreto contenido en un tubo de acero es mayor que la del que rodea a un perfil embebido. Por otro lado, el tubo de acero influye mucho más en la estabilidad que el concreto mientas que, al contrario, es éste el que tiene una contribución mayor cuando la columna está formada por un perfil ahogado.

Las grietas reducen la rigidez efectiva del concreto, inclusive cuando está dentro de un tubo y su calidad es menos confiable que la del acero; por ello en algunos casos la expresión para calcular el módulo de elasticidad efectivo de la sección compuesta considera el valor total de E del acero y un coeficiente que afecta al valor inicial del módulo de elasticidad del concreto, el coeficiente anterior también tiene en cuenta la influencia del flujo plástico diferido.

En general las especificaciones de diseño de columnas compuestas requieren que se evalúe una rigidez a flexión efectiva en los análisis elásticos. El uso de la rigidez reducida corresponde solamente al análisis para estados límite relacionados con la resistencia o estabilidad. La reducción no se aplica en el análisis cuando se requieren emplear la rigidez para otras condiciones o criterios tales como distorsiones de entrepiso, deflexiones, evaluación de vibraciones y determinación del periodo. (IMCA, 2022).

En este punto cabe la pregunta de ¿qué valor de la rigidez se debe emplear para determinar distorsiones de entrepiso, deflexiones, evaluación de vibraciones o determinación del periodo?

Por ejemplo, el Reglamento ACI-318-19 establece una filosofía de reducción de rigidez similar, tomando el caso de una columna de concreto reforzado, cuando se desea hacer una evaluación de resistencia o un análisis por estabilidad, propone con base en las investigaciones de McGregor (MacGregor et al., 1977) que la rigidez a flexión se modifique, al reducir el momento de inercia en columnas a un valor de 0.70 Ig (Ig corresponde al momento de la inercia de la sección gruesa de la columna). En el caso que se haga una evaluación de las distorsiones, que corresponden a un estado límite de servicio, el momento de inercia anterior se usará ahora amplificado 1.4 veces es decir

1.4x0.7xIg = 0.98 Ig (ACI, 2019). Por lo que se tienen dos valores distintos de la rigidez a flexión a ser empleados de manera paralela y para fines distintos.

La especificación AISC-360-22 en su apartado de comentarios (AISC, 2022), establece que para una columna compuesta en la que se desea determinar las distorsiones se use una rigidez a flexión equivalente de acuerdo con la investigación de Denavit (Denavit et al., 2018). La investigación se centra en comportamiento a corto plazo de este tipo de columnas en la que actúa una carga lateral por ejemplo carga de viento o en su caso sismo. Las conclusiones de la investigación indican que la capacidad para estimar las distorsiones con cargas de servicio es importante en el diseño del edificio dado que las recomendaciones existentes presentan carencias. Se establecen recomendaciones para evaluar la rigidez a flexión, se toma en cuenta la aportación de la sección gruesa del acero estructural y del acero de refuerzo, y se afectan por un factor de corrección a la rigidez a flexión del concreto. El factor de corrección se toma como la principal variable y toma un cierto valor dependiendo de la cantidad de carga axial presente. La rigidez a flexión efectiva que resulta toma un valor distinto al que establece la especificación AISC 360-16 para la evaluación de las resistencias o para la evaluación de la estabilidad.

Las normas técnicas NTC-DCEA-2023 establecen también dos tipos de rigideces a flexión dependiendo si se requiera evaluar resistencias o un análisis por estabilidad, o bien si se requiere realizar un análisis elástico que conduzca a la evaluación de las distorsiones de entrepiso.

Distintas formas de evaluar la rigidez a flexión efectiva en columnas, se presentarán en las secciones posteriores.

2.4.1 EXPRESIONES PARA LA RIGIDEZ A FLEXIÓN SEGÚN VARIOS INVESTIGADORES

Como comenta Denavit (Denavit et al., 2014), en los análisis elásticos, el comportamiento de las secciones transversales se representa por rigideces elásticas (e.g. EA, EI, GJ). Para el acero estructural, el uso de las propiedades de la sección gruesa y la rigidez elástica inicial (e.g. EI=EsIs) es considerada ampliamente segura y precisa para análisis y diseño. En el caso del concreto reforzado al considerar las grietas del concreto en tensión, las rigideces elásticas para análisis de primer orden y de segundo orden elásticos de los miembros compuestos acero- concreto típicamente pueden ser menores que las propiedades de la sección gruesa y de la rigidez inicial. Una variedad de aproximaciones y relaciones se han propuesto para evaluar la rigidez elástica de un miembro compuesto. Las diferentes recomendaciones no son necesariamente comparables entre si, debido a que algunas fueron desarrolladas con distintos objetivos y para diferentes propósitos (e.g. determinar la resistencia axial, evaluación de las deformaciones o uso de configuraciones no lineales).

El trabajo de Tikka (Tikka et al., 2006), menciona que la rigidez a flexión efectiva (EI eff), varia debido a la no linealidad de la curva esfuerzo deformación del concreto, el flujo plástico y del agrietamiento a lo largo de la columna además de otros factores. Pero su trabajo también tiene el objetivo de estudiar distintas variables (sección transversal, geometría y propiedades de los materiales) que pueden influir en el valor de EI eff. Por lo que proponen la siguiente expresión para evaluar la rigidez a flexión efectiva en el caso de que las cargas tengan una duración sostenida o una duración corta:

Cuando las cargas son sostenidas se agrega un factor β_d y se tiene:

$$\boldsymbol{EI_{eff} = \frac{\alpha_c E_c (I_g - I_{ss})}{1+\beta_d} + 0.8 E_s (I_{ss} + I_{rs})} \quad \textbf{(2.6)}$$

Si las cargas son de corta duración $\beta_d = 0$

En donde

$$\boldsymbol{\alpha_c = \left[0.47 - 3.5 \frac{e}{h}\left(\frac{1}{1+9.5\frac{e}{h}}\right) + 0.003 \frac{l}{h}\right] \geq 0} \quad \textbf{(2.7)}$$

Esta ecuación tiene las siguientes limitaciones de uso:

$\frac{e}{h} \geq 0.1$ si la relación e/h es menor de 0.1 se usará $\frac{e}{h} = 0.1$

$\frac{l}{h} \leq 30$

$\rho_{ss} \geq 4\%$

$\rho_{rs} \geq 1\%$

E_s es el módulo de elasticidad del acero

E_c es el módulo de elasticidad del concreto

I_g es el momento de inercia de la sección gruesa del concreto

I_{ss} es el momento de inercia de la sección de acero estructural

e es la mayor excentricidad en un extremo $= {}^{M_2}/_{Pu}$

l es la altura no soportada de la columna

ρ_{ss} es la cuantía del perfil de acero estructural

ρ_{rs} es la cuantía de acero de refuerzo longitudinal

La ecuación anterior implica el uso de cargas mayoradas y su derivación se basó en la evaluación de la resistencia de la columna afectada por ellos efectos de segundo orden.

La expresión de Tikka se basa en una investigación previa del propio Tikka (Mirza et al., 1999). De esta última investigación se dedujo una expresión para evaluar la rigidez a flexión muy similar a la mostrada en el párrafo anterior, y de la cual comenta Leon: (Leon et al., 2007). la expresión de EIeff de Tikka, no es fácilmente aplicable en el diseño ya que requiere del cálculo por separado para cada combinación de la excentricidad, (en otras palabras, la relación entre el momento y la carga axial de compresión) para la sección transversal. Por lo tanto, se decidió aceptar una ecuación más simple, el término usado en la especificación AISC 360-05 fue una rigidez a flexión efectiva de la sección compuesta. Esto es:

$$\boldsymbol{EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c} \quad \textbf{(2.8)}$$

En donde

$$\boldsymbol{C_1 = 0.1 + 2\left(\frac{A_s}{A_c + A_s}\right) \leq 0.3} \quad \textbf{(2.9)}$$

E_s es el módulo de elasticidad del acero

E_c es el módulo de elasticidad del concreto

I_c es el momento de inercia de la sección gruesa del concreto

I_s es el momento de inercia de la sección de acero estructural

I_{sr} es el momento de inercia del acero de refuerzo

A_s es el área del perfil de acero estructural

A_c es el área de la sección de concreto

Otra expresión para evaluar la rigidez a flexión efectiva, al investigar tanto el análisis como el diseño por estabilidad fue la propuesta por Denavit (Denavit et al., 2015), al estudiar el método directo de análisis. En este método, se requiere que las resistencias sean determinadas de un análisis elástico de segundo orden, en el cual los miembros se modelan con una rigidez reducida y las imperfecciones iniciales son directamente modeladas o se representan con cargas nocionales (también llamadas ficticias). Las resistencias disponibles son entonces calculadas con base a la longitud no soportada del miembro, eliminando la necesidad de calcular el factor de longitud efectiva.

La expresión propuesta es:

$$\boldsymbol{EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c} \quad \textbf{(2.10)}$$

En donde

$$\boldsymbol{C_1 = 0.25 + 3\left(\frac{A_s}{A_c + A_s}\right) \leq 0.7} \quad \textbf{(2.11)}$$

Los términos usados se han definido anteriormente.

Otras expresiones para evaluar la rigidez a flexión fueron propuestas por Roik (Roik et al., 1992), pero serán abordadas en la siguiente sección.

2.4.2 EXPRESIONES PARA LA RIGIDEZ A FLEXIÓN DE ACUERDO CON LAS NORMAS TÉCNICAS PARA ESTRUCTURAS METÁLICAS DE NTC-DCEA (2023)

Las Normas Técnicas complementarias establecen en su sección 10 los lineamientos para los miembros compuestos. Cuando se desea hacer una evaluación de resistencia o un análisis por estabilidad se tiene que usar la siguiente expresión para calcular la carga crítica de pandeo:

$$\boldsymbol{EI_e = EI_a + EI_r + \frac{C_c E_c I_c}{1+u}} \quad \textbf{(2.12)}$$

Esta rigidez no puede usarse directamente para análisis de segundo orden.

En donde

$$\boldsymbol{C_c = 0.25 + 3\rho_a \leq 0.7} \quad \textbf{(2.13)}$$

$$\boldsymbol{\rho_a = \frac{A_a + A_r}{A_t}} \quad \textbf{(2.14)}$$

E es el módulo de elasticidad del acero

E_c es el módulo de elasticidad del concreto

I_c es el momento de inercia de la sección gruesa del concreto

I_a es el momento de inercia de la sección de acero estructural

I_r es el momento de inercia del acero de refuerzo

A_a es el área del perfil de acero estructural

A_r es el área del acero de refuerzo

A_t es el área de la sección de concreto

u es la relación entre la carga axial de diseño producida por carga muerta y carga viva sostenida, y la carga axial de diseño total producida por carga muerta, viva y accidental (en su caso); no debe ser mayor de 1.0.

Cuando se desea hacer un análisis por estabilidad, particularmente un análisis de segundo orden se tiene que usar la siguiente expresión de rigidez a flexión:

$$\boldsymbol{EI_e = EI_a + EI_r + C_c E_c I_c} \quad \textbf{(2.15)}$$

Los términos de esta ecuación se definieron anteriormente.

Esta ecuación también puede emplearse en un análisis modal espectral para obtener los periodos o frecuencias de vibración del sistema estructural compuesto y las fuerzas sísmicas de diseño. Incluso la misma norma hace referencia que esta ecuación proporciona valores razonables cuando se usa en análisis elásticos para la determinación de distorsiones de entrepiso, esto de acuerdo con la investigación de Denavit (Denavit et al., 2015).

2.4.3 EXPRESIONES PARA LA RIGIDEZ A FLEXIÓN DE ACUERDO CON LA ESPECIFICACIÓN AISC 360-22 (2022) .

La especificación AISC360-22 establece en su capítulo I, los lineamientos para los miembros compuestos. Cuando se desea hacer una evaluación de resistencia o un análisis por estabilidad se tiene que usar la siguiente expresión para calcular la carga crítica de pandeo:

$$\boldsymbol{EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c} \quad \textbf{(2.16)}$$

En donde

$$\boldsymbol{C_1 = 0.25 + 3\left(\frac{A_s}{A_c + A_s}\right) \leq 0.7} \quad \textbf{(2.17)}$$

Los términos usados se han definido anteriormente.

Y se establecen las siguientes limitaciones de uso:

a) La sección transversal del núcleo de acero estructural debe ser al menos el 1% del área de la sección de la columna compuesta
b) El concreto del embebido debe ser reforzado con barras longitudinales continuas y refuerzo transversal con estribos o espirales. Los estribos deberán ser de varilla núm. 3 espaciadas a máximo 30 cm o estribos núm. 4 espaciadas a máximo 40 cm. El máximo espaciamiento de los estribos deberá ser 0.5 veces la dimensión menor de la columna.
c) La cuantía mínima del acero de refuerzo longitudinal debe ser 0.004
d) La cuantía máxima del acero de refuerzo longitudinal será la que indique el ACI 318

Cuando se desea hacer una evaluación de las distorsiones, deformaciones, vibraciones o cálculo del periodo, la especificación AISC 360-22 no propone explícitamente una expresión para evaluar la rigidez a flexión efectiva, sin embargo, hace referencia a la investigación de Denavit (Denavit et al., 2018), en la cual se establece que la rigidez a flexión entrega valores razonables al evaluar distorsiones con:

$$\boldsymbol{EI_{elastic} = E_s I_s + E_s I_{sr} + 0.4 C_1 E_c I_c \quad (SRC, P < 0.1 P_{no})} \quad \textbf{(2.18)}$$

$$\boldsymbol{EI_{elastic} = E_s I_s + E_s I_{sr} + 0.4 \quad E_c I_c \quad (SRC, P \geq 0.1 P_{no})} \quad \textbf{(2.19)}$$

En donde

P, P_{no} son cargas axiales

Además, otros de los términos usados se han definido anteriormente.

2.4.4 EXPRESIONES PARA LA RIGIDEZ A FLEXIÓN DE ACUERDO CON EL EUROCÓDIGO 4 (2004)

El Eurocódigo EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004) trata por completo a los miembros compuestos, establece en su sección 6, los lineamientos para determinar las resistencias de los miembros compuestos. Cuando se desea hacer una evaluación de resistencia se tiene que usar la siguiente expresión para calcular la carga crítica de pandeo:

$$(\boldsymbol{EI})_{\boldsymbol{eff}} = \boldsymbol{E_a I_a} + \boldsymbol{E_s I_s} + \boldsymbol{K_c E_{cm} I_c} \qquad \textbf{(2.20)}$$

En donde

K_c es un factor de corrección que se debe tomar como 0.60

I_c es el momento de inercia de la sección gruesa del concreto

I_a es el momento de inercia de la sección de acero estructural

I_s es el momento de inercia del acero de refuerzo

E_a es el módulo de elasticidad del acero estructural

E_s es el módulo de elasticidad del acero de refuerzo

E_{cm} es el módulo de elasticidad del concreto, si se requieren determinar efectos a largo plazo este módulo de elasticidad se debe reducir.

Cuando se requiere evaluar los efectos de segundo orden para encontrar las fuerzas de diseño o bien para considerar el efecto del agrietamiento del concreto en el análisis estructural (verificación de distorsiones o periodos) se usa la siguiente expresión:

$$(\boldsymbol{EI})_{\boldsymbol{eff}} = \boldsymbol{K_0}\left(\boldsymbol{E_a I_a} + \boldsymbol{E_s I_s} + \boldsymbol{K_{c,II} E_{cm} I_c}\right) \qquad \textbf{(2.21)}$$

$K_{c,II}$ es un factor de corrección que se debe tomar como 0.50

K_0 es un factor de calibración que se debe tomar como 0.90

Además, otros de los términos usados se han definido anteriormente.

Las expresiones que se usan en el Eurocódigo 4, están basadas en las investigaciones de Roik. (Roik et al., 1992).

2.4.5 EXPRESIONES PARA LA RIGIDEZ A FLEXIÓN DE ACUERDO CON EL ACI 318 (2019)

Durante muchos años tanto la especificación AISC, como el código ACI318 tenían por separado un procedimiento para evaluar las resistencias o los estados límite de servicio de las secciones compuestas. De acuerdo con Leon (Leon et al., 2015), las especificaciones ACI 1910 o la especificación AISC de 1924 reconocían las ventajas de las columnas compuestas y de manera explícita incluían provisiones de diseño para estos miembros estructurales. En ambos casos, las provisiones trataban a las columnas compuestas como secciones equivalentes de concreto reforzado o de acero estructural, estas aproximaciones tienen desventajas. Actualmente, el capítulo 10 sobre columnas de concreto, del ACI318-19 en su sección de comentarios indica que las columnas compuestas deberán diseñarse conforme a la especificación AISC 360. Sin embargo, con la finalidad de comparar las distorsiones obtenidas, al considerar a la sección de concreto se incluyen las expresiones necesarias para evaluar las rigideces a flexión en este trabajo.

Cuando se desea hacer una evaluación de resistencia o un análisis por estabilidad, se propone con base en las investigaciones de McGregor (MacGregor et al., 1977), donde al considerar a las cargas mayoradas al realizar un análisis elástico se establece que la rigidez a flexión en columnas, se tome como:

$I = 0.7I_g$

Donde

I_g corresponde al momento de la inercia de la sección gruesa de la columna en el sentido que se realiza el análisis

Otros valores alternativos que se puede usar según el ACI 318 es:

Valor mínimo:

$I = 0.35I_g$

Valor máximo

$I = 0.7875$

Casos intermedios

$$\boldsymbol{I = \left(0.8 + 25\frac{A_{st}}{A_g}\right)\left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5\frac{P_u}{P_o}\right)I_g} \qquad \textbf{(2.22)}$$

Por simplicidad en las comparaciones presentadas más adelante, se usará la expresión $I = 0.7I_g$

En el caso que se haga una evaluación de las distorsiones, que corresponden a un estado límite de servicio, el momento de inercia anterior se usara ahora amplificado 1.4 veces es decir 1.4x0.7xIg esto es:

$I = 0.98I_g$

Por lo que se tienen dos valores distintos de la rigidez a flexión a ser empleados de manera paralela y para fines distintos.

2.4.6 EXPRESIONES PARA LA RIGIDEZ A FLEXIÓN DE ACUERDO CON OTRAS ESPECIFICACIONES

La norma canadiense CSA S16:14 (CISC, 2016) indica en su sección 18, los lineamientos para los miembros compuestos. Cuando se desea hacer una evaluación de resistencia o un análisis por estabilidad se tiene que usar la siguiente expresión para calcular la carga crítica de pandeo:

$$\boldsymbol{EI_e = E\ \ I_s\ + \frac{0.6\ \ E_c I_c}{1+\frac{C_{fs}}{C_f}}} \qquad \textbf{(2.23)}$$

En donde

I_c es el momento de inercia de la sección gruesa del concreto

I_s es el momento de inercia de la sección de acero estructural

E es el módulo de elasticidad del acero estructural

E_m es el módulo de elasticidad del concreto

C_{fs} es la carga axial sostenida en la columna

C_f es la carga axial total de la columna

En México, el Manual de construcción en acero IMCA (IMCA, 2022) indica, en su capítulo I, los lineamientos para las columnas compuestas embebidas. Cuando se desea hacer una evaluación de resistencia o un análisis por estabilidad se tiene que usar la siguiente expresión para calcular la carga crítica de pandeo:

$$\boldsymbol{EI_{eff} = E_s I_s\ + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c} \qquad \textbf{(2.24)}$$

En donde

$$\boldsymbol{C_1 = 0.25 + 3\left(\frac{A_s}{A_c+A_s}\right) \leq 0.7} \qquad \textbf{(2.25)}$$

Los términos usados se han definido anteriormente.

Las limitaciones de uso son las mismas de la especificación AISC360-22.

Cuando se desea hacer una evaluación de las distorsiones de entrepiso, deflexiones, vibraciones o cálculo del periodo, el Manual IMCA no propone explícitamente una expresión para evaluar la rigidez a flexión efectiva, y sólo menciona que la rigidez a flexión efectiva EI_{eff} proporciona valores razonables al evaluar distorsiones de entrepiso.

La norma australiana AS 5100.6 (Aslani, 2015) indica que la rigidez a flexión se puede evaluar como:

$$(\boldsymbol{EI})_{\boldsymbol{e}} = \boldsymbol{\phi E\ \ I_s\ } + \boldsymbol{\phi E\ \ I_r} + \boldsymbol{\phi_c E_c I_c} \quad \textbf{(2.26)}$$

En donde

K_c es un factor de corrección que se debe tomar como 0.60

I_c es el momento de inercia de la sección gruesa del concreto

I_s es el momento de inercia de la sección de acero estructural

I_r es el momento de inercia del acero de refuerzo

E es el módulo de elasticidad del acero estructural y del acero de refuerzo

E_{cm} es el módulo de elasticidad del concreto

La norma de Australia y de Nueva Zelanda AS/NZS 2327 6 (Aslani, 2015) indica que la rigidez a flexión se puede evaluar como:

$$(\boldsymbol{EI})_{\boldsymbol{e}} = \boldsymbol{E_s I_s\ } + \boldsymbol{E_s I_{sr}} + \mathbf{0.6}\ \ \boldsymbol{E_c I_c} \quad \textbf{(2.27)}$$

En donde

I_c es el momento de inercia de la sección gruesa del concreto

I_s es el momento de inercia de la sección de acero estructural

I_{sr} es el momento de inercia del acero de refuerzo

E_s es el módulo de elasticidad del acero estructural y del acero de refuerzo

E_c es el módulo de elasticidad del concreto

La norma de Japón AIJ de 1997 (Aslani, 2015) indica que la rigidez a flexión se puede evaluar como:

$$\boldsymbol{K_e = E_s I_s\ } + \mathbf{0.2}\ \ \boldsymbol{E_c I_c} \quad \textbf{(2.28)}$$

En donde

I_c es el momento de inercia de la sección gruesa del concreto

I_s es el momento de inercia de la sección de acero estructural

E_s es el módulo de elasticidad del acero estructural y del acero de refuerzo

E_c es el módulo de elasticidad del concreto

Como se pudo observar en las distintas expresiones que definen a la rigidez a flexión, en su mayoría el término que involucra la aportación del concreto es el que presenta mayor variación.

2.5 RIGIDECES A FLEXIÓN EN TRABES COMPUESTAS PARA CASO DECK Y FIRME DE COMPRESIÓN

CASO DE VIGAS CON DECK Y FIRME DE COMPRESIÓN

Al efectuar el análisis elástico, en las vigas compuestas deben considerarse las propiedades efectivas de las secciones en el instante en que se aplica el incremento de carga, las que dependerán de que el concreto haya o no fraguado en ese instante. Este aspecto se tendrá en cuenta, entre otros casos, al determinar las rigideces relativas de miembros en estructuras continuas (Gobierno CDMX, 2023).

Una viga con un deck (lamina acanalada formada en frio) sobre el cual se ha colado un firme de compresión como es el caso del elemento mostrado en la Figura 2.1, para un análisis elástico de vigas compuestas continuas sin cartelas en los extremos es aceptable suponer que la rigidez es constante en toda la longitud de la viga, y que puede calcularse con el momento de inercia de la sección compuesta transformada en la región de momento positivo. Esta suposición es análoga a la que se hace en el diseño de estructuras de concreto reforzado (De Buen, 2004).

Por otro lado, si se trata de una viga que está integrada en un marco, para realizar análisis elásticos de vigas compuestas continuas no acarteladas es aceptable suponer que la rigidez cada tramo es constante en toda su longitud; esta rigidez puede calcularse con el promedio pesado de los momentos de inercia en las zonas de momento positivo y negativo (Gobierno CDMX, 2023).

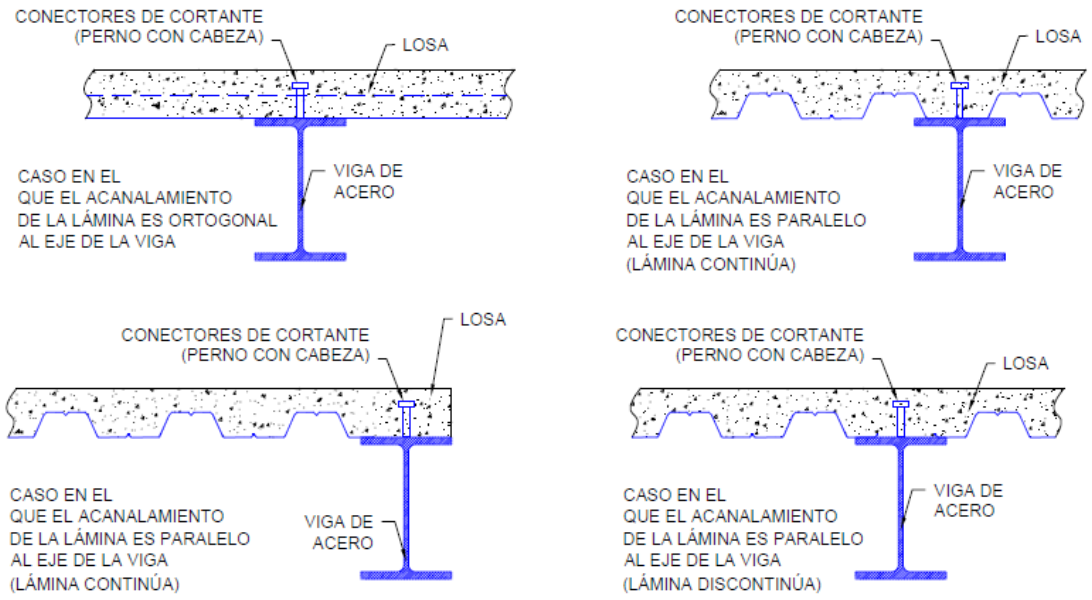


Figura 2.1 Viga de acero con una lámina acanalada (deck) sobre la cual se ha colado un firme de compresión o losa

De manera simplificada se puede considerar la rigidez del perfil metálico en la zona de momento negativo, en toda la longitud de la viga, en esta zona de momento negativo el concreto en su estado agrietado no tendría una aportación en la rigidez.

CASO DE VIGAS EMBEBIDAS

Este caso en el que la viga se encuentra embebida en concreto se muestra en la Figura 2.2, es un tipo de viga que en la actualidad se usa poco, ya que resulta con un costo mayor respecto de una viga de acero sin concreto alrededor (el costo del concreto y de la cimbra aumentan el costo), además se tiene un incremento en la carga muerta. Por otro lado, la fuerza cortante se transmite por adherencia y fricción entre la viga y el concreto además se considera una franja de concreto que une el patín de la viga de acero y la esquina superior de la sección de concreto que envuelve al perfil metálico.

Como en el caso anterior para un análisis elástico de vigas compuestas continuas sin cartelas en los extremos es aceptable suponer que la rigidez es constante en toda la longitud de la viga, y que puede calcularse con el momento de inercia de la sección compuesta transformada en la región de momento positivo.

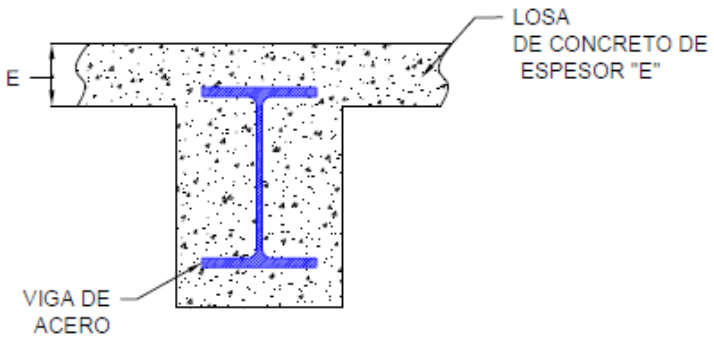


Figura 2.2 Viga de acero embebida

De la misma forma, si se trata de una viga que está integrada en un marco, para realizar análisis elásticos de vigas compuestas continuas no acarteladas es aceptable suponer que la rigidez cada tramo es constante en toda su longitud; esta rigidez puede calcularse con el promedio pesado de los momentos de inercia en las zonas de momento positivo y negativo.

2.6 CONSIDERACIONES PARA LA RIGIDEZ DE COLUMNAS Y TRABES AL USAR MATERIALES NO LINEALES

. .

2.6.1 CONCEPTOS GENERALES

Cuando las cargas aplicadas a una columna o a una trabe compuesta se incrementan más allá del límite elástico de los materiales, entran en una etapa no lineal en su comportamiento. A medida que la carga se sigue incrementando la rigidez de la sección compuesta se degrada. La exactitud en la predicción de la respuesta de este miembro, determinada de manera analítica depende de la precisión con la que fueron calibradas las relaciones constitutivas de los materiales de tal forma que puedan proveer estimaciones realistas en su comportamiento no lineal ante cargas del tipo monotónico o del tipo cíclico.

Por ejemplo, en una estructura sujeta a una excitación de un sismo intenso, se espera una respuesta inelástica en la base de una o varias de las columnas, en la zona del miembro conocida como articulación plástica. La respuesta esperada basada en requerimientos de servicio debe reflejar miembros con suficiente ductilidad capaces de tomar deformaciones cíclicas inelásticas mientras mantienen sus capacidades de resistencia y absorción de energía.

De acuerdo con Deierling (Deierling et al., 2010), los componentes de los modelos estructurales inelásticos se pueden diferenciar por la manera en que la plasticidad se distribuye en la sección transversal del miembro y a lo largo de su longitud. En la Figura 2.3, se comparan cinco modelos idealizados que simulan la respuesta inelástica de vigas-columnas. Distintos tipos de miembros estructurales (e.g. vigas, columnas, arriostramientos y algunos muros a flexión) pueden modelarse usando los conceptos de la Figura 2.3:

- El modelo más simple concentra las deformaciones inelásticas en los extremos del elemento, como una articulación rígida-plástica (Figura 2.3-a) o un resorte inelástico con propiedades histeréticas (Figura 2.3-b). Al concentrar la plasticidad en articulaciones de longitud cero con parámetros de un modelo momento -rotación, estos elementos tienen formulaciones eficientes relativamente condensadas numéricamente.
- El modelo de articulación de longitud finita es una formulación eficiente de plasticidad distribuida con zonas de articulaciones designadas en los extremos de los miembros. Las secciones transversales en las zonas de las articulaciones inelásticas se caracterizan con relaciones momento-curvatura o con integraciones explícitas que hacen cumplir la hipótesis de que las secciones planas permanecen planas. La longitud de las articulaciones inelásticas se puede fijar o considerar variables, para determinar a partir de las propiedades momento-curvatura de la sección junto con el gradiente actual del momento y la fuerza axial. La integración de las deformaciones a lo largo de la longitud de la articulación capta la propagación de la fluencia de manera más realista que las articulaciones con plasticidad concentrada, mientras que la longitud finita facilita el cálculo de las rotaciones de la articulación.
- La formulación con fibras (Figura2.3-d) modela la plasticidad distribuida por medio de integraciones numéricas a través de la sección transversal del miembro y a lo largo de la

longitud del miembro. Los modelos uniaxiales de los materiales se definen para capturar las características de la curva esfuerzo-deformación axiales histeréticas en las secciones transversales. La hipótesis de que las secciones planas se mantiene planas se hace cumplir, cuando las "fibras" de la sección transversal se integran numéricamente sobre la sección transversal para obtener resultantes de esfuerzo (fuerzas axiales y momentos) y el incremento del momento -curvatura y las relaciones axiales fuerza-deformación. Los parámetros de la sección transversal son integrados numéricamente y discretizados en secciones transversales a lo largo de la longitud del miembro, usando funciones de interpolaciones de desplazamientos o fuerzas. Las formulaciones de las fibras distribuidas no reportan de manera general rotaciones en las articulaciones plásticas, pero en su lugar reportan deformaciones en las fibras de las secciones transversales del acero y del concreto. Las demandas de deformación pueden ser sensibles al gradiente de momento, la longitud del elemento, el método de integración y los parámetros del endurecimiento por deformación en las demandas de deformaciones calculadas. Por lo tanto las demandas de deformación y el criterio de aceptación puede ser comparado contra los modelos de plasticidad concentrada, en los cuales el criterio de aprobación por rotaciones es más ampliamente reportado.

- Los modelos más complejos (Figura 2.3-d) discretizan un continuo a lo largo de la longitud del miembro y a través de la sección transversal en pequeñas (micro) elementos finitos con propiedades constitutivas histeréticas nolineales que tienen numerosos parámetros de entrada. Este nivel fundamental de modelación ofrece mayor versatilidad, pero también presenta el mayor desafío en términos de la calibración de los parámetros y de los recursos computacionales. Como en el caso de la formulación con fibras las deformaciones calculadas de los elementos finitos pueden ser difíciles de interpretar relativas a los criterios de aceptación que son típicamente reportados en términos de rotaciones y deformaciones de la articulación.

En resumen si se comparan los modelos de plasticidad concentrada contra los modelos de plasticidad distribuida, se tiene que las formulaciones de plasticidad distribuida modelan en mayor detalle las variaciones de esfuerzo y deformación a lo largo de la sección y a lo largo del miembro, los comportamientos locales de importancia, como la degradación debida al pandeo local de las barras de acero de refuerzo o en los patines , o la interacción no lineal de flexión y cortante que son difíciles de capturar sin el uso de modelos sofisticados y numéricamente intensos. Por otro lado, los modelos de articulaciones o resortes concentrados, pueden ser susceptibles a capturar la respuesta en la degradación a través de la calibración usando miembro de prueba o relaciones momento rotación y curvas de histéresis. Entonces al seleccionar los tipos de modelos de análisis es importante entender:

- El comportamiento esperado
- Las hipótesis consideradas
- Las aproximaciones inherentes al tipo de modelo propuesto

Mientras más sofisticadas sean las formulaciones se pueden tener mejores capacidades de modelar ciertos aspectos del comportamiento, los modelos simplificados pueden capturar de manera más

efectiva las características más relevantes con el mismo o una aproximación un poco menor. Por tanto, es mejor ganar experiencia y confianza en modelos específicos y en implementaciones del software, analizando ejemplos de prueba elementales, donde se pueda cuestionar efectos del comportamiento en específico.

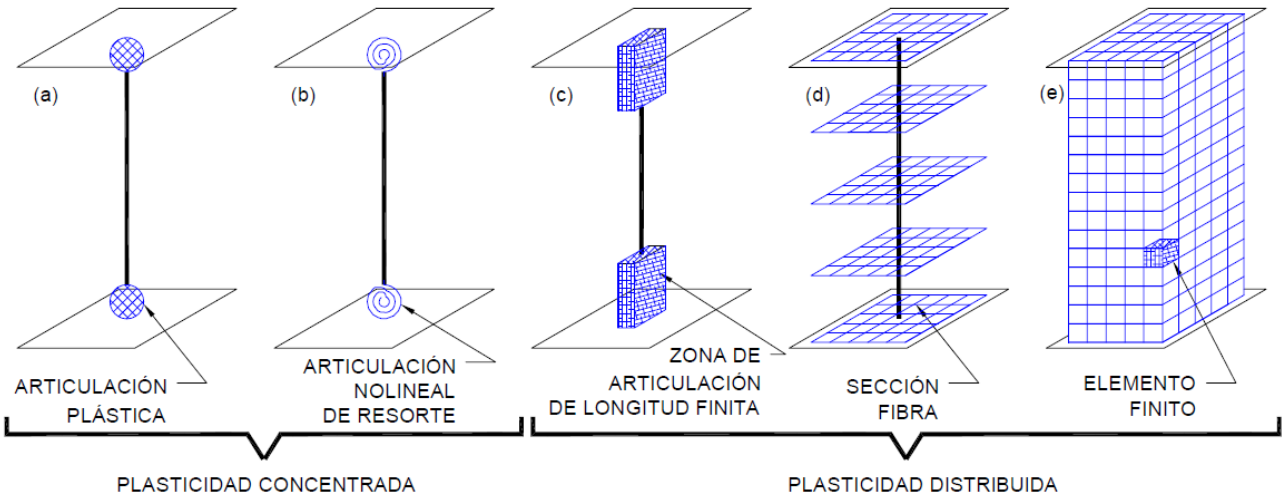


Figura 2.3 Modelos nolineales de plasticidad idealizados de elementos vigas-columnas (adaptada de Deierling et al., 2010)

Las revisiones de las secciones compuestas que se presentan en este trabajo exploran el uso de un tipo de elementos de plasticidad distribuida, esto es el uso de secciones transversales con el modelo de multiresortes, para ser usadas con el programa Canny-9 (Li, 2009). El modelo multiresortes se presentará más ampliamente en las secciones posteriores de este trabajo.

De manera alterna, el uso de secciones transversales modeladas con fibras sólo se menciona en el apéndice D, las fibras a nivel de investigación suelen ser usadas con el programa Open Sees (PEER, 2016).

Para las columnas compuestas embebidas se han propuesto modelos de análisis con fibras que incluyen un cierto grado de refinamiento al considerar los distritos materiales, uno de ellos considera que a cada fibra de la sección transversal se le puede asignar alguno de varios modelos constitutivos basados en modelos uniaxiales de esfuerzo-deformación, que representan algún material como acero estructural, acero de refuerzo, o concreto con varios grados de confinamiento (Figura 2.4). En lo que respecta al concreto de la sección compuesta se tiene un concreto no confinado en la zona del recubrimiento, una región parciamente confinada por efecto de la posición del acero de refuerzo longitudinal y transversal y una zona de concreto altamente confinado al interior del perfil estructural en el núcleo (El Tawil et al., 1999).

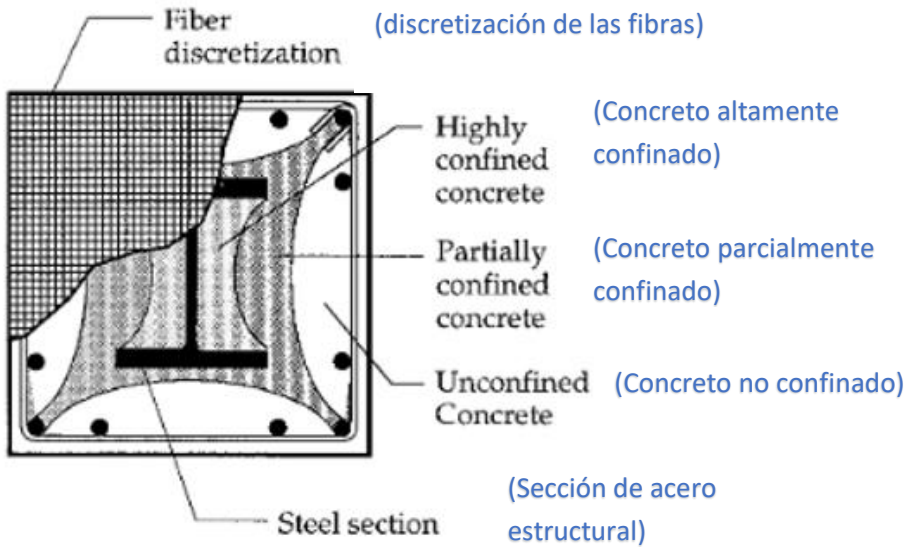


Figura 2.4 Idealización de fibras en una columna compuesta embebida (El- Tawil et al., 1999)

En cuanto al acero estructural del perfil embebido en el concreto ubicado en el núcleo de la sección, se puede considerar un modelo refinado el que incluya el efecto de los esfuerzos residuales en distribuidos en la sección transversal. La magnitud y distribución de los esfuerzos residuales en secciones roladas en caliente depende del tipo de sección transversal, la temperatura del rolado, las condiciones de enfriamiento, los procedimientos de fabricación y las propiedades del acero. Algunos ejemplos de la distribución de los esfuerzos residuales resultado de cierto proceso de enfriamiento de secciones de patín ancho (secciones IR en el manual IMCA) se muestran en la Figura 2.5.

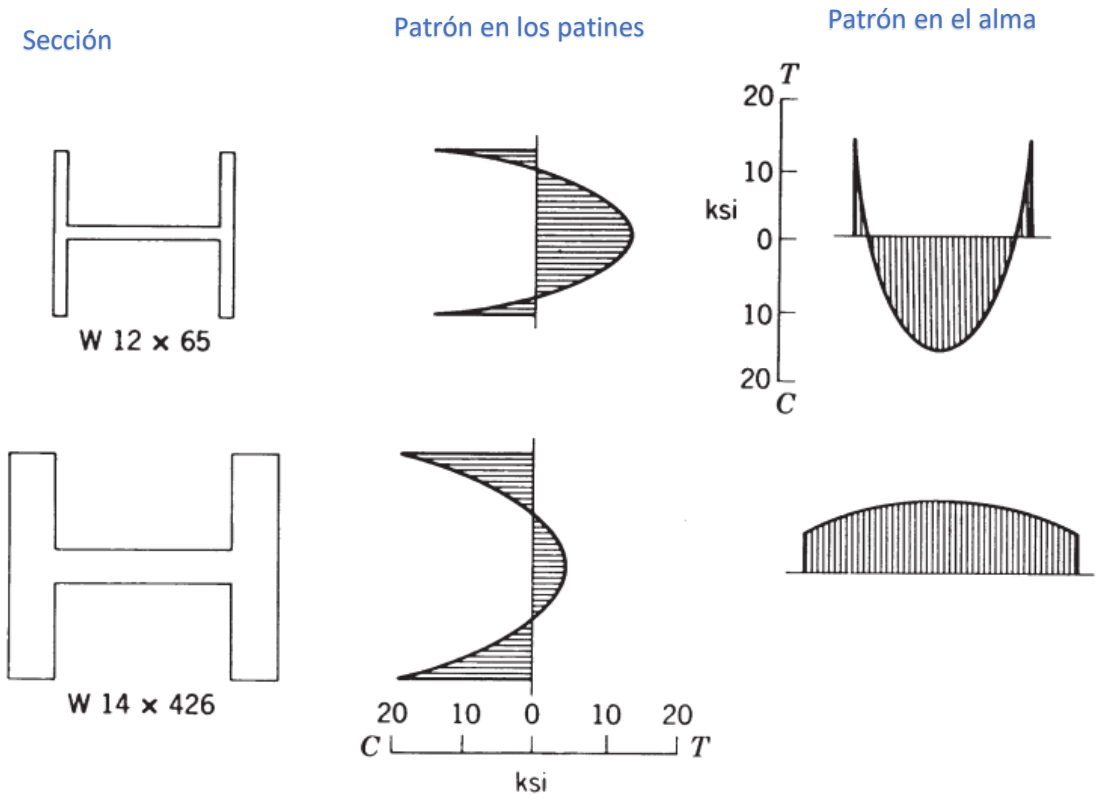


Figura 2.5 Distribución de esfuerzos residuales en secciones roladas en caliente de perfiles W (adaptada de Ziemian, 2010)

Para secciones muy pesadas (o también conocidas como jumbo en México), los esfuerzos residuales varían significativamente en el espesor, la Figura 2.6, muestra los esfuerzos residuales medidos en una de las secciones roladas en caliente más pesadas que se producen en la actualidad (Ziemian, 2010).

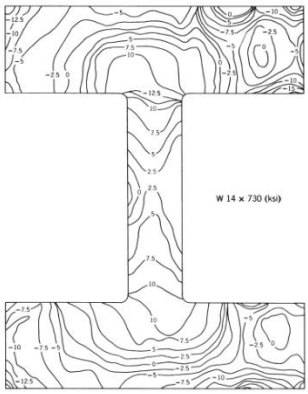


Figura 2.6 Distribución de esfuerzos residuales en una sección W14x730 (tomada de Ziemian, 2010)

Para el caso de secciones de acero roladas en caliente, como son los perfiles W o IR, en la Universidad de Lehigh se desarrolló un patrón para representar a los esfuerzos residuales, este se conoce como patrón Lehigh (Galambos y Ketter, 1959). En los patines se define un esfuerzo residual máximo a compresión Fc, equivalente al 30% del esfuerzo de fluencia. El esfuerzo a tensión Ft se define como:

$$F_t = \frac{b_f t_f}{b_f t_f + t_w (d - 2t_f)} F_c \qquad \textbf{(2.29)}$$

bf, es el ancho del patín del perfil W

tf, es el espesor del patín del perfil W

d, es el peralte total del perfil W

tw, es el espesor del alma del perfil W

En la Figura 2.7 se muestra la distribución de esfuerzos residuales en un perfil W según el patrón de Lehigh.

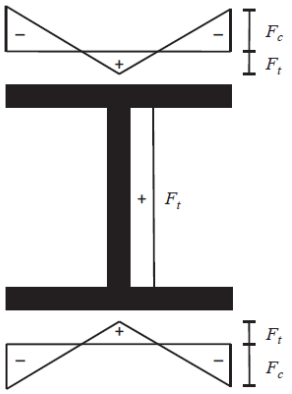


Figura 2.7 Patrón de esfuerzos residuales Lehigh (tomada de Denavit y Hajjar,2014)

2.6.2 MODELOS NO LINEALES DE CONCRETO REFORZADO

A lo largo de los años se han desarrollado investigaciones experimentales y analíticas con la finalidad de tratar de determinar el comportamiento de los miembros de concreto reforzado sujetos a la combinación de cargas axiales y de flexión. Varios modelos constitutivos uniaxiales esfuerzo-deformación para el concreto reforzado se han propuesto. Entre los modelos desarrollados para cargas monotónicas (Figura 2.7) y que no consideraban explícitamente la aportación de los estribos de refuerzo transversales están:

- el modelo de Hognestad (Hognestad, 1951)
- el modelo de Kent y Park (Kent et al., 1971)
- el modelo de Popovics (Popovics, 1973)

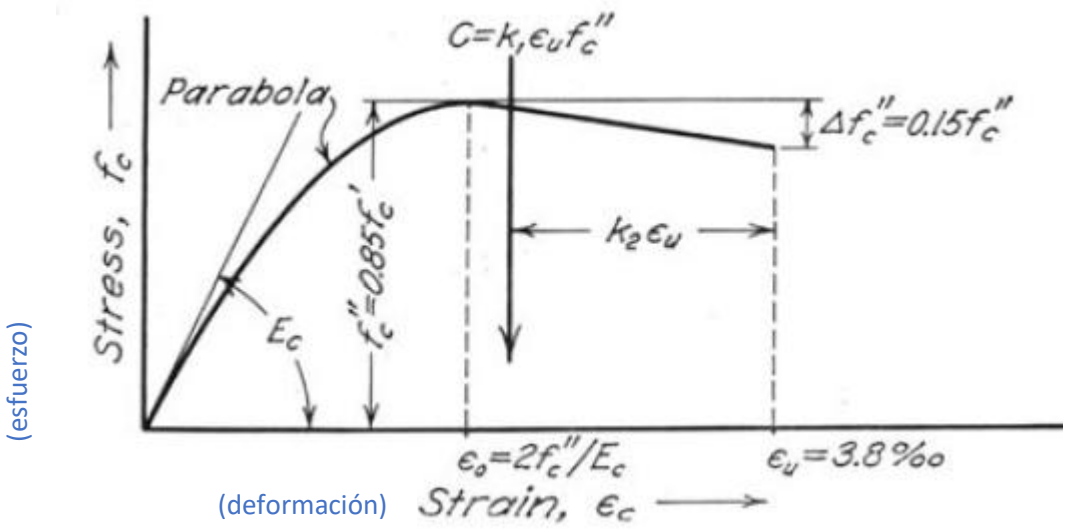


Figura 2.8 Diagrama esfuerzo-deformación para concreto no confinado (tomada de Hognestad, 1951)

Para el caso de cargas cíclicas, se desarrollaron investigaciones como la de Takeda (Takeda et al., 1970), que se trató de reflejar en la respuesta de los miembros, los cambios de rigidez y absorción de energía en el concreto reforzado a lo largo de la duración de la excitación dinámica.

Entre las primeras investigaciones que se tiene registro de la resistencia a la compresión del concreto reforzado se encuentra la de Considère (Considère, 1903) o la de Richart (Richart et al., 1929) de la cual el ACI aun hace referencia para tomar en cuenta la resistencia del concreto confinado en el núcleo de una columna.

Entre los modelos desarrollados para cargas monotónicas que consideran la aportación de los estribos de refuerzo (Figura 2.9) se encuentra el modelo de Sheik (Sheik et al, 1980). Un recuento de varios modelos propuestos para la curva esfuerzo deformación para concreto confinado (Figura 2.10) pueden ser consultados en el trabajo de Chen (Chen et al., 1994). Otros estudios para el concreto confinado se encuentran el trabajo de Paultre (Paultre et al., 2008).

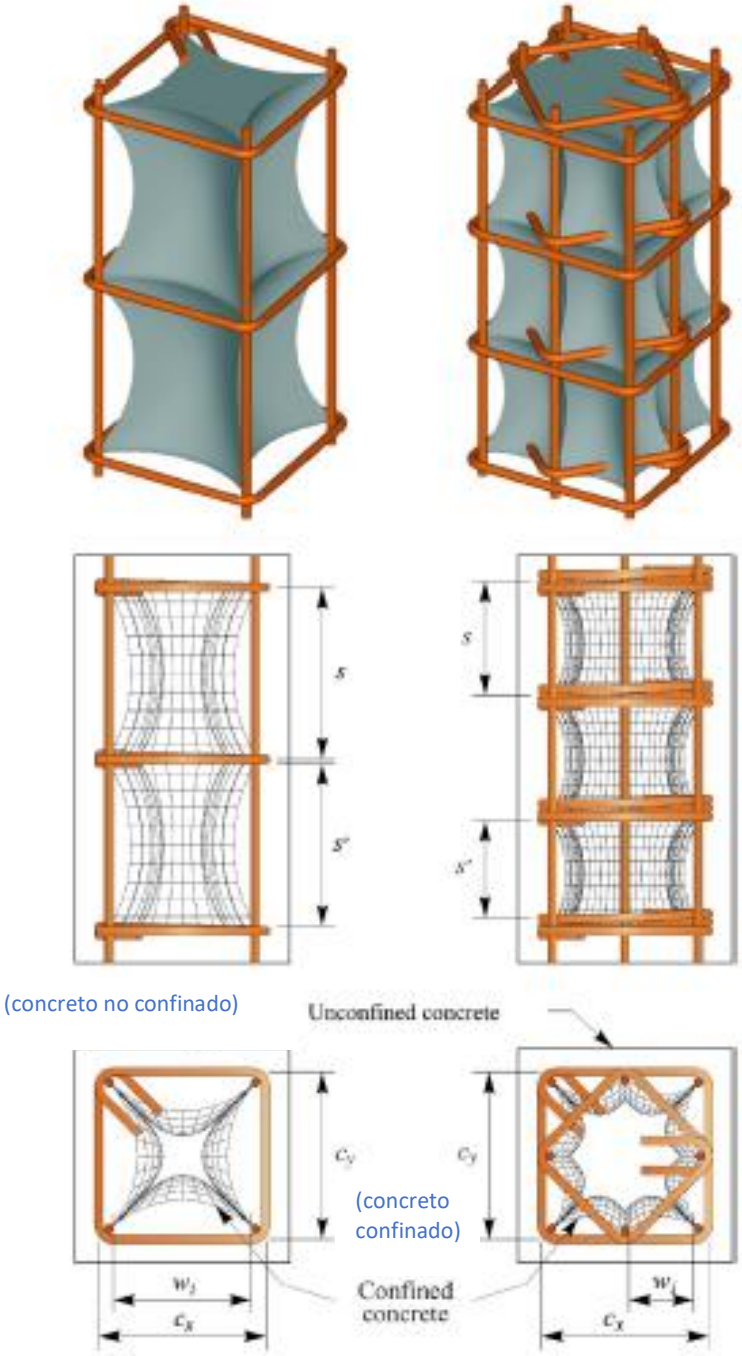


Figura 2.9 Efecto "arco" en una columna por efecto del concreto confinado (tomada de Paultre et al., 2008)

Otros modelos más refinados que incluyen cargas cíclicas y la aportación de los estribos de refuerzo se encuentran:

- El modelo de Mander (Mander et al., 1988)
- El modelo de Chang y Mander (Chang et al., 1994)

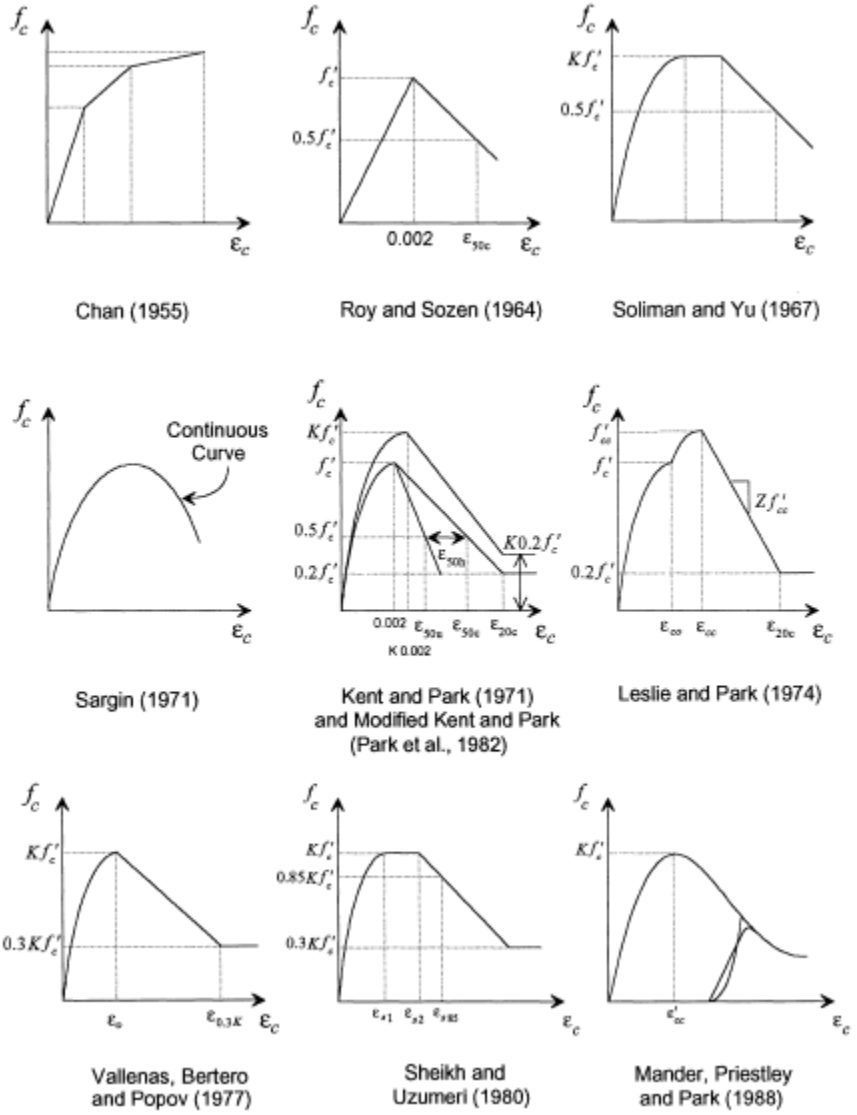


Figura 2.10 Algunos modelos propuestos para la curva esfuerzo-deformación del concreto confinado ante cargas monotónicas (tomada de Chen et al., 1994)

En el programa de análisis no lineal Open Sees (Mazzoni et al., 2006), se han incorporado unas rutinas con las que se pueden considerar en las simulaciones materiales como:

- Concrete01 (modelo de concreto)

- Concrete01 (modelo de concreto: zero tensile strength -con nula resistencia a tensión-)
- Concrete01 (modelo de concreto: with stuff in the cracks – con material en las fisuras-)
- Concrete02 (modelo de concreto: Linear tensión softening – ablandamiento con tensión lineal -)
- Concrete04 (modelo de concreto: Popovics concrete material -material concreto de Popovics-)
- Concrete06 (modelo de concreto: material)
- Concrete07 (modelo de concreto: Chang and Mander´s 1994 concrete model -modelo de concreto de Chang y Mander-)
- Concrete06 (modelo de concreto: complete concrete model by Chang and Mander 1994 -modelo de concreto completo por Chang y Mander-)
- ConcreteD (modelo de concreto)

En el programa de análisis no lineal Canny-9 (Li , 2009), se han incorporado unas rutinas con las que se pueden considerar en las simulaciones materiales (Figura 2.11) como:

- CE2 (modelo de concreto: elástico nolineal, curva bilineal)
- CS2 (modelo de concreto: modelo bilineal)
- CE3 (modelo de concreto: elástico nolineal, curva trilineal)
- CS3 (modelo de concreto: modelo trilineal)
- CE4 (modelo de concreto: elástico nolineal, curva con función exponencial)
- CS4 (modelo de concreto: curva con función exponencial)

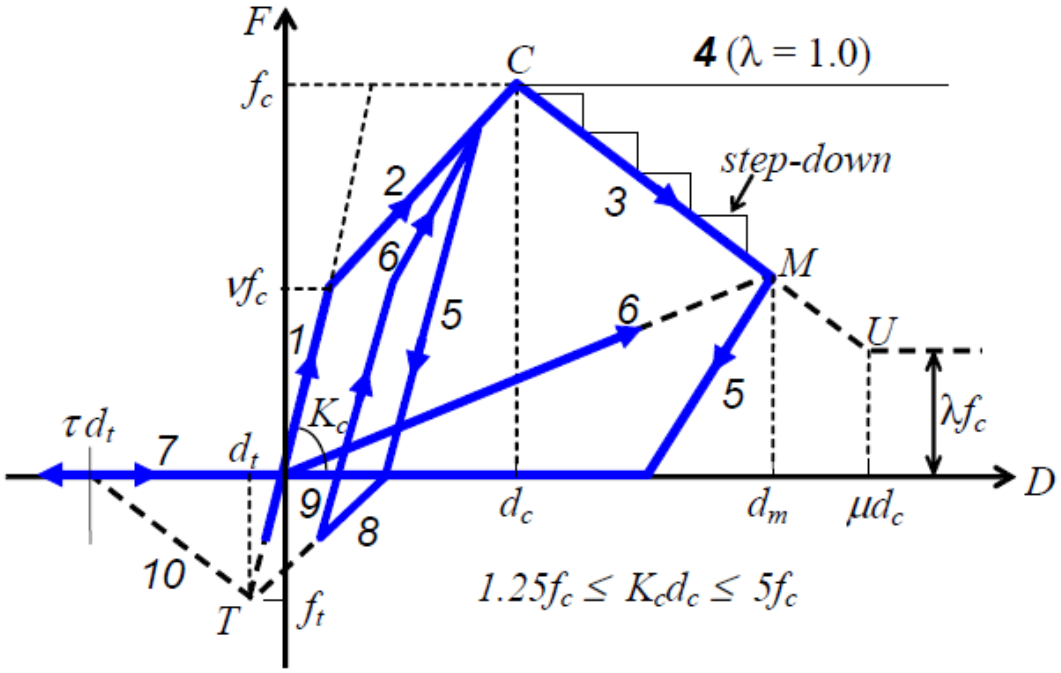


Figura 2.11 Concreto tipo CS3 en un modelo trilineal, en el programa Canny-9 con algunas reglas de degradación

En el desarrollo del modelo multiresortes usado en el concreto para las comparaciones que se presentan en el Capítulo 4 y en el Capítulo 5 de este documento, se usan varios los parámetros para modelar las relaciones esfuerzo deformación que se muestran en la Tabla 2.1 y que pueden interpretarse con la Figura 2.12.

Tabla 2.1 Parámetros a usar en el modelo multiresortes para modelar el comportamiento histerético del concreto confinado y no confinado

Parámetro	Intervalo de valores	Interpretación
ν	0.0 1.0	Parámetro para definir el punto en el que la fuerza del concreto reduce su rigidez después de su resistencia máxima
δ	0.0 ν	Parámetro para definir el punto en el que la deformación del concreto reduce su rigidez después de su resistencia máxima
λ	0.0 1.0	Parámetro para definir el punto (du, fu) en el que la fuerza del concreto alcanza su valor último fu=λ x fc
μ	≥ 0	Parámetro para definir el punto (du, fu) en el que la deformación del concreto alcanza su valor último du= μ x dc (ver el manual de Canny para más interpretaciones de un valor menor a 1)
α	0.0 – 1.0	Parámetro para definir la degradación de la rigidez en la descarga en la rama de compresión
ϒ	0.0 – 0.5	Parámetro para definir el exponente en la degradación de la rigidez en la descarga

En la tabla anterior:

fc es la fuerza del resorte en la rama de compresión

ft es la fuerza del resorte en la rama de tensión

fu es la fuerza del resorte en la fractura o punto último

dc es la deformación del resorte en la rama de compresión

dt es la deformación del resorte en la rama de tensión

du es la deformación del resorte en la fractura o punto último

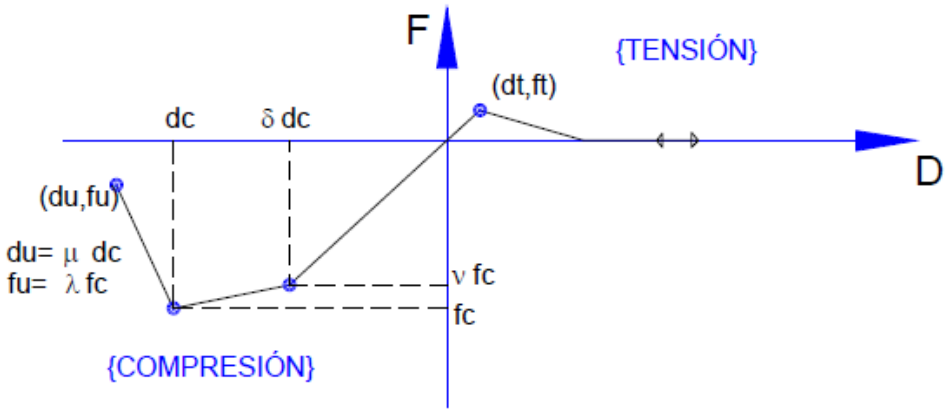


Figura 2.12 Relación esfuerzo deformación del concreto para interpretar los parámetros del modelo multiresortes

Como se puede observar a lo largo de los años se han desarrollado modelos muy sofisticados para describir la curva esfuerzo deformación del concreto reforzado. Si se desea calibrar un modelo numérico que se aproxime de gran manera a un elemento estructural estudiado en laboratorio, se deberán hacer varias pruebas alguno de los modelos mencionados o incluso con otros que pudieran ser más refinados. Sin embargo, en la actualidad una de las Normas Mexicanas de referencia como es el caso de las NTC2023, priorizan el uso de expresiones simplificadas para modelar el comportamiento no lineal de trabes y columnas. Por ejemplo, el Apéndice A de las NTC DCEC-2023 establece el uso de articulaciones plásticas a partir de diagramas momento-curvatura para el modelado de elementos de concreto reforzado. El uso de modelos más sofisticados como el caso de fibras o multiresortes que pueden emplear alguno de los modelos de concreto listados en esta sección requieren de revisión y aprobación por un comité de expertos.

2.6.3 MODELOS NO LINEALES DE ACERO ESTRUCTURAL Y ACERO DE REFUERZO

Se han desarrollado múltiples investigaciones experimentales sobre probetas de acero sujetas a la tensión, y de esta forma se han trazado curvas esfuerzo deformación (Figura2.13) que reflejan el comportamiento no lineal del acero.

Los modelos constitutivos uniaxiales del acero en general buscan reflejar más allá de la etapa elástica una meseta post fluencia y una curva de endurecimiento por deformación.

Algunas de las investigaciones que reflejan estas características de la curva esfuerzo deformación son:

- Modelo de Ramberg -Osgood (Ramberg et al., 1946)
- Modelo de Menegotto y Pinto (Menegotto, 1973)
- Modelo de Ma (Ma et al., 1976)
- Modelo de Panthaki (Panthaki, 1991)

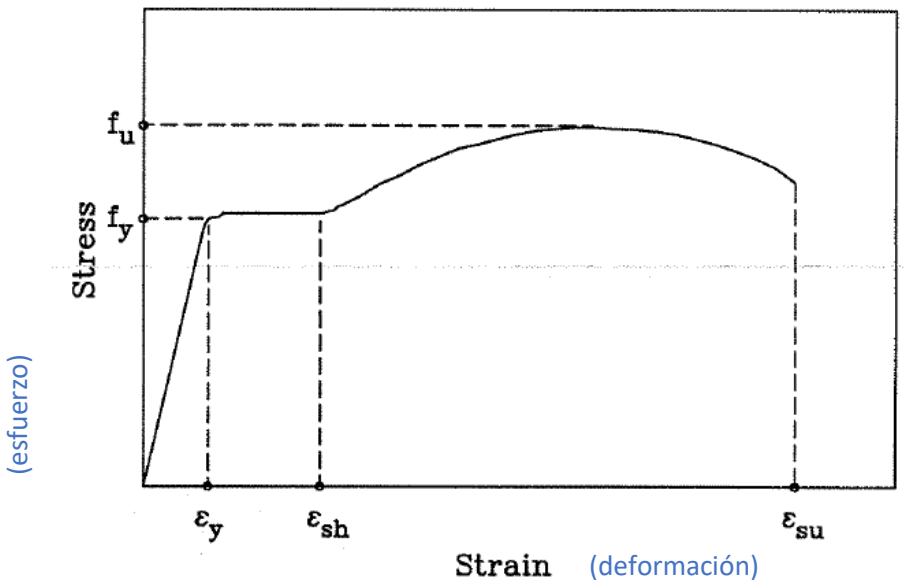


Figura 2.13 Curva esfuerzo deformación del acero (tomada de Ricles et al., 1993)

Otro modelo que fue usado en investigaciones sobre secciones compuestas es el modelo de Shen (Shen et al., 1995).

En el programa de análisis no lineal Open Sees (Mazzoni et al., 2006), se han incorporado unas rutinas con las que se pueden considerar en las simulaciones materiales como:

- Steel01 (modelo de acero: material)
- Steel01 (modelo de acero: para sensibilidad del material)
- Steel02 (modelo de acero: material Giufré, Menegotto, Pinto Modelo isotrópico con endurecimiento por deformación)
- Steel04 (modelo de acero: material)
- SteelIMPF (modelo de acero: Menegotto and Pinto Model,1973. Extendido por Filippoue et al., 1983)

En el programa de análisis no lineal Canny-9 (Li , 2009), se han incorporado unas rutinas con las que se pueden considerar en las simulaciones materiales (Figura 2.14) como:

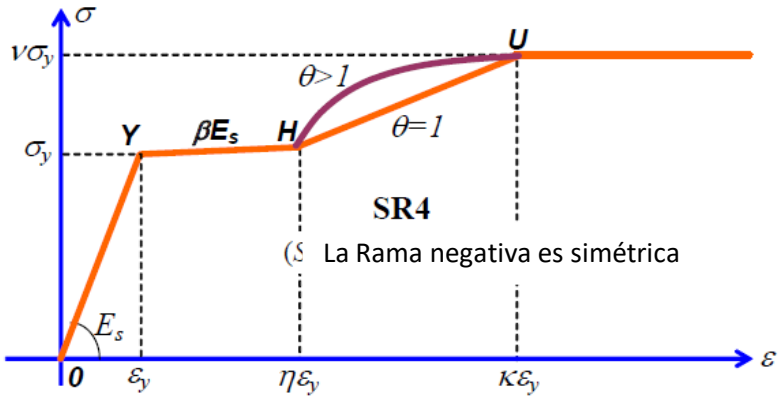
- SSC (modelo de acero: sólo compresión)
- SST (modelo de acero: sólo tensión)
- SE3 (modelo de acero: elástico nolineal)
- SS3 (modelo de acero: bilineal, trilineal)
- SR3 (modelo de acero: curva Ramberg- Osgood)
- SR4 (modelo de acero: curva Ramberg- Osgood)

En el desarrollo del modelo multiresortes usado en el acero para las comparaciones que se presentan en el Capítulo 4 y en el Capítulo 5 de este documento, se usan varios los parámetros para modelar las relaciones esfuerzo deformación que se muestran en la Tabla 2.2 y que pueden interpretarse con la Figura 2.14-b .

Tabla 2.2 Parámetros a usar en el modelo multiresortes para modelar el comportamiento histerético del acero estructural y el acero de refuerzo

Parámetro	Intervalo de valores	Interpretación
ν	1.0 1.0	Parámetro para definir el punto en el que la fuerza del acero reduce su rigidez previo a la fluencia
κ	≥ 1	Parámetro para definir el punto en el que la deformación del acero reduce su rigidez previo a la fluencia
α	$0.0 \geq \theta$	Parámetro para definir la descarga después del punto de fluencia
ϒ	0.0 – 0.5	Parámetro para definir el exponente en la degradación de la rigidez en la descarga
β	0.0 – 0.2	Parámetro para la rigidez post fluencia
θ	0.0 – 0.999	Parámetro para definir el punto último en la descarga

(a)



(b)

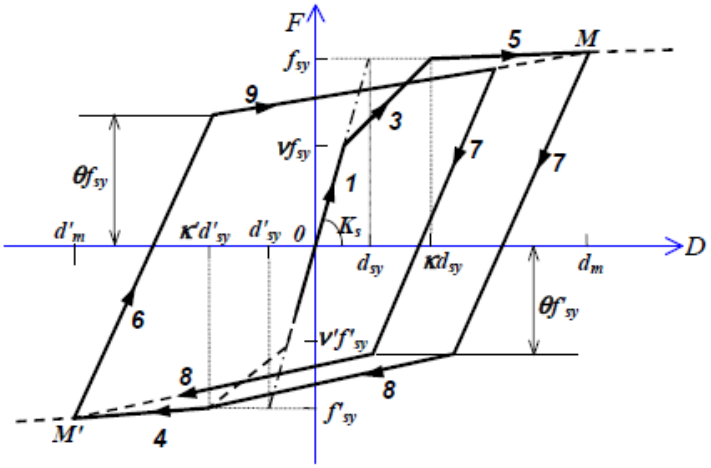


Figura 2.14 Modelos no lineales del acero en Canny-9: (a) Modelo esfuerzo-deformación SR4 con endurecimiento por deformación. (b) Modelo de histéresis para acero SS3

En la Figura 2.14-b y la tabla anterior:

fsy es la fuerza del resorte en tensión al momento de la fluencia

f´sy es la fuerza del resorte en compresión al momento de la fluencia

dsy es la deformación del resorte en tensión al momento de la fluencia

d'sy es la deformación del resorte en compresión al momento de la fluencia

De manera similar a lo mencionado antes, para los modelos de acero se han desarrollado modelos muy sofisticados para describir la curva esfuerzo deformación. Pero las NTC2023, priorizan el uso de expresiones simplificadas para modelar el comportamiento no lineal de trabes y columnas. Por ejemplo, en la sección 17 de las NTC DCEA-2023 establece el uso de articulaciones plásticas para el modelado de elementos de acero. El uso de modelos más sofisticados como el caso de fibras o multiresortes que pueden emplear alguno de los modelos de acero mencionados en esta sección requieren de revisión y aprobación por un comité de expertos.

2.7 OTRAS CONSIDERACIONES QUE AFECTAN EL CÁLCULO DE RIGIDECES DE TRABES Y COLUMNAS COMPUESTAS

2.7.1 CONSIDERACIONES SOBRE LA ACCIÓN COMPUESTA

De acuerdo con De Buen (De Buen, 2004), en una viga cuando no se toman las medidas para transmitir fuerzas cortantes entre la losa de concreto y la viga de acero en la que se apoya (Figura 2.15), los dos elementos trabajan por separado. Como las deflexiones de losa y viga son iguales, una parte de la carga es resistida por la losa; sin embargo, la diferencia entre los momentos de inercia y módulos de elasticidad es tan grande que la carga soportada por la losa es muy pequeña, y suele despreciarse.

La acción compuesta se desarrolla cuando la losa y viga se conectan entre sí de manera que se deformen como una unidad (Figura 2.15-b); la acción compuesta puede ser parcial o completa, lo que depende de cómo se unen los dos elementos.

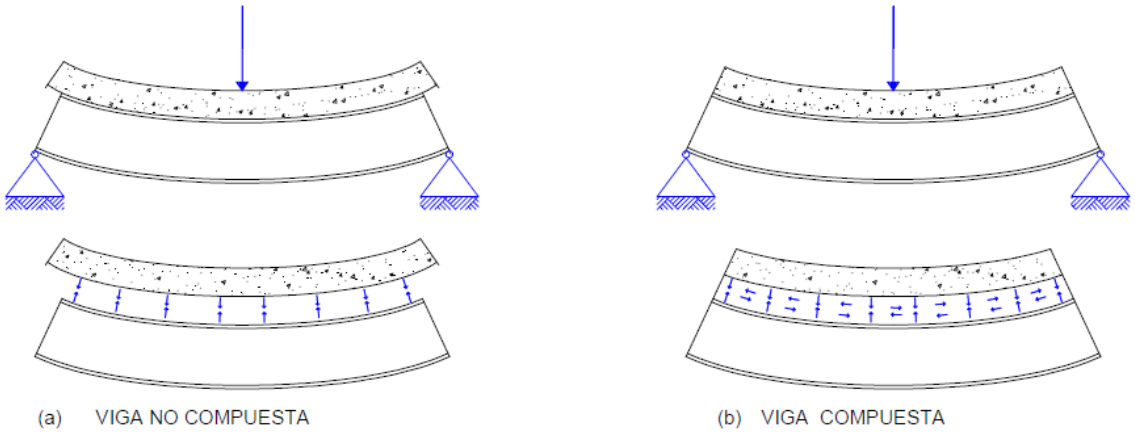


Figura 2.15 Comparación de vigas deformadas, con y sin acción compuesta (adaptada de De Buen, 2004)

Si se desprecia la fricción de fricción entre la losa y la viga del sistema de la Figura 2.15-a, cada una soporta una parte de la carga, por separado sin interacción; cuando el piso se deforma por carga vertical, la superficie inferior de la losa, que trabaja en tensión, se alarga, y el borde superior de la viga, en compresión se acorta, lo que origina una discontinuidad en el plano de contacto; sólo hay fuerzas verticales entre los elementos verticales.

Cuando la losa y la viga actúan como un elemento compuesto, se generan fuerzas cortantes horizontales que comprimen o acortan la superficie inferior de la losa y alargan la parte superior de la viga, y desaparece el desplazamiento relativo entre ellas. Esto sería rigurosamente cierto si los conectores de cortante fueran infinitamente rígidos; como no lo son, y también se deforma el concreto que los rodea, hay pequeños desplazamientos relativos, que no influyen en su resistencia

última de la viga compuesta, pero sí deben tenerse en cuenta, en algunos casos, en el cálculo de esfuerzos y deformaciones bajo cargas de servicio.

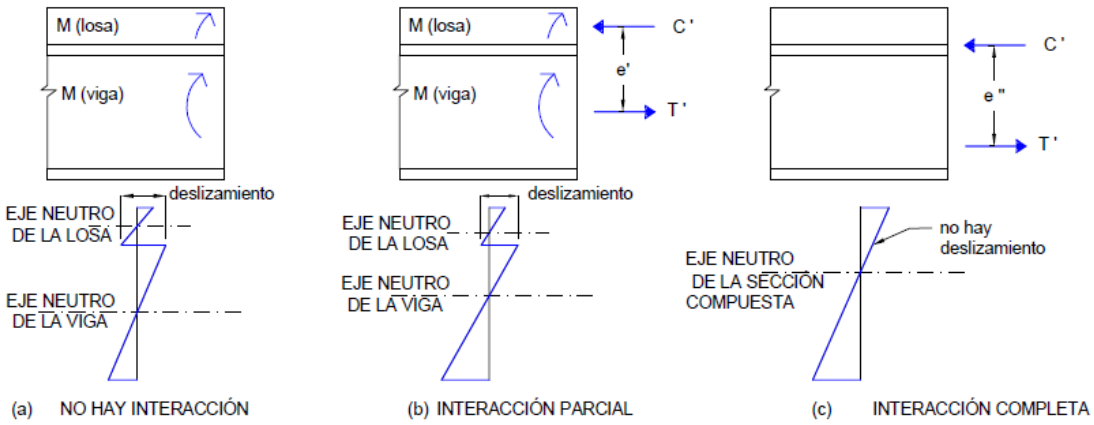


Figura 2.16 Distribuciones de deformaciones en vigas, sin y con acción compuesta (adaptada de De Buen, 2004)

Desde el punto de vista de la resistencia, examinando la variación de deformaciones unitarias de la Figura 2.16-a, cuando no hay interacción, se ve que el momento resistente total es igual a la suma de los momentos de los elementos:

$$\boldsymbol{M = M_{losa} + M_{viga}} \qquad \textbf{(2.30)}$$

Además, se observa que hay dos ejes neutros, que pasan por los centros de gravedad de losa y viga, y un corrimiento entre el borde inferior de la primera y el superior de la segunda.

En el caso que se tenga una interacción parcial (Figura2.16-b) los ejes neutros se acercan y disminuye el corrimiento de la losa y en la viga aparecen fuerzas de compresión y tensión C' y T', de manera que el momento resistente aumenta en la cantidad T'e' o C'e'. La magnitud de las fuerzas T' y C', que depende del grado de interacción constituye uno de los parámetros más importantes en el comportamiento de las vigas compuestas; las fuerzas en los conectores, las deflexiones y los esfuerzos en losa y viga de acero dependen, todos de ella.

Si la interacción es completa no hay desplazamiento relativo, y el diagrama de deformaciones axiales unitarias se muestra en la Figura 2.16-c (en este caso se habla de construcción compuesta total), el eje neutro es único, las fuerzas de compresión y de tensión, C'' y T'', son mayores que C' y t', y el momento que resiste es:

M=T''e'' o C''e''

Respecto de las rigideces en este tipo de elementos es claro que cuando no se tiene interacción entre la losa y la viga, el momento de inercia tiene una magnitud menor a que cuando se tiene el caso de la interacción completa.

Las consideraciones hechas en las vigas sujetas a una carga de flexión son similares a las que presenta una columna sujeta a flexocompresión, respecto de la nula interacción o de la interacción parcial o total.

2.7.2 CONSIDERACIONES SOBRE LOS PERNOS DE CORTANTE

CONCEPTOS GENERALES DE LOS PERNOS DE CORTANTE

Las fuerzas cortantes horizontales entre la losa de concreto y la viga de acero en que se apoya debe ser resistidas de manera que se anule el deslizamiento entre ambas, para que trabajen como una unidad. La adherencia entre el concreto y el acero se pierde, o se reduce drásticamente, por la contracción del primero y las variaciones producidas por la carga viva; tampoco es confiable la fricción entre los dos materiales. Por ello, han de utilizarse conectores de cortante mecánicos para transmitir la fuerza integra. Idealmente los conectores deberían evitar por completo los deslizamientos entre las dos partes del miembro compuesto, lo que requeriría una unión infinitamente rígida, que no puede obtenerse en la práctica: por fortuna, los pequeños deslizamientos que se presentan en las vigas compuestas reales no afectan su resistencia. Se han utilizado diversos tipos de conectores: varillas en espiral, zetas, ángulos, canales y barras de acero con cabeza; las barras de acero con cabeza son los conectores más comunes (Figura 2.17). Un conector de barra de acero con cabeza (headed steel stud) es una barra de sección transversal circular, que se suelda en un extremo al patín superior de la viga; en el otro extremo tiene cabeza, que evita que la losa se separe verticalmente de la viga; el conector queda ahogado en el concreto; se suelda a la viga por resistencia, usando pistolas de colocación especiales (De Buen, 2004).

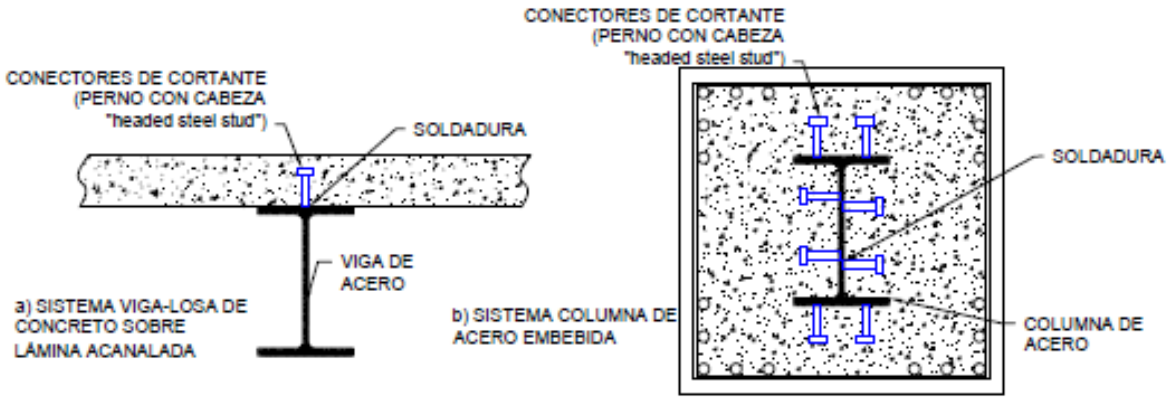


Figura 2.17 Conectores de cortante tipo barra de acero con cabeza

Los canales (Steel chanels) son otro tipo de conectores que se usa en la actualidad principalmente en vigas compuestas, las resistencias de diseño tanto de este tipo de elementos como de los conectores de cabeza se encuentran por ejemplo en el capítulo I de la especificación AISC360-22.

CASO DE PERNOS DE CORTANTE EN TRABES

La construcción compuesta con acero y concreto usando concreto de peso normal se ha usado desde el principio de los años 1920. De manera substancial el uso de la construcción compuesta comenzó en estructuras para puentes en la década de 1950 como resultado del trabajo realizado por Viest. Para ese entonces, el comportamiento elástico de vigas compuestas estaba bien entendido a finales de los años 1950. Tanto Viest como Thürlimann (Thürlimann, 1959), realizaron

ensayos en vigas de acero W con conectores de cortante tipo perno con cabeza o con conectores de cortante “tipo L”, una de estas investigaciones trataba de estudiar la resistencia de los conectores ante cargas estáticas y ante fatiga (Figura 2.18).

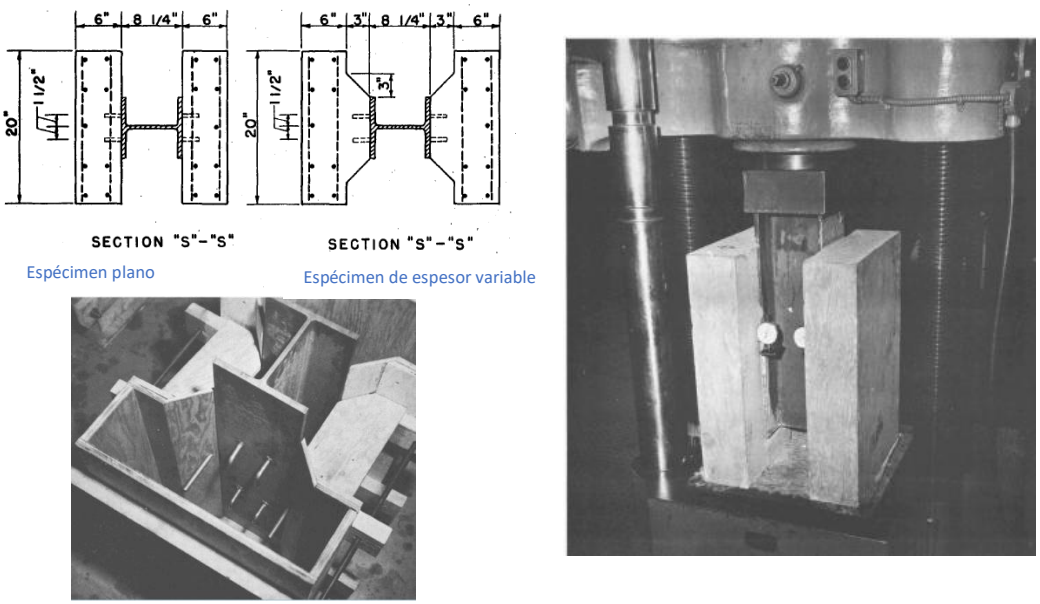


Figura 2.18 Pruebas de resistencia de conectores de cortante ante fatiga (tomada de Thürlimann, 1959)

El crecimiento de la construcción compuesta en esa década fue el resultado de unas provisiones de diseño simplificadas basadas en estudios de Slutter y Driscoll, estas provisiones se introdujeron en la especificación del AISC 1961. También desde 1961 se comenzaron varias investigaciones de trabes compuestas usando concretos ligueros, estas investigaciones encontraron que la resistencia de un conector de cortante embebido en concreto ligero era de 5 a 40% menor en comparación con la resistencia de los conectores embebidos en concreto de peso normal.

En la década de los 60 con la introducción de la lámina acanalada para sistemas de pisos compuestos en estructuras con marcos en edificios altos, se introdujó el concepto de la acción compuesta entre la trabe de acero y la losa de concreto con los acanalamientos o costillas producto del uso de la lámina. Varios de estos estudios los llevo a cabo Robinson y sugería que la resistencia de los conectores es proporcional al cuadrado del ancho del acanalamiento e inversamente proporcional a la raíz cuadrada de la altura del acanalamiento.

Otros investigadores como Ollgaard (Ollgaard, 1971) reportaron la resistencia de conectores de cortante con cabeza usados en trabes compuestas en concreto ligeros y de peso normal. Ollgard desarrolló una formula empírica simplificada para determinar la resistencia de los conectores de cortante con cabeza que aún es válida en la especificación AISC 2022.

En la década de los 70 Fisher continúo con las investigaciones con las trabes que tenían el sistema de piso con lámina acanalada y conceto.

En 1977 Grant, Fisher y Slutter reportaron varios ensayos de vigas con sistema de piso de lámina acanalada y losa de concreto, los análisis revelaron la relación de un conector de cortante con cabeza en un acanalamiento en la capacidad de la viga. Estas últimas investigaciones se reflejan en la especificación AISC de 1978.

Se han desarrollado vigas compuestas similares, con carga uniforme, unas con los conectores colocados de manera que las distancias entre ellos, medidas a lo largo de la viga, siguen la ley de variación de la fuerza cortante estática, y otras con el mismo número de conectores con separaciones iguales, y se han encontrado que tienen la misma resistencia última y deflexiones iguales bajo cargas de trabajo. Esto se debe a que basta una deformación muy pequeña del concreto y de los conectores más cargados inicialmente para que la fuerza cortante horizontal se redistribuya a otros con cargas menores, hasta que, en la cercanía de la falla, todos resisten fuerzas prácticamente iguales (De Buen, 2004).

CASO DE PERNOS DE CORTANTE EN COLUMNAS

Para evitar que se sobrecargue el perfil de acero o el concreto, en conexiones con columnas compuestas se requiere que la transferencia de la carga se haga por apoyo directo, con conectores de cortante, o por combinación de ambos. En la mayoría de los casos los conectores pueden espaciarse uniformemente, pero cuando las fuerzas son grandes pueden requerirse otros arreglos, para que no se sobrecargue el componente que recibe las cargas directamente, sea la sección de acero o el recubrimiento de concreto (De Buen, 2004).

COLOCACIÓN, ESPACIAMIENTO Y RESISTENCIA DE LOS PERNOS DE CORTANTE EN LA ESPECIFICACIÓN AISC360-22

En el capítulo I de la especificación AISC360-22. En la especificación AISC360 se encuentran ciertas consideraciones geométricas que se deben cumplir en la colocación de los conectores de cortante. Algunas de ellas para los conectores de las barras de acero con cabeza son:

- El diámetro de un conector denotado por d_{sa} deberá ser de 19 mm (3/4 plg) o menos, excepto donde los conectores usados en losas macizas donde se permite el uso de diámetos de 22 mm (7/8 plg) y 25 mm (1 plg).
- El diámetro de un conector d_{sa} no será mayor de 2.5 veces el espesor del patín de la trabe en donde es soldado, a menos que se conecte en la zona del patín que está sobre el alma.
- Los conectores que se necesitan a cada lado del punto de momento máximo flexionante máximo, positivo o negativo, pueden distribuir uniformemente entre ese punto y el punto adyacente de momento nulo. El número de conectores que se requieren entre cualquier carga concentrada y el punto más cercano de momento nulo, deberá ser suficiente para desarrollar el máximo momento que se tenga en el punto de ubicación de la carga concentrada
- Los conectores deberán tener cuando menos 25 mm de recubrimiento de concreto medido lateralmente, en la dirección perpendicular de la acción de la fuerza cortante, excepto para aquellos instalados en las costillas de un sistema deck.
- La distancia mínima entre el centro de un conector y un borde de la losa en la dirección de la fuerza cortante para concreto de peso normal, será de 200 mm.

- La distancia mínima centro a centro de los conectores de cortante será de 4 veces el diámetro del vástago del perno.
- La distancia máxima de centro a centro de los conectores no debe exceder de ocho veces el espesor de la losa o 900 mm.

La resistencia de un conector de cortante con cabeza Q_n será:

$$\boldsymbol{Q_n = 0.5 A_{sa}\sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u} \qquad \textbf{(2.31)}$$

Donde

A_{sa}: es el área de la sección transversal del vástago del conector

E_c: es el módulo de elasticidad del concreto (= $w_c^{1.5}\sqrt{f_c'}$), el resultado en ksi

wc :es el peso volumétrico del concreto en pcf (libras sobre pies cúbicos)

F_u: es el esfuerzo último a tensión del conector

f_c' : es el esfuerzo de compresión del concreto

R_g: es un factor de reducción que toma los valores de 1.0, 0.85 o 0.70, dependiendo de la posición y número de conectores

R_p: es un factor de reducción que toma los valores de 0.75 o 0.6, dependiendo de si existe una lámina acanalada o si existe la orientación de la misma.

El manual AISC en su 15va edición, proporciona la resistencia de pernos de cortante con cabeza y Fu= 65 ksi en la tabla 3-21.

La resistencia de un conector de cortante con canales Q_n será:

$$\boldsymbol{Q_n = 0.3(t_f + 0.5 t_w) l_a \sqrt{f'_c E_c}} \qquad \textbf{(2.32)}$$

Donde

l_a: es la longitud del canal

t_f: es el espesor del patín del canal

t_w: es el espesor del alma del canal

Para el caso de las NTC DCEA 2023, las consideraciones sobre los pernos de cortante son muy similares a las presentadas para la especificación AISC360, por lo que no se ahondará más sobre ellas.

2.7.3 CONSIDERACIONES EN EL USO DE PROGRAMAS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Las expresiones para determinar la rigidez a flexión efectiva en elementos compuestos sujetos a flexocompresión, que se presentaron en la sección 2.4 tienen su ámbito de aplicación en la modelación numérica de estructuras en la etapa lineal. Por un lado, algunos de sus parámetros podían ajustarse para realizar un modelo que llevara a determinar las resistencias de los elementos y esto llevaría al desarrollo de un primer modelo. Por otro lado, se desarrollarían modelos adicionales, si algunos de sus parámetros tomaban otros valores las expresiones que eran aptas para determinar distorsiones, desplazamientos, periodos, etc.

El usuario de estas expresiones ya sea para fines de investigación o para su uso profesional, puede tener la inclinación para el uso de uno u otro programa de análisis y / o diseño estructural. Por lo que es prudente hacer los siguientes comentarios sobre cual pudiera ser la forma en que se apliquen las expresiones dentro de los modelos numéricos.

Las distintas expresiones llevan a determinar un valor de la rigidez a flexión efectiva, EI_{eff}, que involucra un módulo de elasticidad y un momento de inercia el cual debe reflejarse en algún punto de la modelación de la estructura dentro del programa elegido. En la actualidad existen programas para análisis de estructuras que por un lado tienen una interfaz gráfica para capturar datos que resulta muy amigable y por otro lado existen los programas que se basan en la elaboración de un archivo de texto o archivo de entrada con el que se "precapturan" dichos datos que puede resultar muy tediosa.

En el caso de los programas basados en una interfaz gráfica cuentan con distintas plantillas interactivas para captura de datos como son:

- Geometría de la estructura
- Grados de libertad
- Cargas
- Secciones transversales de los miembros estructurales
- Materiales
- Parámetros de diseño
- Normas, códigos o reglamentos bajo los que se diseñará, etc.

En particular, una vez que se han determinado el valor o los valores que se usarán del parámetro EI_{eff} , hay al menos dos maneras de introducirlo.

La primera es que se use el valor del módulo de elasticidad del concreto (E) de la sección de la columna SRC y se determine el valor que corresponda a una columna rectangular equivalente que proporcione el mismo valor de la inercia necesaria (I_{eff}) para cada una de las direcciones que se estudien.

La segunda manera es usar el momento de inercia (I) de la sección nominal de concreto de la columna SRC y ajustar el valor del módulo de elasticidad (E) para que al realizar el producto de ambos parámetros se tenga el valor de EI_{eff} deseado.

La tercera opción es que el mismo programa tenga dentro de la interfaz gráfica una plantilla que capture explícitamente la geometría y componentes de la columna compuesta, de tal manera que de manera automática genere el valor de EI_{eff} deseado.

En los programas que se basan en el uso de un archivo de entrada, sólo pueden aplicarse la primera y segunda opción mencionadas en los programas basados en la interfaz gráfica del usuario.

Ya sea que se use uno u otro tipo de programa, el valor de la rigidez a flexión efectiva estará involucrado al formar las submatrices que representan a cada elemento y se ensamblarán en la matriz de rigidez global de la estructura.

2.7.4 CONSIDERACIONES SOBRE EL EFECTO DE LA LOSA DE CONCRETO O EL SISTEMA LÁMINA FIRME DE COMPRESIÓN

En general en un edificio las acciones laterales son transmitidas a los elementos verticales resistentes (columnas, muros o una combinación de ambos) por el sistema de piso. Para un sistema de piso de edificios compuestos se puede tener una losa de concreto reforzado apoyada directamente en las trabes metálicas (incluso el caso de trabes metálicas embebidas), o bien con la finalidad de reducir costos y tiempos se puede colocar una lámina que hace las veces de cimbra y después se vierte el concreto. En ambos casos, la losa de concreto es el ingrediente principal que forma este sistema de piso, que en términos estructurales también se conoce como diafragma.

Clasificación de diafragmas:

A1. Rígido, de manera ideal se asume que se reparten las fuerzas laterales inerciales al moverse el diafragma como cuerpo rígido, los elementos resistentes verticales (columnas o muros) toman esas fuerzas en proporción a su rigidez.

A2. Semirrígido, es el caso intermedio entre un diafragma rígido y flexible.

A3. Flexible, el diafragma no es capaz de repartir las fuerzas laterales en los elementos resistentes verticales, y por lo tanto cada elemento resistente toma una parte proporcional de la fuerza lateral con base en un área tributaria.

En la práctica no existen los diafragmas rígido y flexible, los diafragmas reales se ajustan a un diafragma semirrígido. La clasificación del diafragma dependerá del espesor de este y del módulo de elasticidad del concreto. Otros factores que pueden influir en la clasificación del diafragma son las condiciones de apoyo (colado monolítico o simplemente apoyado o cantidad de conectores de cortante), relación lado largo conta lado corto de el diafragma y la regularidad del diafragma en planta.

En la práctica las normas o especificaciones de diseño establecen algunas reglas, en las que dependiendo de la magnitud de las deformaciones presentes en el sistema de piso el diafragma se clasifica como rígido o flexible.

Métodos para analizar a los diafragmas:

B1. Analogía como viga (útil en una estructuración regular)

B2. Puntal tensor

B3. Modelos de armaduras

B4. Elementos finitos (modelo refinado y con un costo cumputacional alto)

B5. Modelo Stringer-panel (SPM, inicialmente usado en aeronáutica)

Por ejemplo, las NTC DCEC 2023 (Gobierno CDMX, 2023) marcan en su sección 6.8 que, el diseño de diafragmas debe considerar las siguientes fuerzas:

a) Fuerzas en el plano del diafragma debido a cargas laterales

b) Fuerzas de transferencia en el diafragma

c) Fuerzas en las conexiones entre el diafragma y los elementos verticales, estructurales o no estructurales

d)Fuerzas resultantes de contraventeos o elementos inclinados

e) Fuerzas del plano del diafragma debido a cargas gravitacionales o de otro tipo que actúan sobre la superficie

De la misma manera se presentan el procedimiento para evaluar la resistencia requerida, para más información de los diafragmas de concreto se puede consultar la norma citada.

En la literatura técnica existen otras publicaciones como el ASCE-7 (ASCE7-16, 2016) que en su sección 12.10.1 aborda el tema de los diafragmas.

En particular para sistemas de piso con un deck y un firme de compresión se han realizado estudios como el de Foroughi (Foroughi, et al., 2021). El cual presenta la sensibilidad en la respuesta de la estructura, al considerar un diafragma rígido tradicional y un diafragma que incluye el firme de compresión y el deck

En la especificación AISC360-22 se encuentran ciertas consideraciones geométricas que debe cumplir la lámina acanalada, deck o losacero.

- La altura nominal de las costillas no deberá se mayor de 75 mm. El ancho promedio de la costilla no será menos de 50 mm.
- Los conectores de cortante después de su instalación deberán de extenderse al menos 38 mm sobre la parte superior de las costillas y deberán tener al menos 13 mm de recubrimiento de concreto
- El espesor de la losa o firme de compresión sobre las costillas no deberá ser inferior a 50 mm.
- La lámina acanalada deberá esta fijada a las trabes en espaciamientos que no excedan 460 mm. La fijación la deberán proveer los conectores de cortante o la combinación de conectores de cortante y soldadura de arco o bien, por otros dispositivos de los que se tenga información documentada.
- Si las costillas se orientan perpendiculares al eje de la viga, el concreto ubicado debajo del tope de las costillas no deberá tomarse en cuenta al determinar las propiedades de la sección compuesta.

- Si las costillas se orientan paralelas al eje de la viga, el concreto ubicado debajo del tope de las costillas podrá tomarse en cuenta al determinar las propiedades de la sección compuesta.

Otra consideración que se debe tener en los sistemas de piso compuestos en los que actúa el tráfico peatonal u otras cargas móviles, son el control de las vibraciones. Esto puede darse cuando se tienen usos con grandes áreas abiertas sin canceles, muros u equipos que funcionen como amortiguadores, un ejemplo de lo anterior son los centros comerciales. El AISC emitió la Guia de diseño DG11 denominada “Floor Vibrations due to human Activity”, en la misma se establece que:

- Un criterio tradicional para tener rigidez en los sistemas de piso es limitar la deflexión debida a carga viva para trabes metálicas que soportan plafones, el límite de deflexión es Claro/360. Esta limitación va de la mano con la limitación de la relación claro – peralte de trabe a un valor de 24 o menos. Los criterios anteriores representan un intento de controlar la deflexión pero con un éxito limitado.
- El efecto de tener vibraciones en los sistemas de piso conduce a un posible problema de resonancia por efecto del tráfico peatonal. Otras actividades que conducen al problema de resonancia es actividades rítmicas como aerobics o bailes de alto impacto.
- Los procedimientos analíticos que se han desarrollado para considerar el problema de resonancia desde el diseño tienen por objetivo proporcionar confort (recomendados por la “International Standard ISO 2631-2, 1989”) a los ocupantes ante una actividad especifica o en el funcionamiento de un equipo sensible a vibraciones. Generalmente las herramientas analíticas requieren del cálculo del primer modo de vibración del piso y la máxima amplitud de la aceleración, también la velocidad del desplazamiento de la excitación de referencia. Se requiere un estimado del amortiguamiento del sistema de piso.
- Se requiere establecer una escala de confort humano o de equipos sensibles a la vibración, con lo anterior se determina si el piso cumple con los requerimientos de un estado límite de servicio.

2.8 ALGUNAS EXPRESIONES PARA LA RESISTENCIA DE LAS COLUMNAS COMPUESTAS TIPO SRC

2.8.1 EXPRESIONES PARA LA RESISTENCIA DE LAS NTC-DCEA 2023

La sección 10 de las NTC DCEA 2023 (Gobierno CDMX, 2023) denominado “miembros compuestos “, incluye el diseño de trabe y columnas compuestos. El diseño se presenta bajo el criterio LRFD, en los siguientes párrafos se hará énfasis a columnas compuestas embebidas tipo SRC.

La resistencia nominal de las secciones compuestas puede determinarse de acuerdo con el método de la distribución elástica de los esfuerzos, el método de la distribución plástica de los esfuerzos, el método de la compatibilidad de las deformaciones o el método esfuerzo – deformación efectivo.

Respecto de los materiales existen las siguientes limitaciones de uso:

a) Para determinar la resistencia disponible el concreto debe tener una resistencia a la compresión f’c no menor a 20MPa (200 kg/cm2) y no mayor de 70 MPa (700 kg/cm2) esto para concreto de peso normal y para concreto ligero no menor de 20 MPa y no mayor de 42 MPa (420 kg/cm2).
b) El esfuerzo mínimo de fluencia del acero estructural para determinar la resistencia de los miembros compuestos no debe exceder 525 MPa (5250 kg/cm2).
c) El esfuerzo mínimo de fluencia del acero de refuerzo para determinar la resistencia de los miembros compuestos no debe exceder 550 MPa (5600 kg/cm2).

Cuando se requiere determinar la resistencia ante carga axial, se establecen las siguientes limitaciones:

a) La sección transversal del núcleo de acero estructural debe ser al menos el 1% del área de la sección de la columna compuesta
b) Se debe contar con refuerzo longitudinal continuo y transversal (estribos o espirales). Para el refuerzo lateral, se deben usar varillas del No. 3 (10 mm) con separación máxima de 300 mm entre centros, o varillas del No. 4 (13 mm) con separación máxima de 400 mm entre centros; el espaciamiento máximo de estribos no excederá 0.5 veces la dimensión mínima de la columna. La cuantía de acero de refuerzo longitudinal, ρ_{sr}, no debe ser menor que 0.004.

La resistencia de diseño a compresión axial, R_c, de las columnas compuestas de sección transversal con al menos dos ejes de simetría, se determina como:

$$\boldsymbol{R_c = F_R \chi P_0} \qquad \textbf{(2.33)}$$

F_R, es el factor de resistencia, igual que 0.75

$$\boldsymbol{\chi = \frac{1}{(1+\lambda_c^{2n})^{\frac{1}{n}}}} \qquad \textbf{(2.34)}$$

$$\boldsymbol{\lambda_c = \sqrt{\frac{P_0}{P_e}}} \quad \textbf{(2.35)}$$

P_0, es la resistencia nominal en compresión de la sección transversal compuesta

$$\boldsymbol{P_0 = P_a + P_r + P_c} \quad \textbf{(2.36)}$$

$P_a, P_r, y\ P_c$, es la resistencia plástica de los componentes de acero estructural, acero de refuerzo longitudinal y concreto, que se calculan con las expresiones:

$$\boldsymbol{P_a = F_y\, A_a} \quad \textbf{(2.37)}$$

$$\boldsymbol{P_r = F_{yr}\ A_r} \quad \textbf{(2.38)}$$

$$\boldsymbol{P_c = f_c''\quad A_c} \quad \textbf{(2.39)}$$

$F_y\ y\ F_{yr}$, son los esfuerzos de fluencia del perfil de acero estructural y del acero de refuerzo longitudinal, respectivamente.

f_c'', es el esfuerzo del bloque equivalente en compresión del concreto.

A_c , es el área del concreto.

P_e, es la carga crítica de pandeo elástico del miembro compuesto

$$\boldsymbol{P_e = \frac{\pi^2 E I_e}{(KL)^2}} \quad \textbf{(2.40)}$$

K es el factor de longitud efectiva

L es la longitud no soportada del miembro

EI_e es la rigidez efectiva en flexión y se presentó en la sección 2.4.2 .

La resistencia de diseño a tensión axial, R_c, de las columnas compuestas, se determina para el estado límite de fluencia, con un factor de resistencia F_R, igual que 0.90, como:

$$\boldsymbol{R_t = F_R(P_0 + P_r) = F_R\left(F_y A_a + F_{yr} A_r\right)} \quad \textbf{(2.41)}$$

La resistencia de diseño en flexión, M_R, de las columnas compuestas, se determina con un factor de resistencia F_R, igual que 0.90, como:

$$\boldsymbol{M_R = F_R M_n} \quad \textbf{(2.42)}$$

La resistencia nominal en flexión, M_n, de las columnas compuestas, es igual al momento plástico, M_P, de las columnas compuestas, calculado con una distribución de esfuerzos plásticos, o por compatibilidad de las deformaciones unitarias. Cuando se use una distribución de esfuerzos plásticos, se supondrá un esfuerzo máximo en el concreto en compresión de $0.7f'_cA_c$, y un esfuerzo máximo en el acero igual que F_y

El diseño de columnas compuestas en flexocompresión biaxial (P_u, M_{ux}, M_{uy}) se realiza con alguno de los métodos siguientes:

Método 1

Se consideran los estados límite siguientes:

a) Falla en conjunto de un entrepiso, bajo carga vertical
b) Falla individual de una o algunas columnas, bajo carga vertical
c) Inestabilidad de conjunto de un entrepiso bajo cargas verticales y horizontales combinadas
d) Falla individual de una o algunas columnas, bajo cargas verticales y horizontales combinadas

Para columnas compuestas no se considera la existencia de pandeo local.

En todos los casos debe revisarse la resistencia de las dos secciones extremas y de la columna completa.

Para las secciones extremas y secciones tipo 1 y 2 de perfiles H o I se usa la siguiente ecuación:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \qquad \textbf{(2.43)}$$

Para las secciones extremas y secciones que no son perfiles H, I o secciones cajón se usa la siguiente ecuación:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{F_R M_{PX}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{PY}} \leq 1.0 \qquad \textbf{(2.44)}$$

Para la columna completa y secciones tipo 1 y 2 se usa la siguiente ecuación:

$$\left[\frac{M^*_{uox}}{M_{ucx}}\right]^{\beta} + \left[\frac{M^*_{uoy}}{M_{ucy}}\right]^{\beta} \leq 1.0 \qquad \textbf{(2.45)}$$

Para la columna completa y secciones tipo 3 y 4 se usa la siguiente ecuación:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M^*_{oux}}{M_{RX}} + \frac{M^*_{ouy}}{M_{RY}} \leq 1.0 \qquad \textbf{(2.46)}$$

Método 2

Se emplean ecuaciones de interacción simplificadas para miembros compuestos.

Cuando $P_u < R_{cc}$

$$\frac{M_{ux}}{M_{RX}} + \frac{M_{uy}}{M_{RY}} \leq 1.0 \quad \textbf{(2.47)}$$

Cuando $P_u \geq R_{cc}$

$$\frac{P_u - R_{cc}}{R_c - R_{cc}} + \frac{M_{ux}}{M_{RX}} + \frac{M_{uy}}{M_{RY}} \leq 1.0 \quad \textbf{(2.48)}$$

Resistencia en cortante

La resistencia en cortante se determinará con una de las consideraciones siguientes:

a) Considerando exclusivamente el perfil de acero estructural, V_a :

$$V_R = F_R V_a \quad \textbf{(2.49)}$$

b) Considerando la sección de concreto, V_c, y del refuerzo transversal, V_r, conforme a lo que estipulen las NTC-Concreto

$$V_R = F_R(V_c + V_r) \quad \textbf{(2.50)}$$

c) Considerando la superposición de las resistencias en cortante del perfil de acero estructural, V_a, y la resistencia de cortante del acero de refuerzo transversal, V_r, conforme a lo que estipulen las NTC-Concreto

$$V_R = F_R V_a + F_R V_r \quad \textbf{(2.51)}$$

Para más información sobre el uso de los términos usados en las fórmulas se sugiera consultar las NTC DCEA 2023.

2.8.2 EXPRESIONES PARA LA RESISTENCIA DE LA ESPECIFICACIÓN AISC360-22

El procedimiento de diseño de columnas compuestas como se marca en la especificación para construcciones de acero estructural ANSI/AISC 360-22, contiene expresiones tanto para diseño bajo dos criterios, el ASD y el LRFD, en los siguientes párrafos sólo se hará referencia al segundo criterio y con énfasis a columnas compuestas embebidas.

En el capítulo I de dicha especificación, denominado “Diseño de miembros compuestos”, existen expresiones para diseño de trabes y columnas.

La resistencia nominal de las secciones compuestas puede determinarse de acuerdo con el método de la distribución plástica de esfuerzos, el método de la compatibilidad de deformaciones, el método la distribución elástica de esfuerzos o el método del esfuerzo-deformación efectivo.

Respecto de los materiales existen las siguientes limitaciones de uso:

a) Para determinar la resistencia disponible el concreto debe tener una resistencia a la compresión f'c no menor a 21MPa (210 kg/cm2) y no mayor de 69 MPa (700 kg/cm2) esto para concreto de peso normal y para concreto ligero no menor de 21 MPa y no mayor de 41 MPa (420 kg/cm2).
b) El esfuerzo mínimo de fluencia del acero estructural para determinar la resistencia de los miembros compuestos no debe exceder 525 MPa (5250 kg/cm2).
c) El esfuerzo mínimo de fluencia del acero de refuerzo para determinar la resistencia de los miembros compuestos no debe exceder 550 MPa (5600 kg/cm2).

Cuando se requiere determinar la resistencia ante carga axial, se establecen las siguientes limitaciones:

c) La sección transversal del núcleo de acero estructural debe ser al menos el 1% del área de la sección de la columna compuesta
d) El concreto del embebido debe ser reforzado con barras longitudinales continuas y refuerzo transversal con estribos o espirales. El detallamiento de colocación del acero de refuerzo longitudinal, donde se incluye espaciamiento de las varillas y recubrimiento del concreto deberá ser como se establece en el código ACI 318. Se deberá cumplir que los estribos deberán ser de varilla núm. 3 espaciadas a máximo 30 cm o estribos núm. 4 espaciadas a máximo 40 cm. Alambre doblado o armaduras de alambre soldado de un área equivalente están permitidas. El máximo espaciamiento de los estribos deberá ser 0.5 veces la dimensión menor de la columna.
e) La cuantía mínima del acero de refuerzo longitudinal debe ser 0.004, y se define como el área de acero de refuerzo longitudinal entre el área de la sección gruesa de concreto.
f) La cuantía máxima del acero de refuerzo longitudinal será la que indique el ACI 318
g) El espaciamiento libre entre el núcleo de acero o perfil estructural embebido y las barras de refuerzo longitudinales debe ser como mínimo 1.5 veces el diámetro de la barra de refuerzo de mayor diámetro, pero no menos de 38 mm

La resistencia de diseño a <u>compresión</u> de las columnas SRC , será Pc= $\phi_c P_n$. Se tiene dos casos:

(a) Cuando $\frac{P_{n0}}{P_e} \leq 2.25 \quad entonces\ P_n = P_{n0}\left(0.658^{\frac{P_{n0}}{P_e}}\right)$

(b) Cuando $\frac{P_{n0}}{P_e} > 2.25 \quad entonces\ P_n = 0.877 P_e$

$$\boldsymbol{P_e = \pi^2 \frac{(EI)_{eff}}{L_c^2}} \qquad \textbf{(2.52)}$$

$$\boldsymbol{P_{n0} = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr} + 0.85 f'_c A_c} \qquad \textbf{(2.53)}$$

La resistencia de diseño a tensión de las columnas SRC , será $Pc=\phi_t P_n$:

$$\boldsymbol{P_n = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr}} \qquad \textbf{(2.54)}$$

Cuando se requiere determinar la resistencia a flexión, se establecen las siguientes limitaciones:

a) La sección transversal del núcleo de acero estructural debe ser al menos el 1% del área de la sección de la columna compuesta
b) El concreto del embebido debe ser reforzado con barras longitudinales continuas y refuerzo transversal con estribos o espirales. El detallamiento de colocación del acero de refuerzo longitudinal, donde se incluye espaciamiento de las varillas y recubrimiento del concreto deberá ser como se establece en el código ACI 318. Se deberá cumplir que los estribos deberán ser de varilla núm. 3 espaciadas a máximo 30 cm o estribos núm. 4 espaciadas a máximo 40 cm. Alambre doblado o armaduras de alambre soldado de un área equivalente están permitidas. El máximo espaciamiento de los estribos deberá ser 0.5 veces la dimensión menor de la columna.
c) La cuantía mínima del acero de refuerzo longitudinal debe ser 0.004, y se define como el área de acero de refuerzo longitudinal entre el área de la sección gruesa de concreto.
d) El espaciamiento libre entre el núcleo de acero o perfil estructural embebido y las barras de refuerzo longitudinales debe ser como mínimo 1.5 veces el diámetro de la barra de refuerzo de mayor diámetro, pero no menos de 38 mm

La resistencia de diseño a flexión de las columnas SRC, será $Mc=\phi_b M_n$.

La resistencia nominal a flexión M_n se determinará con usando uno de los siguientes métodos:

(1) Superposición de los esfuerzos elásticos en la sección compuesta, en el estado límite de fluencia (momento de fluencia)
(2) La distribución plástica de esfuerzos en la sección de acero estructural aislada, para el estado límite de fluencia (momento plástico)
(3) La distribución plástica de esfuerzos en la sección compuesta o el método de compatibilidad de deformaciones, para el estado límite de fluencia (momento plástico) en la sección compuesta.

La resistencia de diseño a cortante de las columnas SRC, será $Vc= \phi_v V_n$, y se determinará con base a lo siguiente:

(a) La resistencia disponible del perfil de acero estructural se determinará como se especifica en el capítulo G de la especificación AISC
(b) La resistencia disponible de la porción de concreto (concreto y acero de refuerzo transversal) como se define en el ACI318 usando $\phi_v= 0.75$

(c) La resistencia disponible del perfil de acero estructural como se especifica en el capítulo G de la especificación AISC, más la resistencia disponible de la porción de concreto como se define en el ACI318, usando una resistencia combinada y el factor de reducción ϕ_v= 0.75

La resistencia nominal cuando se combina flexión y carga axial se determinará contando los requisitos de estabilidad del capítulo C de la especificación AISC.

En caso de que la sección embebida de acero estructural sea clasificada como compacta se usarán las ecuaciones de interacción de la sección H1.1 de la especificación AISC, esto es:

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$ $\qquad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$ **(2.55)**

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$ $\qquad \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$ **(2.56)**

Todos los términos de las ecuaciones anteriores deben tomarse con un valor positivo.

Donde

ϕ_c= 0.75

ϕ_t= 0.90

ϕ_b= 0.90

P_e es la carga crítica de pandeo elástico (de acuerdo con el Capítulo C o el Apéndice 7 de la especificación AISC)

$(EI)_{eff}$ es la rigidez a flexión efectiva de la sección compuesta (presentada en la sección 2.4.3 de este trabajo)

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c \qquad \textbf{(2.57)}$$

L_c es la longitud efectiva del miembro

$L_c = KL$

K es el factor de longitud efectiva

L es la longitud lateral no soportada del miembro

A_c es el área de concreto de la sección transversal

A_s es el área de la sección transversal del acero estructural

F_y es el esfuerzo mínimo de fluencia del acero estructural

F_{ysr} es el esfuerzo mínimo de fluencia del acero de refuerzo

P_r es la resistencia requerida a compresión

P_c es la resistencia disponible a compresión

M_r es la resistencia requerida a flexión

M_c es la resistencia disponible a flexión

x subíndice asociado al mayor eje de flexión

y subíndice asociado al menor eje de flexión

2.8.3 EXPRESIONES PARA LA RESISTENCIA DEL EUROCÓDIGO 04

El procedimiento de diseño de columnas compuestas como se marca en el Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y concreto.

En la sección 6.7 de dicho código, denominado "Columnas compuestas y miembro a compresión compuestos", existen expresiones para diseño de columnas.

Respecto de las columnas compuestas existen las siguientes limitaciones de uso:

a) Para determinar la resistencia disponible el concreto debe tener una resistencia a la compresión f'c de la clase C20/25 (fck= 20 MPa) al C50/C60 (fck= 20 MPa).
b) El esfuerzo mínimo de fluencia del acero estructural para determinar la resistencia de los miembros compuestos debe ser del grado S235 (fy= 235 MPa) al S460 (fy= 460 MPa).
c) La relación de contribución del acero δ, se debe encontrar en el rango $0.2 \leq \ \delta \leq 0.9$

$$\boldsymbol{\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}}} \qquad \textbf{(2.58)}$$

Para el diseño se tiene el método simplificado que aplica para miembros con doble eje de simetría y sección transversal uniforme a lo largo de la longitud del miembro, este método debe cumplir con las siguientes limitaciones.

a) La esbeltez relativa $\bar{\lambda}$, debe cumplir con $\overline{\lambda} \leq 2.0$

$$\boldsymbol{\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}} \qquad \textbf{(2.59)}$$

El máximo recubrimiento del concreto que puede usarse en el diseño es:

$$max\ c_z = 0.3\ h \quad \max c_y = 0.4\ b$$

Donde h es el peralte de la sección de concreto y b es el ancho de la sección de concreto.

b) La cuantía mínima del acero de refuerzo longitudinal debe ser 0.06, y se define como el área de acero de refuerzo longitudinal entre el área de la sección gruesa de concreto.
c) Para la sección compuesta, la relación entre el peralte y el ancho debe estar en los límites 0.2 a 5.0

La resistencia a compresión plástica, $N_{pl,Rd}$, puede ser calculada sumando las resistencias plásticas de sus componentes:

$$\boldsymbol{N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0.85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd}} \quad \textbf{(2.60)}$$

Si en lugar de las resistencias de diseño, se usan valores característicos se tiene la resistencia plástica a compresión con un valor característico, $N_{pl,Rk}$

La carga crítica de pandeo elástico, N_{cr}, requiere el uso de la rigidez a flexión efectiva, la cual se presentó en la sección 2.4.4 .

Dentro del método simplificado, la resistencia de la sección transversal para la combinación de carga axial de compresión y flexión, donde el diagrama de interacción se puede calcular asumiendo bloques de esfuerzo rectangulares como los mostrado en la Figura 2.19, se debe tomar en cuenta en el diseño la fuerza cortante. La resistencia del concreto a tensión se desprecia.

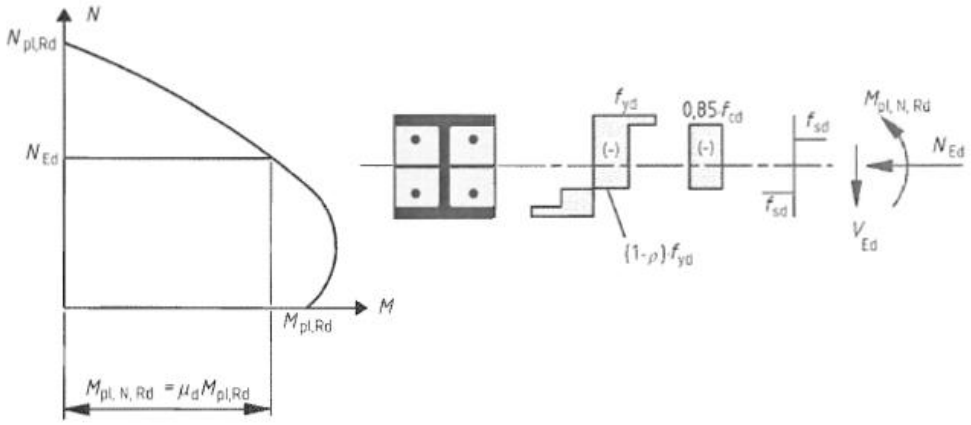


Figura 2.19 Diagrama de interacción para la combinación de carga axial de compresión y momento uniaxial (tomada del Eurocódigo 4. CEN, 2004)

Una simplificación del diagrama de interacción puede ser reemplazado por un diagrama poligonal mostrada en la Figura 2.20 (la línea discontinua en la figura). Se muestra la distribución plástica de esfuerzos de una sección SRC, para los puntos A al D.

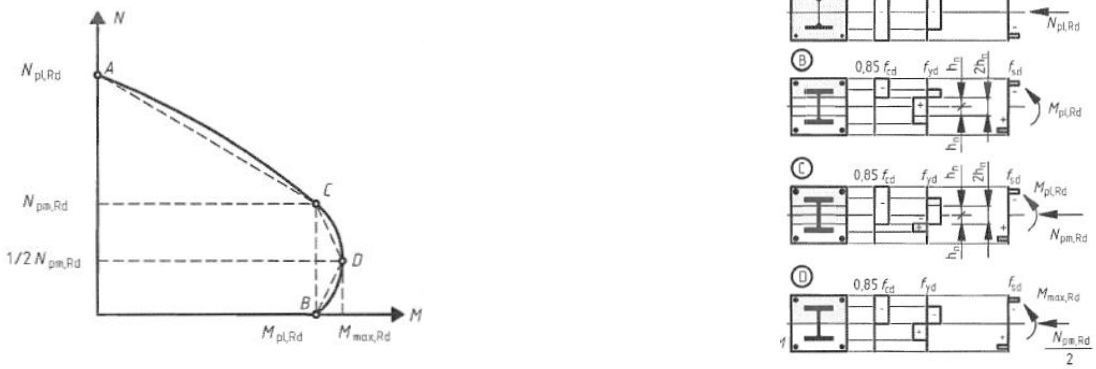


Figura 2.20 Diagrama de interacción simplificado y sus correspondientes distribuciones de esfuerzos (adaptada del Eurocódigo 4. CEN, 2004)

2.9 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LAS TRABES COMPUESTAS PARA EL CASO DECK Y FIRME DE COMPRESIÓN

En el apéndice B se, se ejemplifica la obtención de las resistencias para una trabe compuesta, existen distintos casos en los cuales se evalúa la resistencia de estos elementos, dependiendo de la posición del eje neutro. Algunas de las variantes resultan cuando el eje neutro cae entro del espesor de la losa de concreto, en otros casos el eje neutro cae dentro de la zona del patín superior de la trabe o incluso en el alma de la trabe. Cada uno de estos casos requieren de un procedimiento distinto para evaluar la resistencia. Incluso una de las variantes que se tienen para evaluar las resistencias involucra considerar un cierto número de pernos de cortante para tener un efecto compuesto total, o bien una fracción de este efecto compuesto. Otros comentarios adicionales al respecto se presentan en el apéndice B.

2.10 CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES COMPUESTOS EN LAS PROVISIONES SISMICAS AISC 341-22

Las provisiones sísmicas para construcciones de acero estructural aplican para el diseño, fabricación erección y control de calidad de los miembros estructurales de acero y sus conexiones en los sistemas resistentes de fuerzas sísmicas dentro de sistemas de marcos por gravedad de construcciones y otras estructuras con marcos a momento, marcos arriostrados, y muros de cortante.

En el capítulo G de las provisiones sísmicas AISC 341-22 se establecen las bases del diseño, los requerimientos para el análisis y los requerimientos para el sistema de miembros y conexiones para sistemas de marcos a momento compuestos.

Los sistemas compuestos considerados en esta provisión son:

- C-OMF: Marcos a momento compuestos ordinarios. Este sistema se espera que desarrolle una capacidad de deformación inelástica mínima.
- C-IMF: Marcos a momento compuestos intermedios. Este sistema se espera que desarrolle una capacidad de deformación inelástica limitada a través de la fluencia de trabes, columnas y fluencia por cortante de las zonas de panel de las columnas.
- C-SMF: Marcos a momento compuestos especiales. Este sistema se espera que desarrolle una capacidad de deformación inelástica significativa a través de la fluencia de trabes y una limitada fluencia por cortante de las zonas de panel de las columnas. En general las columnas se diseñarán para ser más resistentes que la fluencia completa y del endurecimiento por deformación de trabes. La fluencia de las columnas en la base es permitida.
- C-PRMF: Marcos a momento compuestos parcialmente restringidos. Este sistema se espera que desarrolle una capacidad de deformación inelástica significativa a través de la fluencia de sus componentes dúctiles de las conexiones trabe-columna compuestas parcialmente restringidas. La fluencia en la base de las columnas se permite.

En las NTC DCEA 2023, existen provisiones similares para este tipo de sistemas compuestos, pero no se ahondará en ellos.

CAPÍTULO 3. INVESTIGACIONES EXPERIMENTALES Y NUMÉRICAS SOBRE COLUMNAS COMPUESTAS

En la primera parte de este capítulo, se han seleccionado tres investigaciones experimentales sobre columnas compuestas embebidas SRC, en las cuales se estudiaron varios parámetros de interés que influyen en la resistencia y respuesta de las columnas. Se ensayaron columnas compuestas individuales a una cierta escala y se sometieron a patrones de carga cíclicos para estudiar la interacción de las fuerzas de flexocompresión. Se registraron varios resultados, los cuales en algunos casos se compararon con modelos analíticos y se presentaron conclusiones.

En la segunda parte del capítulo se presentan varias investigaciones analíticas desarrolladas sobre bases de datos de pruebas experimentales, realizadas a varios tipos de secciones compuestas, la finalidad era verificar la precisión de algunas formulas existentes sobre la resistencia de las columnas compuestas.

3.1 INVESTIGACIONES EXPERIMENTALES SOBRE LAS COLUMNAS COMPUESTAS

3.1.1 INVESTIGACIONES EXPERIMENTALES REALIZADAS POR RICLES Y PABOOJIAN, 1993

Ricles y Paboojian (Ricles et al., 1993) desarrollaron un programa experimental para investigar el comportamiento de columnas compuestas sometidas a cagas sísmicas simuladas. Este programa consistió en evaluar el comportamiento sísmico de columnas compuestas embebidas sujetas a cargas combinadas: axial, flexión y fuerza cortante.

Los parámetros estudiados en dicha investigación incluyeron distintos factores como: el grado de confinamiento requerido para lograr una ductilidad adecuada bajo carga cíclica, la efectividad de los conectores de cortante para desarrollar tanto rigidez a flexión como capacidad ante carga combinada, la distribución de la resistencia del cortante transversal a lo largo de los distintos componentes de la columna y la resistencia a compresión del concreto.

Esta investigación se enfocó en que las columnas a estudiar se encontraban en el perímetro de marcos resistentes a momento para resistir carga lateral. Estos miembros compuestos combinan las propiedades del concreto reforzado como masa, rigidez, amortiguamiento y economía con el acero estructural y su ligereza, velocidad de construcción, resistencia y capacidad para formar crujías de grandes claros.

Dado que el uso de columnas compuestas en Estados Unidos en áreas no sísmicas se volvió popular por los muchos beneficios. La aplicación de estas columnas para zonas sísmicas sería deseable por los mismos beneficios, si se demuestra que se puede lograr una adecuada resistencia y ductilidad ante cargas sísmicas cíclicas inducidas. Ricles y los otros investigadores hacen énfasis en el escaso conocimiento del comportamiento sísmico de las vigas columnas. Por lo tanto, al estudiar columnas compuestas embebidas consistentes en un perfil W en el núcleo y cubiertas con concreto reforzado se plantearon los siguientes objetivos:

1. Medir de manera experimental la resistencia y ductilidad de columnas sujetas a flexocompresión bajo cargas cíclicas de condiciones sísmicas.
2. Comparar las provisiones sísmicas vigentes en Estados Unidos para resistencia a flexión.
3. Medir de manera experimental el uso de conectores de cortante para mejorar la rigidez a flexión y la resistencia de las columnas compuestas
4. Medir de manera experimental el mecanismo de resistencia del cortante transversal en las columnas compuestas.

Para el diseño del programa experimental, la configuración en laboratorio tenía el requerimiento que cada prueba a los especímenes simulara tan preciso como sea posible las condiciones de frontera cercanas a la base, que corresponden con la cimentación de un marco exterior de varios niveles resistente a momento. Para poder satisfacer estas condiciones se diseñó un subensamble de un marco exterior resistente a momento. El subensamble consistía en una columna compuesta con una cimentación. Se supuso que el prototipo a ensayar era una columna de la base de un marco exterior resistente a momento de un edificio de gran altura de 40 niveles. Con estos datos se determinó la carga axial, el cortante y el momento que le correspondía. Cada espécimen se diseñó a una escala 2/3 del prototipo para que las fuerzas no excedieran la capacidad del equipo del laboratorio.

El diseño de cada espécimen de prueba se enfocó en proveer ductilidad. Se optó por usar un espécimen de columna compuesta con sección transversal nominal de 16x16 plg y un perfil estructural embebido W8x40 (pulgadas x libra/pie). En total se ensayaron ocho especímenes identificados del 1 al 8. Se probaron cuatro detalles de secciones (Figura 3.1) transversales se identificaron como detalle A al D. Los cuatro tipos de detalles se seleccionaron para asegurar que el arreglo de los estribos y la posición del acero longitudinal confinen al núcleo de concreto en el que se localiza la sección de acero estructural, así mismo el efecto positivo de los conectores de cortante. En la Tabla 3.1 se muestra la matriz de datos de la sección transversal de los especímenes.

Donde:

d_b es el diámetro de las varillas del refuerzo longitudinal principal.
s es la separación de los estribos
L es la longitud o altura de la columna
As es el área de la sección transversal del acero de refuerzo principal
Ag es el área de la sección transversal nominal de la columna

El acero del refuerzo principal es grado 60 y el acero del perfil estructural es grado 50.

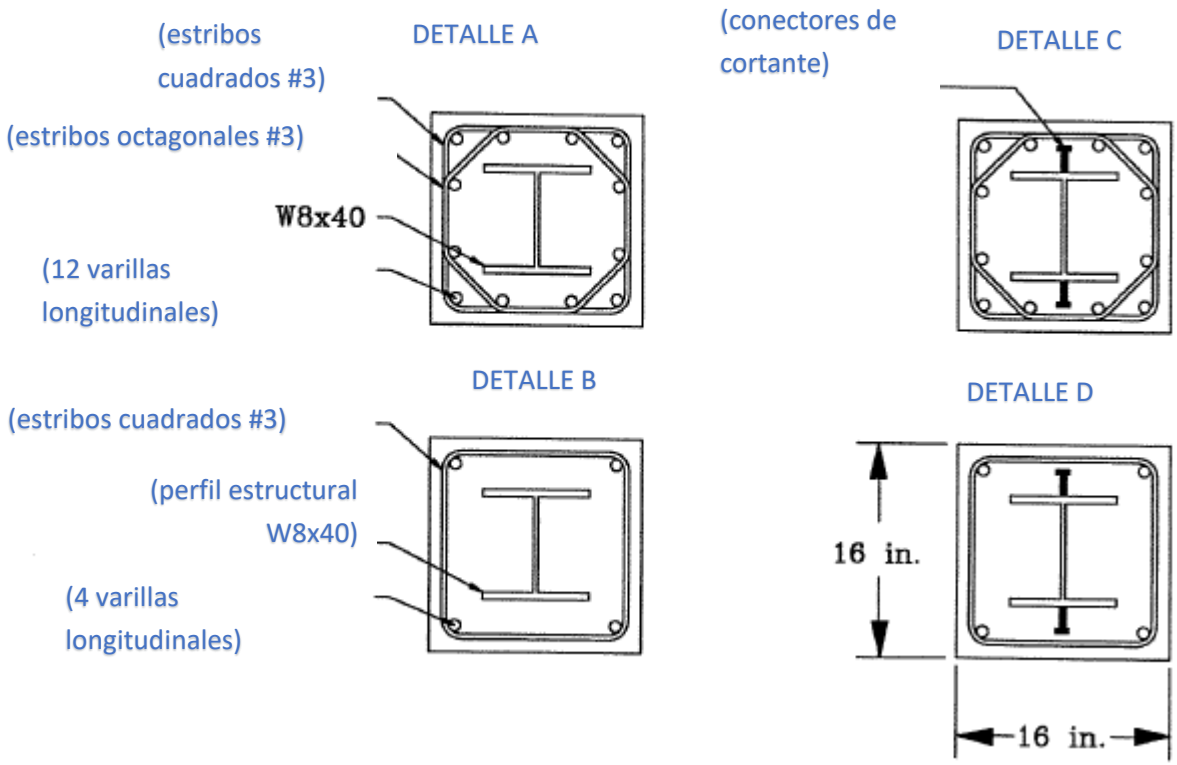


Figura 3.1 Detalles A, B, C y D usados en los especímenes en la investigación de Ricles (adaptada de Ricles et al., 1993)

Tabla 3.1 Matriz de datos de sección transversal de los especímenes en el estudio de Ricles (tomada de Ricles et al., 1993)

Número de espécimen	$\frac{A_s}{A_g}$	d_b (in.)	s (in.)	Detalle tipo	L (in.)
1	0.019	0.875	5.0	A	98
2	0.009	0.875	2.5	B	98
3	0.028	0.875	3.75	A	76
4	0.016	1.125	3.75	B	76
5	0.028	0.875	3.75	C	76
6	0.016	1.125	3.75	D	76
7	0.028	0.875	3.75	A	76
8	0.028	0.875	3.75	C	76

Note: Grade 60 Rebar, W8x40, Grade 50 (A_w/A_g =0.048)

Los conectores de cortante son de 0.5 plg de diámetro y de 2 plg de longitud están espaciados a cada 7.5 plg (sólo se usaron en los patines de los detalles C y D). El recubrimiento del concreto en los cuatro detalles es de 1 plg. El perfil estructural W8x40 representa el 4.5% del área de la sección transversal nominal o área gruesa.}

En la zona de la base de las columnas cerca de la zapata se realizó un detallamiento adicional del acero de refuerzo transversal y longitudinal (Figura 3.2).

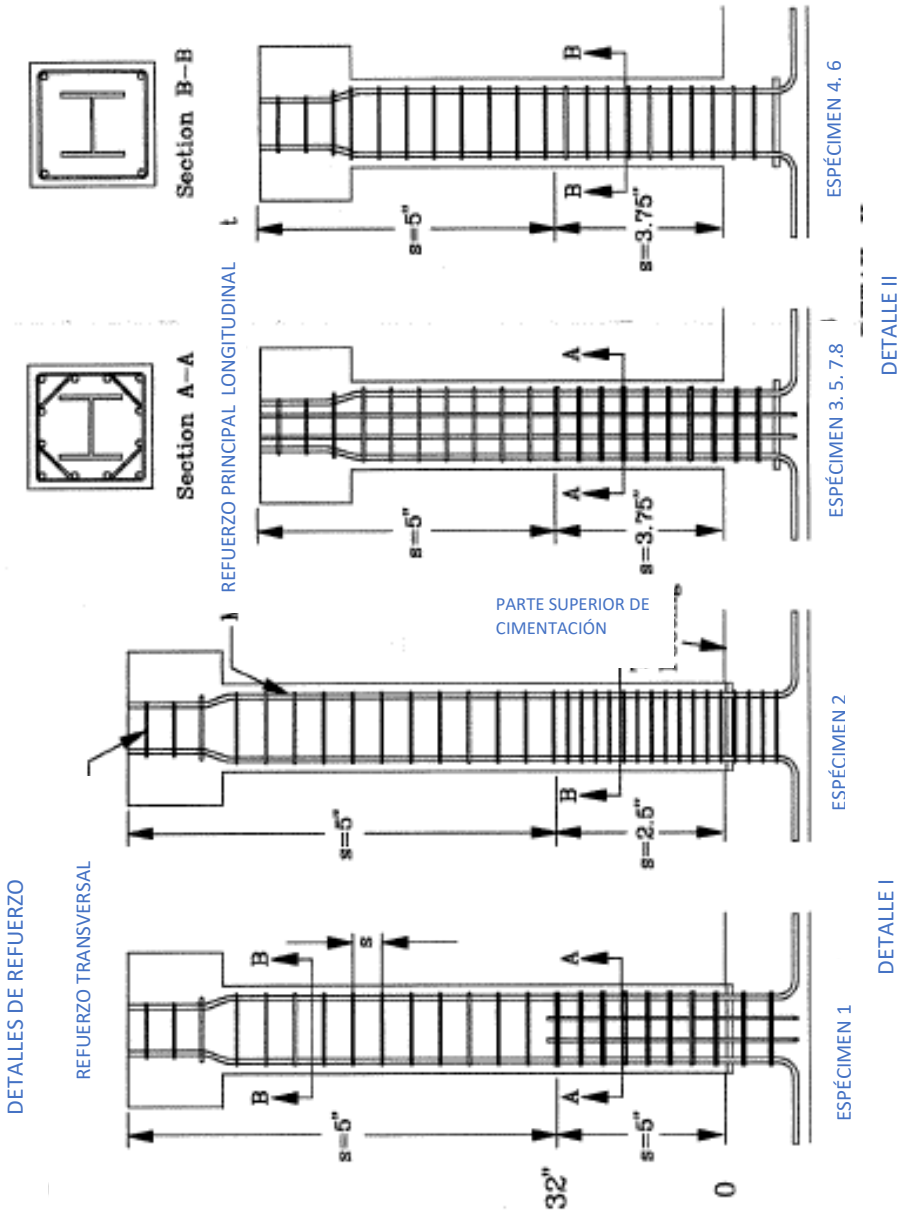
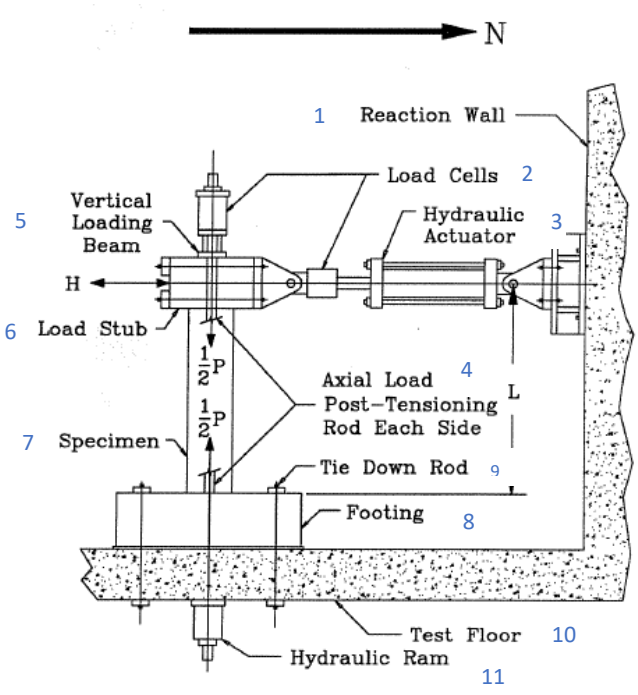


Figura 3.2 Detallamiento adicional del acero transversal a lo largo de la columna y del acero longitud en la base de las columnas (tomada de Ricles et al., 1993)

La zapata se diseñó para resistir las fuerzas de flexión y cortante impuestas para desarrollar la capacidad de la columna. La zapata se reforzó con varillas del número 6 y del número 8, cada perfil estructural fue soldado a una placa base y fue anclado con 4 anclas A490 de diámetro de 1 plg.

Las pruebas de los especímenes y los equipos que aplicaron las fuerzas se muestran de manera esquemática en la Figura 3.3. Cada espécimen fue post tensionado al piso de prueba para prevenir el movimiento de la cimentación, luego se aplicó una fuerza axial P al espécimen. Finalmente, el actuador colocado en la parte superior de la columna se usó para imponer una carga lateral H y un desplazamiento (Δ) en el espécimen.



1 – muro de reacción

2- celdas de carga

3- actuador hidráulico

4- carga axial (redondo post-tensado en cada lado)

5- viga de carga vertical

6- accesorio de carga

7- espécimen

8- cimentación

9- redondo de anclaje

10- piso de pruebas

11 bomba hidráulica

Figura 3.3 Configuración esquemática de las pruebas de los especímenes (tomada de Ricles et al, 1993)

Cada espécimen fue instrumentado con un diseño que media la respuesta, la cual se juzga crítica al determinar el comportamiento del espécimen bajo la carga cíclica. La información medida incluía: el desplazamiento lateral, la carga axial y lateral, la curvatura del perfil estructural y del concreto reforzado, además las deformaciones unitarias en el acero de refuerzo transversal, longitudinal y en la sección de acero estructural.

A cada espécimen se le aplico una carga axial de 335 kips, luego con base en un estudio analítico se estimó la carga lateral de fluencia Hy, y también se estimó un desplazamiento de fluencia Δy asociado, luego se aplicó una historia de desplazamientos como el mostrado en la Figura 3.4.

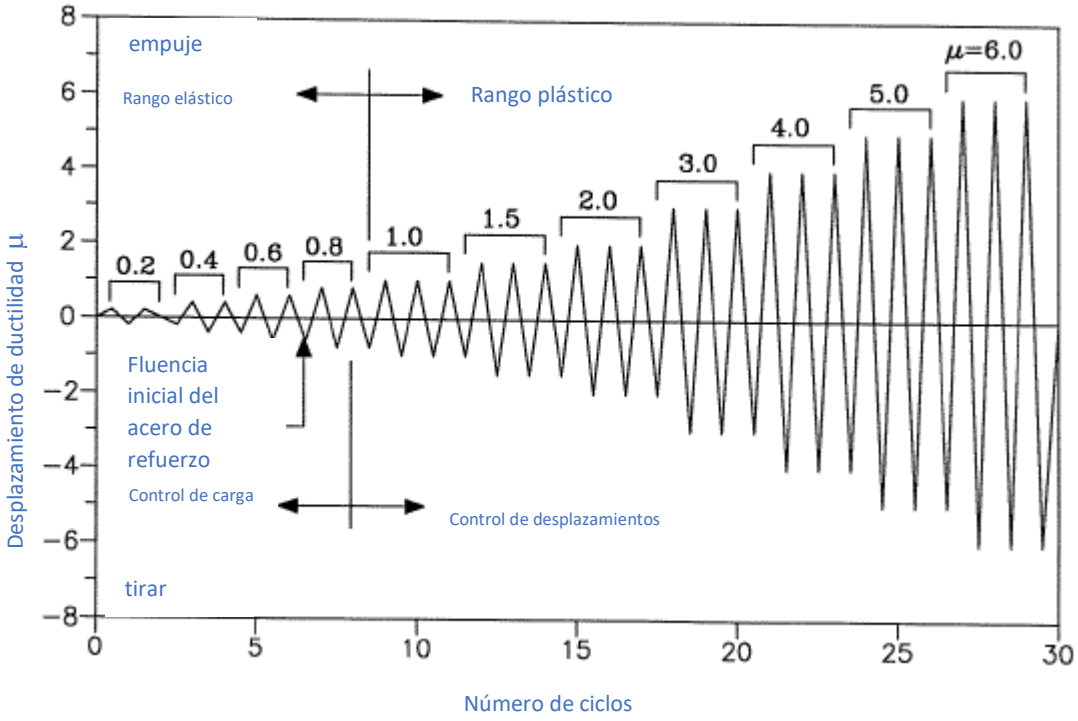


Figura 3.4 Historia de desplazamientos laterales (tomada de Ricles et al., 1993)

Para fines del presente documento se consideran los especímenes identificados como 3,4,5 y 6 de especial interés dado que corresponden a columnas compuestas embebidas que son similares en su arreglo, se puede destacar además que los especímenes 5 y 6, cuentan con conectores de cortante a diferencia de los especímenes 3 y 4.

En la Figura 3.5 y Figura 3.6, se muestra la respuesta registrada de la columna para el desplazamiento y la carga lateral.

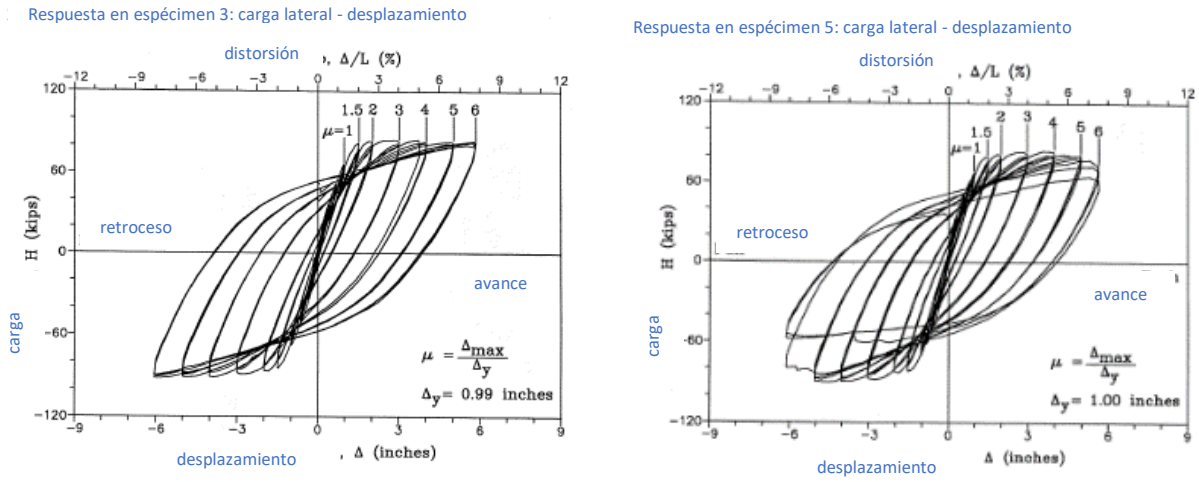


Figura 3.5 Respuesta desplazamiento (Δ) - carga lateral (H) de los especímenes 3 y 5. (tomada de Ricles, et al., 1993)

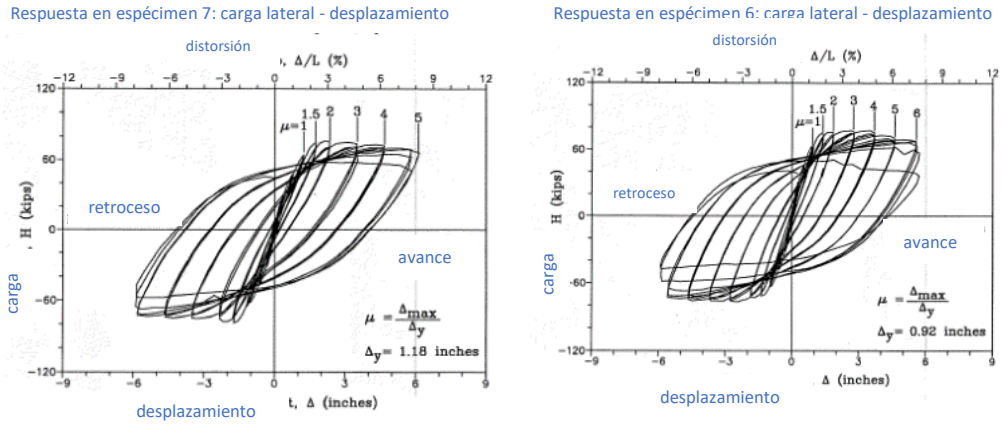


Figura 3.6 Respuesta desplazamiento (Δ) - carga lateral (H) de los especímenes 4 y 6 (tomada de Ricles, et al.,1993)

En la siguiente descripción de la prueba realizada al espécimen 6, que ejemplifica el comportamiento de la columna durante la prueba, su ductilidad y la capacidad de disipación de energía. En la descripción, se entiende como ductilidad (μ) al cociente entre el desplazamiento actual (Δactual) en la parte superior de la columna, debido a la fuerza lateral aplicada (H) entre el desplazamiento de fluencia estimado de manera analítica (Δy), esto es:

$$\boldsymbol{\mu = \frac{\Delta actual}{\Delta y}} \qquad \textbf{(3.1)}$$

Cuando se alcanzó μ=0.80, el acero longitudinal a tensión comenzó a fluir. El agrietamiento por flexión se comenzó a intensificar y se extendió unas 6 plg desde la base de la columna. Las rosetas de deformación indicaban que el perfil W estaba resistiendo el 78% del cortante aplicado.

Cuando se alcanzó μ=1.0 (Figura 3.7-a), el agrietamiento por flexión en la columna y en la zapata es evidente. El perfil W resiste el 85% del cortante aplicado.

En el primer ciclo cuando μ=2.0 (Figura 3.7-b), se desarrollaron grietas verticales por compresión en las esquinas, con grietas adicionales por flexión sobre la mayor parte de la columna. Los lazos de histéresis muestran que el espécimen pierde rigidez. Las rosetas que miden deformaciones indican que en el patín del perfil W comienza la fluencia.

En el primer ciclo cuando μ=3.0, se desarrollan nuevas grietas por flexión en la parte alta de la columna. Las grietas verticales son continuas hasta una altura de unas 24 plg. Se desarrolla la máxima fuerza cortante que se alcanzará durante la prueba. En el siguiente ciclo de esta ductilidad, el recubrimiento en la base comienza a desprenderse en una altura de unas 2 plg. En el ciclo final de esta ductilidad el acero de refuerzo longitudinal comienza a quedar expuesto. Las rosetas que miden deformaciones indicaban que el perfil W resiste el 97% del cortante aplicado.

En el primer ciclo cuando μ=4.0 (Figura 3.7-c), continua el desprendimiento de recubrimiento y otras barras longitudinales quedan expuestas. Durante el siguiente ciclo de esta ductilidad, aparece una grieta en la parte superior de la zapata, la grieta es causada por el levantamiento de la placa base ahogada y las anclas, cuando estas desarrollan tensión.

En el primer ciclo cuando μ=5.0, resulta en un mayor desprendimiento del recubrimiento, quedan expuestos los dos primeros estribos en la columna cerca de la zapata. El agrietamiento en la zapata debido al levantamiento de la placa base se extiende alrededor de columna. A pesar de que la fuerza cortante comienza a disminuir, los lazos de histéresis permanecen estables y el espécimen continúa disipando grandes cantidades de energía.

En el primer ciclo cuando μ=6.0 (Figura 3.7-d), todo el recubrimiento se ha desprendido hasta unas 7 plg desde la base. Los lazos de histéresis permanecen estables. En el próximo ciclo a esta ductilidad se notan grietas hasta de un espesor de 3/8 plg en la zapata. En el ciclo final de esta ductilidad los seis estribos colocados desde la base de la columna quedan expuestos. Las rosetas indican que los estribos fluyen. Se realizaron dos ciclos adicionales en esta ductilidad. El primer ciclo adicional las barras longitudinales comienzan a pandearse a unas 4.5 plg entre los estribos sobre la zapata. Lo anterior indica un deterioro del concreto en el núcleo, resultando en una falla del anclaje del segundo estribo. Estas condiciones llevan a una considerable pérdida del concreto en el núcleo y un deterioro en la capacidad del espécimen. En el segundo ciclo adicional en esta ductilidad las barras longitudinales se fracturan a unas 4.5 plg sobre la base, estas varillas se habían pandeado previamente. Esto fue seguido por el pandeo de ambos patines del perfil W a unas 7.5 plg de la base, el cual comenzó desde 2 plg sobre la base. Una vez concluido este ciclo la prueba se dio por terminada.

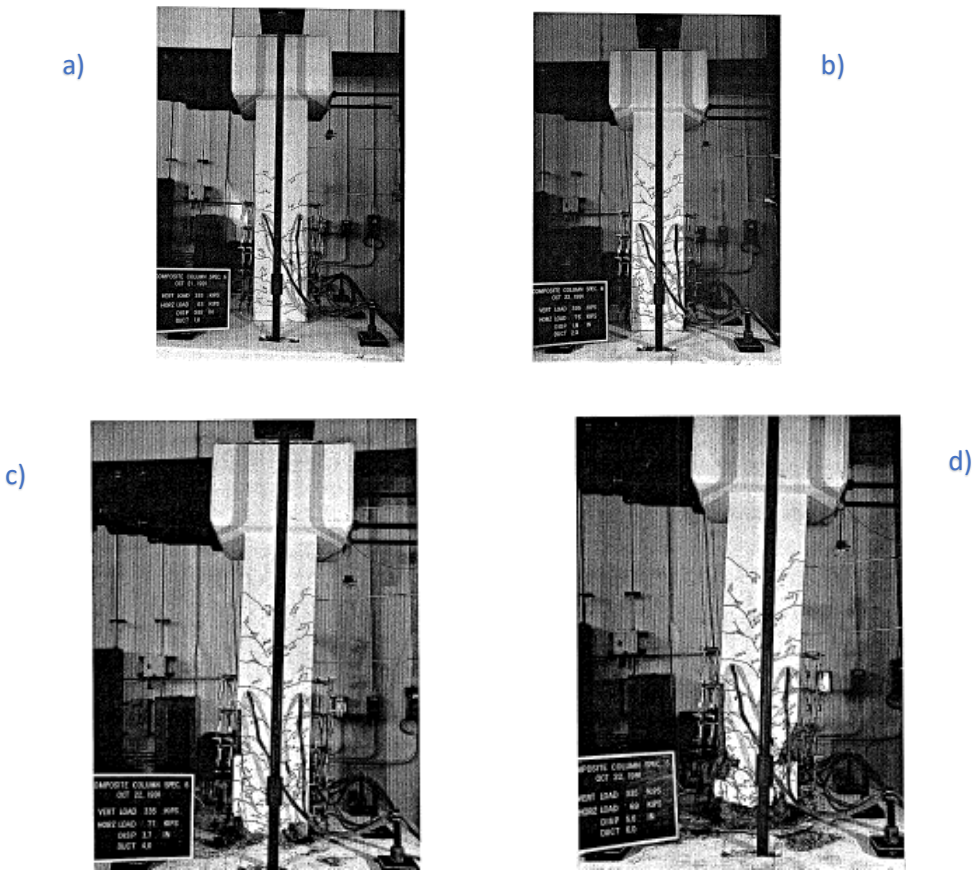


Figura 3.7 Evolución de la prueba del espécimen 6. a) para μ=1.0, b) para μ=2.0, c) para μ=4.0, d) para μ=6.0 (tomada de Ricles, et al.,1993)

Una segunda etapa de la investigación de Ricles fue realizar un estudio analítico de los resultados medidos en las pruebas y se comparó la rigidez a flexión y la resistencia de la columna con varias expresiones.

Dado que para definir la rigidez a flexión EI de un miembro estructural, se debe tener una aproximación razonable que considere las variaciones de la rigidez a flexión debidas al agrietamiento, flujo plástico y la no linealidad del concreto. De manera ideal la rigidez a flexión debe reflejar el grado de agrietamiento que ha ocurrido en el miembro antes de la fluencia del acero de refuerzo longitudinal. La complejidad de que se tiene al usar una rigidez fara cada miembro de un marco, basada en una sección transformada – agrietada para análisis, puede hacer el análisis del marco en términos de tiempo ineficiente o poco práctico. El análisis de la respuesta lateral carga – desplazamiento de un espécimen de columna compuesta se llevó a cabo en las pruebas para calcular con las provisiones de diseño vigentes en ese momento y con métodos simplificados la rigidez a flexión efectiva de las columnas compuestas. Por lo anterior en la investigación de Ricles, se estimó la rigidez a flexión experimental ($E\ I_{exp}$) de las columnas con los valores medidos en la prueba, para una ductilidad correspondiente a μ=0.80. Luego se comparó este valor con el valor de seis expresiones que evalúan la rigidez a flexión. Las expresiones corresponden a la rigidez a flexión calculada con la sección gruesa de concreto, a la mitad del valor de la rigidez a flexión de la sección gruesa, los valores recomendados en el ACI-318 en su edición de 1989, además de la expresión usando el LRFD de la especificación no sísmica AISC de su edición 1986. Algunas de las conclusiones de las comparaciones en la rigidez a flexión en la etapa elástica de la columna compuesta fueron que:

- Cuando se compara con la rigidez a flexión usando la sección gruesa de concreto, se predice de manera adecuada la rigidez inicial, antes del agrietamiento por flexión. Sin embargo, se subestima el desplazamiento lateral después del agrietamiento por flexión.
- Cuando se compara con la mitad del valor de la rigidez a flexión usando la sección gruesa de concreto, se predice de manera efectiva la rigidez a flexión cuando se inicia la fluencia del refuerzo longitudinal.
- Cuando se usa la rigidez a flexión considerando la sección de concreto transformada agrietada, la rigidez a flexión se estima de manera adecuada previo a la fluencia del acero longitudinal, para los especímenes con resistencia nominal del concreto de 5 ksi. Sin embargo, para especímenes con resistencia nominal del concreto de 10 ksi, los desplazamientos laterales fueron sobre estimados para la carga lateral correspondiente el momento previo a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal.
- Al usar las dos expresiones que recomendaba el ACI 318 en la edición de 1989, se encuentran resultados iguales para los especímenes con resistencia nominal del concreto de 5 ksi.
- Al usar las dos expresiones que recomendaba el ACI 318 en la edición de 1989, se tiende a sobre estimar el desplazamiento lateral en el momento en que se tienen el inicio de la fluencia del acero de refuerzo longitudinal.
- Al usar la expresión usando el LRFD de la especificación no sísmica AISC de su edición 1986, de manera consistente se sobreestima la rigidez a flexión correspondiente al inicio de la fluencia del acero de refuerzo longitudinal para resistencias nominales del concreto de 5 ksi. Sin embargo, se tiene una estimación adecuada de los desplazamientos laterales en el

momento que corresponde al inicio de la fluencia del acero de refuerzo longitudinal para resistencias nominales del concreto de 10 ksi.

Con lo anterior se concluye que los valores de la rigidez a flexión que consideran la mitad del valor de la rigidez a flexión usando la sección gruesa de concreto y la rigidez a flexión considerando la sección de concreto transformada agrietada, tienen una adecuada correlación con la rigidez medida en las pruebas, y estiman los desplazamientos laterales para los dos concretos estudiados hasta el momento previo a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal. Las provisiones ACI tienden a subestimar la rigidez en promedio hasta un 19%, y la provisión LRFD del AISC sobre estiman la rigidez en promedio 15%. Las provisiones del ACI y del AISC no estiman de manera adecuada la rigidez a flexión EI, en los especímenes ensayados, y se atribuye al hecho de que las provisiones fueron formuladas para resistencia ante pandeo.

En los estudios analíticos de la segunda etapa de la investigación de Ricles, también se comparó el momento máximo que fue resistido por cada espécimen (M_{max}), contra cinco procedimientos. Estos procedimientos incluían; la capacidad que se puede predecir aplicando el código ACI en su versión de1989, la capacidad que se puede predecir aplicando la especificación no sísmica LRFD del AISC en su versión de 1986, la capacidad que se puede predecir aplicando las recomendaciones del Buiding Seismic Safety Council (BSSC) en su edición de 1990, El método de super - imposición de resistencia y la capacidad que se puede predecir usando un análisis con fibras donde se considera al núcleo del concreto confinado usando el modelo de concreto de Mander en su investigación de 1988, y que también considera la acción compuesta completa es decir el uso de un número suficiente de conectores de cortante en la columna.

Resultado de comparar el momento M_{max}, con los cinco procedimientos se encontró que el método que predice la capacidad basado en fibras, es la estimación más aceptable la estimar el momento máximo en cada uno de los especímenes.

Otro de los parámetros estudiados fue el uso de los conectores de cortante usando una barra de acero con cabeza, por ejemplo, se pueden comparar el espécimen 3 que no cuenta con conectores de cortante y el espécimen 5 que cuenta con conectores de cortante espaciados a 7.5 plg, sodados en ambos patines. En ambos especímenes los resultados de la prueba muestran una adecuada correlación entre las rigideces a flexión elásticas y así como la resistencia a flexión, no se identificó un incremento en la carga lateral para un desplazamiento lateral dado por el efecto de los conectores de cortante mientras se tenga un adecuado confinamiento del núcleo de concreto por efecto del acero de refuerzo transversal.

Siguiendo la comparación de los conectores de cortante ahora entre el espécimen 4 que no cuenta con conectores de cortante y el espécimen 6 que cuenta con conectores de cortante espaciados a 7.5 plg, sodados en ambos patines. En este caso la rigidez a flexión en el rango elástico se incremente un poco en el espécimen 6 respecto del espécimen 4, lo anterior se atribuye a un menor grado de confinamiento del núcleo de concreto por el acero de refuerzo transversal. En el mismo sentido al tener el acero de refuerzo longitudinal concentrado en las esquinas, se reduce la presión de confinamiento del concreto del núcleo lo que conduce a una reducción de fricción entre el acero de los patines y el concreto; además una reducción en la acción compuesta. Si embargo, nuevamente

en la etapa elástica no se encuentra un aumento substancial en la rigidez a flexión por el uso o no de los conectores de cortante.

En el estudio del comportamiento de la fuerza cortante en la columna compuesta, se consideraron tres componentes: la aportación del concreto, la aportación del acero de refuerzo transversal y la aportación de la sección de la sección de acero estructural. La contribución de concreto es substancial hasta que se comienza el agrietamiento por flexión y esto ocurre a ductilidades desde 0.4 a 0.6 y puede representar hasta el 75% de la carga lateral aplicada. Una vez que se desarrolla el pico de la aportación del concreto en la resistencia por cortante, hay una abrupta y significante pérdida de aportación en la resistencia por parte del concreto. Mas allá del límite elástico el aporte de la sección del acero estructural llega a ser de hasta el 90 % de la carga lateral aplicada. En los especímenes que tenían conectores de cortante la sección de acero estructural puede tomar hasta un 5% adicional del cortante aplicado. Las provisiones del ACI 318 en su edición de 1989 cumplían o excedían la resistencia a cortante del concreto previo al agrietamiento por flexión en concretos de resistencia nominal a compresión de 4.5 ksi. Estas mismas provisiones subestimaban la aportación del concreto a cortante en concretos de 10 ksi. Finalmente, de las distintas mediciones hechas en las pruebas se encontró que los estribos no contribuyen de manera significativa la resistencia a cortante, no se detectó que fluyeran, lo anterior se explica en que la rigidez del perfil estructural causa que el cortante se redistribuya en el perfil de acero después del agrietamiento del concreto, en las regiones donde las grietas aún no se desarrollan completamente.

Se tomará parte de los resultados de la investigación de Ricles en el Capítulo 4 de este trabajo para hacer comparaciones sobre la respuesta de las columnas compuestas, tanto en la etapa lineal de su comportamiento como en su parte inelástica, al realizar un modelo analítico en el programa Canny.

3.1.2 INVESTIGACIONES EXPERIMENTALES REALIZADAS POR CHEN, 2014

Con el rápido desarrollo de los edificios altos en China, las estructuras compuestas de acero – concreto son ampliamente usadas debido a su excelente comportamiento sísmico. Además, muchos de los edificios altos que se construyen más allá de los 300m de altura en China se estructuran construcción compuesta acero- concreto, los cuales son diseñados con los códigos chinos. Dado que, la Especificación técnica para concreto reforzado china (JGJ 138-2001) limita de manera estricta la cuantía mínima de acero transversal y la relación de la profundidad de embebido del perfil estructural en la base, para lograr un comportamiento dúctil bajo condiciones de carga sísmica en columnas compuestas. Estos dos parámetros en algunas ocasiones son difíciles de cumplir debido a ciertas condiciones constructivas. Con este antecedente, Chen (Chen et al.,2014) desarrolló una investigación experimental en 26 columnas compuestas acero-concreto para estudiar cual de estos dos parámetros puede reducirse en sus límites actuales.

Para el programa experimental se dividió en dos lotes de prueba. El primer lote contenía 18 especímenes de columnas embebidas tipo H (identificados como SRC1-x-x, SRC2-x-x y SR3-x-x), con un parámetro λ=4.23 (Figura 3.8), este parámetro se define más adelante. El segundo lote contenía 8 especímenes de columnas embebidas con el perfil estructural tipo cruciforme (identificados como SR4-x-x), con un parámetro λ=3.0 (Figura 3.9).

Las propiedades de los materiales que fueron usados en ambos lotes de especímenes se muestran en la Tabla 3.2.

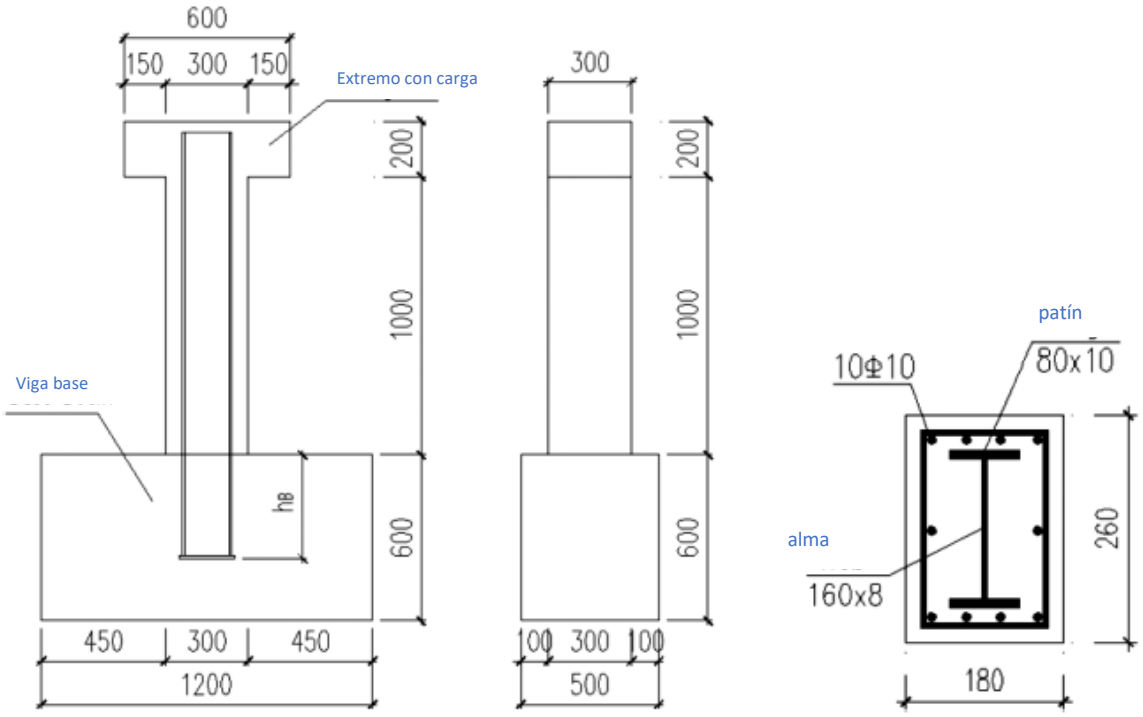


Figura 3.8 Disposición y sección transversal del lote de especímenes 1 en el estudio de Chen; las dimensiones están en mm (tomada de Chen et al., 2014)

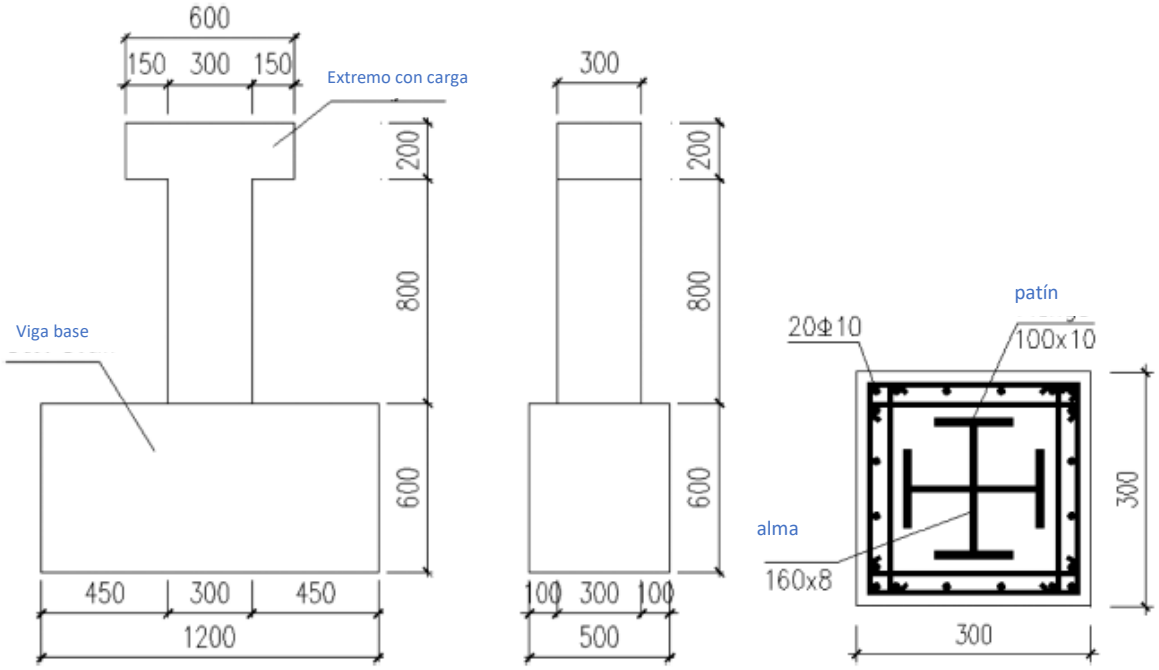


Figura 3.9. Disposición y sección transversal del lote de especímenes 2 en el estudio de Chen, las dimensiones están en mm. (tomada de Chen et al., 2014)

Tabla 3.2 Propiedades de los materiales usados en los especímenes en la investigación de Chen, las unidades están en MPa (tomada de Chen et al., 2014)

concreto	resistencia a Compresión	resistencia a tensión	módulo de elasticidad
C50	37.5	3.10	3.97×10^4
Acero	**esfuerzo de fluencia**	**esfuerzo último**	**modulo de elásticidad**
Q235	285	423	2.06×10^5
HRB335	357	514	2.02×10^5
HRB235	276	415	2.11×10^5

Nota: se reportan los valores promedio, en unidades de MegaPascales

Se usaron varios parámetros en los especímenes para estudiar el comportamiento sísmico de las columnas compuestas. Entre estos parámetros se encuentran: la relación de carga axial, la cuantía del acero de refuerzo transversal y la relación de la profundidad de embebido del perfil estructural en la base. En la Tabla 3.3 se muestra el valor usado de estos parámetros en cada espécimen.

Tabla 3.3 Parámetros usados en los especímenes en la investigación de Chen, las unidades están en mm (tomada de Chen et al., 2014)

número	Relación de compresión axial n	Relación de Cortante λ	Concreto tipo	densidad de acero ρa (%)	densidad de refuerzo ρs (%)	densidad de estribos ρv (%)	Detallado de estribos	Relación de embebido hB/ha
SRC1-1-1	0.5	4.23	C50	6.15	1.68	1.43	ϕ6.5@53	3
SRC1-1-2	0.5	4.23	C50	6.15	1.68	1.43	ϕ6.5@53	2.5
SRC1-2-1	0.5	4.23	C50	6.15	1.68	1.17	ϕ6.5@65	3
SRC1-2-2	0.5	4.23	C50	6.15	1.68	1.17	ϕ6.5@65	2
SRC1-3-1	0.5	4.23	C50	6.15	1.68	0.95	ϕ6.5@80	3
SRC1-3-2	0.5	4.23	C50	6.15	1.68	0.95	ϕ6.5@80	3
SRC2-1-1	0.65	4.23	C50	6.15	1.68	1.77	ϕ6.5@43	3
SRC2-1-2	0.65	4.23	C50	6.15	1.68	1.77	ϕ6.5@43	3
SRC2-2-1	0.65	4.23	C50	6.15	1.68	1.43	ϕ6.5@53	3
SRC2-2-2	0.65	4.23	C50	6.15	1.68	1.43	ϕ6.5@53	3
SRC2-3-1	0.65	4.23	C50	6.15	1.68	1.17	ϕ6.5@65	3
SRC2-3-2	0.65	4.23	C50	6.15	1.68	1.17	ϕ6.5@65	3
SRC3-1-1	0.75	4.23	C50	6.15	1.68	2.05	ϕ6.5@37	3
SRC3-1-2	0.75	4.23	C50	6.15	1.68	2.05	ϕ6.5@37	3
SRC3-2-1	0.75	4.23	C50	6.15	1.68	1.77	ϕ6.5@43	3
SRC3-2-2	0.75	4.23	C50	6.15	1.68	1.77	ϕ6.5@43	2.5
SRC3-3-1	0.75	4.23	C50	6.15	1.68	1.43	ϕ6.5@53	3
SRC3-3-2	0.75	4.23	C50	6.15	1.68	1.43	ϕ6.5@53	2
SRC4-1	0.65	3	C50	7.22	2.51	2.41	ϕ6.5@41	2.5
SRC4-2-1	0.65	3	C50	7.22	2.51	2.06	ϕ6.5@48	2.5
SRC4-2-2	0.65	3	C50	7.22	2.51	2.06	ϕ6.5@48	2.5
SRC4-3-1	0.65	3	C50	7.22	2.51	1.77	ϕ6.5@56	2.5
SRC4-3-2	0.65	3	C50	7.22	2.51	1.77	ϕ6.5@56	2.5
SRC4-4-1	0.65	3	C50	7.22	2.51	1.50	ϕ6.5@66	2.5
SRC4-4-2	0.65	3	C50	7.22	2.51	1.50	ϕ6.5@66	2.5
SRC4-5	0.65	3	C50	7.22	2.51	1.27	ϕ6.5@78	2.5

De la tabla anterior la definición de algunos parámetros es la siguiente:

El parámetro n, es la relación de la compresión axial, se calcula como:

$n=N / ((fc \times Ac) + (fa \times Aa))$

Donde: N es la carga axial, fc es la resistencia nominal a la compresión del concreto, Ac es el área de la sección transversal de concreto, fa es el esfuerzo de fluencia del acero estructural y Aa es el área de la sección transversal del perfil de acero estructural.

El parámetro λ, es la relación cortante -claro, y se calcula como: $\lambda=M/(V/h)$.

Donde: M es el momento flexionante, V es la fuerza cortante y h es el peralte de sección transversal de la columna o dimensión en el eje fuerte, en el sentido donde se aplica el momento o la fuerza cortante.

El detallado de los estribos indica que se usaron ganchos a 90° los cuales se extendían 10 veces el diámetro del estribo. En los especímenes se mantuvo constante la separación entre los estribos a lo largo de la columna.

La relación de la profundidad de embebido del perfil estructural en la base se calcula como h_B / h_a, donde: h_B es la profundidad de embebido y se muestra gráficamente en la Figura 3.9, h_a es el peralte de la sección transversal del perfil de acero estructural.

La configuración de espécimen para llevar a cabo la prueba se muestra en la Figura 3.10. Se introdujeron por un lado una carga axial de compresión que se mantuvo constante de acuerdo con el parámetro n mostrado en la Tabla 3.3, además de una carga lateral cíclica reversible (Figura3.11) los desplazamientos se midieron con base en el desplazamiento lateral en la parte superior de la columna asociado al punto de fluencia Δy. La prueba se interrumpió cuando la carga lateral resistente se redujo al 85% de la carga lateral máxima registrada, o bien, cuando la carga axial no pudo mantener la estabilidad (Figura 3.12).

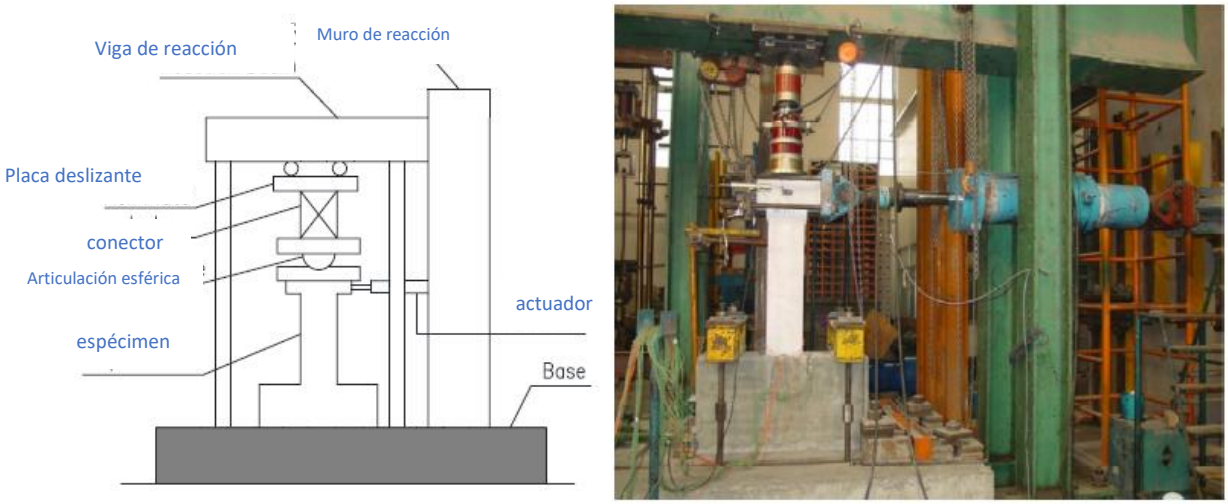


Figura 3.10 Configuración de los especímenes de columnas compuestas previamente a ser ensayados en la investigación de Chen (tomada de Chen et al., 2014)

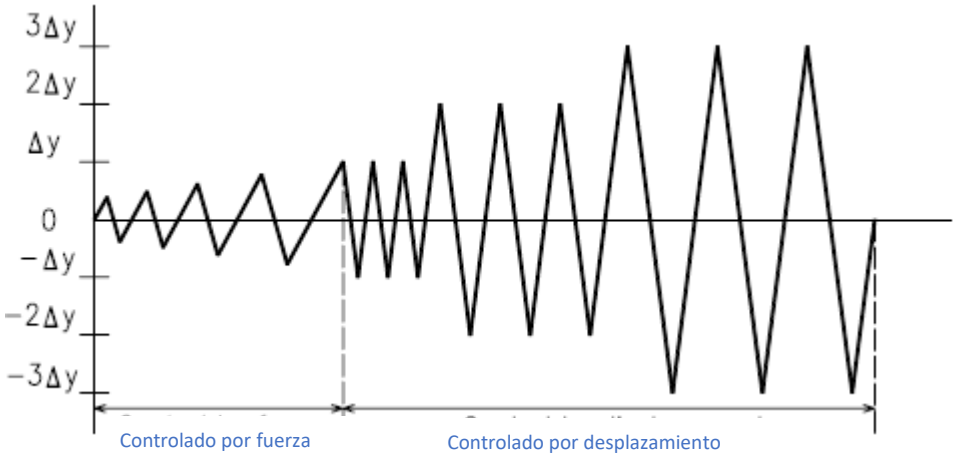


Figura 3.11. Historia de desplazamientos aplicados en los especímenes en la investigación de Chen. (tomada de Chen et al., 2014)

Cada uno de los especímenes fue instrumentado de tal manera que se pudieran medir y registrar la carga lateral aplicada, el desplazamiento lateral en la parte superior de la columna, la deformación del acero y la deformación del concreto.

Los especímenes se llevaron a la falla cuando el concreto del recubrimiento se desprendió, el acero de refuerzo longitudinal se pandeó en la base de la columna y la capacidad de los especímenes decreció rápidamente hasta la falla.

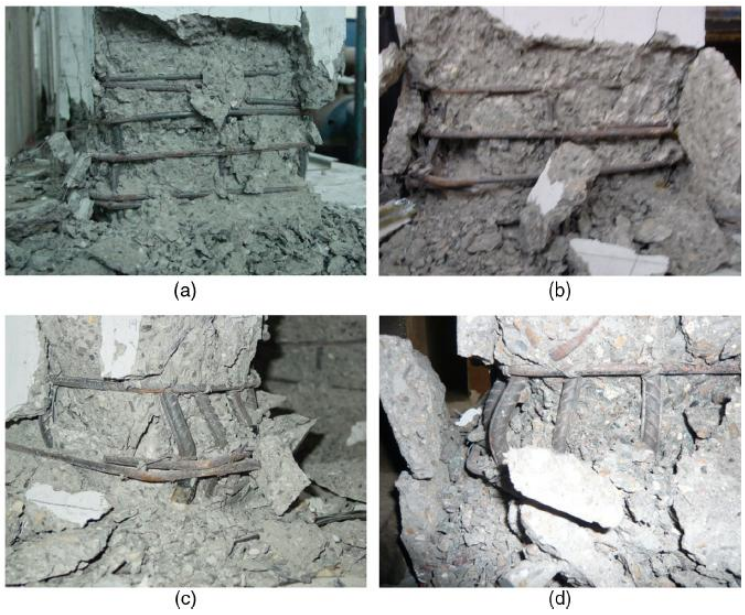


Figura 3.12. Patrones de falla en los especímenes: a) SRC1-1-2, b) SRC2-1-1, c) SRC3-3-2, d) SRC4-5; (tomada de Chen et al., 2014)

Para fines de este trabajo son de interés las columnas embebidas identificados como SRC1-x-x, SRC2-x-x y SR3-x-x. En la Figura 3.13, se muestra la respuesta (presentada como lazos de histéresis) registrada de las columnas para el desplazamiento y la carga lateral.

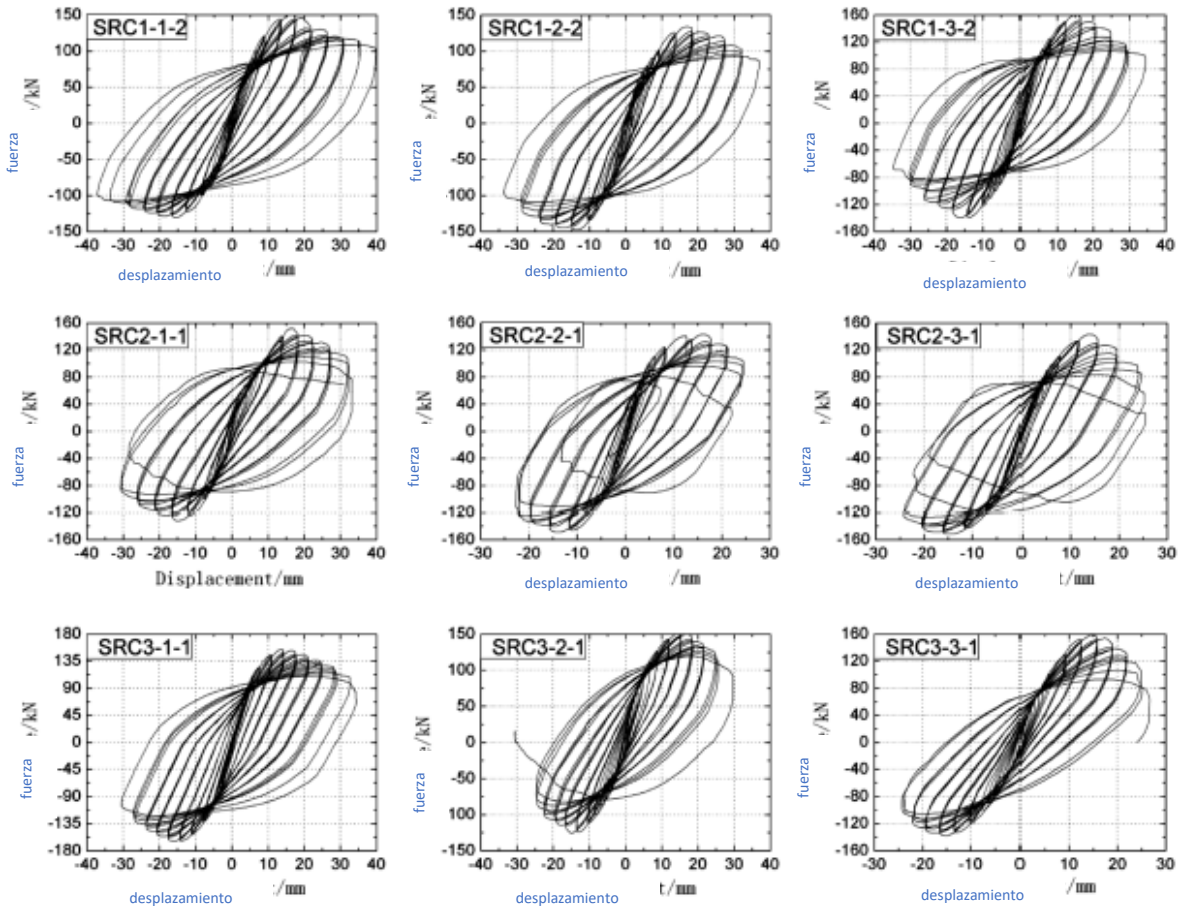


Figura 3.13 Respuesta de los especímenes con perfiles estructurales tipo H (adaptada de Chen et al., 2014)

Los lazos de histéresis es una manera importante para determinar el desempeño sísmico, en la Figura 3.13 se muestran los lazos de histéresis que desarrollan una alta disipación de energía, lo que indica que se tiene un buen desempeño sísmico. También se observa que los especímenes se mantienen en rango elástico hasta un aproximado del 50% de la carga lateral última, la rigidez disminuye lentamente desde la carga asociada a la fluencia hasta la carga máxima con una deformación plástica pequeña. Después de la carga máxima, con el incremento de los desplazamientos, la deformación plástica crece y los lazos de histéresis se hacen más anchos, lo que refleja una fuerte capacidad de disipación de energía.

Respecto del parámetro n (relación de la compresión axial) estudiado, este tiene un efecto significante en los lazos de histéresis, ya que al tener un radio menor los lazos son más grandes y estables.

Como es de esperarse cuanto mayor es la cuantía del acero de refuerzo transversal, los lazos de histéresis son más grandes y estables.

Con las mediciones hechas también se pudo determinar la ductilidad (μ) de los especímenes (Tabla 3.4), definida como $\mu = \Delta u / \Delta y$.

Donde: Δu, es el desplazamiento en la parte superior de la columna que corresponde al desplazamiento último, este desplazamiento se definió como el momento en que la carga lateral máxima disminuyó al 85% de su valor. Δy, es el desplazamiento de fluencia que se determinó de manera analítica.

Tabla 3.4 Factores de ductilidad de los especímenes, en la investigación de Chen (tomada de Chen et al., 2014)

número	Radio de compresión Axial n	densidad de estribos ρv (%)	Factor de ductilidad μ		
			Tensión	compresión	Promedio
SRC1-1-1	0.5	1.43	4.34	3.96	4.15
SRC1-1-2	0.5	1.43	4.12	5.31	4.72
SRC1-2-1	0.5	1.17	3.56	3.93	3.75
SRC1-2-2	0.5	1.17	3.36	4.7	4.03
SRC1-3-1	0.5	0.95	2.69	3.19	2.94
SRC1-3-2	0.5	0.95	3.75	3.56	3.66
SRC2-1-1	0.65	1.77	2.73	3.36	3.05
SRC2-1-2	0.65	1.77	4.63	3.89	4.26
SRC2-2-1	0.65	1.43	3.44	3.87	3.66
SRC2-2-2	0.65	1.43	2.56	3.38	2.97
SRC2-3-1	0.65	1.17	2.75	3.89	3.32
SRC2-3-2	0.65	1.17	2.77	2.85	2.81
SRC3-1-1	0.75	2.05	4.43	3.77	4.10
SRC3-1-2	0.75	2.05	3.18	3.24	3.21
SRC3-2-1	0.75	1.77	3.31	2.77	3.04
SRC3-2-2	0.75	1.77	3.38	2.15	2.77
SRC3-3-1	0.75	1.43	2.62	2.73	2.68
SRC3-3-2	0.75	1.43	2.96	2.53	2.75
SRC4-1	0.65	2.41	4.85	4.08	4.47
SRC4-2-1	0.65	2.06	5.7	4.39	5.05
SRC4-2-2	0.65	2.06	5.67	4.19	4.93
SRC4-3-1	0.65	1.77	4.81	3.89	4.35
SRC4-3-2	0.65	1.77	5.1	4.74	4.92
SRC4-4-1	0.65	1.50	3.58	4.81	4.2
SRC4-4-2	0.65	1.50	4.42	3.57	4
SRC4-5	0.65	1.27	3.42	4.08	3.75

Respecto de la ductilidad, se encontró que conforme la magnitud de la carga axial sube se tiene un decremento en el valor de la ductilidad. Por otro lado, conforme la cuantía de acero transversal aumenta la ductilidad también aumenta. Como es de esperarse ante condiciones similares sustituir una sección H de acero estructural por una sección cruciforme da mayores valores de ductilidad.

Una conclusión de la investigación fue que al disminuir la cuantía del acero de refuerzo transversal por abajo del valor mínimo que marca el código Chino, se siguen teniendo valores razonables de en

la ductilidad, por lo que Chen et al., recomiendan disminuir un 15% el valor mínimo especificado en código referido.

En lo que respecta a la relación de la profundidad de embebido del perfil estructural en la base, el código chino especifica un valor mínimo de 3, sin embargo, se encontró que se pueden tener valores de 2.5 en esta relación con comportamiento adecuado.

Se tomará parte de los resultados de la investigación de Chen . en el Capítulo 4 de este trabajo para hacer comparaciones sobre la respuesta de las columnas compuestas, tanto en la etapa lineal de su comportamiento como en su parte inelástica, al realizar un modelo analítico en el programa Canny.

3.1.3 INVESTIGACIONES EXPERIMENTALES REALIZADAS POR ZHU, 2016

La carga axial que llevan las columnas en los edificios altos típicamente requiere columnas de grandes dimensiones, pero al minimizar las dimensiones de las columnas de concreto se desea incrementar el espacio disponible en planta. El uso de concretos de alta resistencia (HSC) y de estructuras compuestas acero -concreto puede resultar en una solución a este problema. Zhu y otros (Zhu et al., 2016) llevaron a cabo un estudio experimental en columnas de acero estructural embebidas en concretos de alta resistencia también conocidas como SRHC, para estudiar su comportamiento sísmico.

Por un lado, los concretos de alta resistencia proveen un incremento en la rigidez y resistencia con el beneficio de tener menores dimensiones de los miembros. Sin embargo, la mayor desventaja de usar concretos de alta resistencia en columnas es que conducen a una menor ductilidad, desde un punto de vista de la seguridad, la ductilidad debe ser tratada como un parámetro critico en columnas ubicadas en regiones símicas. Por otro lado, las columnas compuestas exhiben altos niveles de rigidez y resistencia además de muy adecuada ductilidad debido al uso combinado de sus materiales.

En la investigación de Zhu se plantearon dos objetivos, el primero objetivo consistía en investigar los efectos de factores tales como el arreglo de los estribos y el detallamiento del acero de refuerzo, en el comportamiento sísmico de las columnas compuestas. El segundo objetivo consistía en confirmar que las columnas de acero embebidas en concretos de alta resistencia tienen suficiente disipación de energía y capacidad de deformación incluso ante altas cargas axiales y por tanto son aptas para su uso en regiones sísmicas.

Para el programa experimental se consideraron 21 especímenes de columnas compuestas, todas ellas tenían una sección transversal de 200x200 mm, se tenían como variables la columna metálica, el detallamiento de los estribos, el uso de conectores de cortante y el nivel de la carga axial, en la Tabla 3.5 se muestran las propiedades mecánicas del acero de refuerzo y del acero estructural. Además, en la Tabla 3.6 se muestran los parámetros de diseño de los especímenes.

Los especímenes fueron diseñados para simular columnas de pisos bajo en edificios altos en regiones sísmicas y fueron fabricadas a un tercio de la escala real (Figura 3.14). Se coló un segmento de cimentación junto con la sección transversal de la columna, para representar la rigidez relativa similar a la que se tiene en una conexión viga-columna o la cimentación.

Las secciones transversales de las columnas de 200x200 mm, estaban armadas con doce varillas de refuerzo principal de diámetro 10 mm, con lo que se tenía una cuantía del ρ=2.36 %. El refuerzo transversal consistía en varillas de diámetro 6 mm.

Se consideraron tres niveles de carga axial: en nivel más bajo (1050 kN) corresponde de manera aproximada a la falla balanceada de la sección; en el nivel intermedio (1600 kN) es relativamente un nivel de carga axial alto y se puede considerar el valor límite cuando se tienen columnas embebidas de concretos de resistencia normal; finalmente en el nivel alto (1900 kN) es un valor alto que es probable se de en sismos severos.

En lo que respecta a los estribos en los 21 especímenes se varió el espaciamiento entre ellos con cuatro valores, esto provee distintas densidades volumétricas del acero de refuerzo transversal.

En lo que respecta a el arreglo del acero estructural se estudiaron tres distintos tipos de secciones transversales, al considerar secciones "I", secciones H y secciones cruciformes. Derivado de las áreas de las secciones de acero se tenía una densidad mínima de acero estructural de 3.58%, y se llegó a un valor de hasta 7.15 5 que para la práctica en China representa un valor dentro de un rango comúnmente usado.

Tabla 3.5 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo y del acero estructural en la investigación de Zhu (tomada de Zhu et al., 2016)

Propiedades mecánicas de acero					
refuerzo	Diameter (mm)	A_s (mm^2)	Young's modulus E_s (MPa)	Yielding strength f_y (MPa)	Ultimate strength f_u (MPa)
Φ10	10	78.5	205×10^3	414	597
Φ6	6	28.3	201×10^3	499	718
Acero estructural	Size $h \times b \times t_w \times t_f$ (mm)	A_{ss} (mm^2)	Young's modulus E_s (MPa)	Yielding strength f_{ys} (MPa)	Ultimate strength f_{us} (MPa)
I	$100 \times 68 \times 4.5 \times 7.6$	1430	207×10^3	254	368
H	$100 \times 100 \times 6 \times 8$	2190	206×10^3	265	385
+	$2 \times$ I	2860	207×10^3	254	368

Tabla 3.6 Parámetros de diseño de los especímenes en la investigación de Zhu (tomada de Zhu et al., 2016)

espécimen	f_c	E_c	Nivel de carga axial			Refuerzo transversal			Acero estructural		Pernos de cortante
	(MPa)	(MPa)	P (kN)	$n = P/A_g f_c$	$n' = P/P_0$	Type	Spacing	ρ_{sv} (%)	Type	ρ_{ss} (%)	
1-N2-I-M50	99.8	487 00	1600	0.38	0.34	Multiple	50	2.00	I	3.58	No
2-N1-I-M60	103.7	468 00	1050	0.25	0.22	Multiple	60	1.67	I	3.58	No
3-N2-I-M60	107.0	493 00	1600	0.38	0.34	Multiple	60	1.67	I	3.58	No
4-N3-I-M60	99.8	487 00	1900	0.45	0.41	Multiple	60	1.67	I	3.58	No
5-N2-I-M85	103.7	468 00	1600	0.38	0.34	Multiple	85	1.18	I	3.58	No
6-N1-I-M100	105.4	470 00	1050	0.25	0.22	Multiple	100	1.00	I	3.58	No
7-N2-I-M100	109.5	491 00	1600	0.38	0.34	Multiple	100	1.00	I	3.58	No
8-N1-I-R40	103.7	468 00	1050	0.25	0.22	Rectangular	40	1.70	I	3.58	No
9-N2-I-R40	105.4	470 00	1600	0.38	0.34	Rectangular	40	1.70	I	3.58	No
10-N2-I-R60	107.0	493 00	1600	0.38	0.34	Rectangular	60	1.13	I	3.58	No
11-N1-I-R85	107.0	493 00	1050	0.25	0.22	Rectangular	85	0.80	I	3.58	No
12-N2-H-M50	109.5	491 00	1600	0.38	0.34	Multiple	50	2.00	H	5.48	No
13-N1-H-M85	103.7	468 00	1050	0.25	0.22	Multiple	85	1.18	H	5.48	No
14-N2-H-M85	105.4	470 00	1600	0.38	0.34	Multiple	85	1.18	H	5.48	No
15-N2-+-M50	105.4	470 00	1600	0.38	0.34	Multiple	50	2.00	+	7.15	No
16-N3-+-M50	107.0	493 00	1900	0.45	0.40	Multiple	50	2.00	+	7.15	No
17-N1-+-M85	109.5	491 00	1050	0.25	0.22	Multiple	85	1.18	+	7.15	No
18-N2-+-M85	109.5	491 00	1600	0.38	0.34	Multiple	85	1.18	+	7.15	No
19-N2-I-M50-S	103.7	468 00	1600	0.38	0.34	Multiple	50	2.00	I	3.58	Yes
20-N3-I-M50-S	99.8	487 00	1900	0.45	0.41	Multiple	50	2.00	I	3.58	Yes
21-N2-I-M85-S	99.8	487 00	1600	0.38	0.34	Multiple	85	1.18	I	3.58	Yes

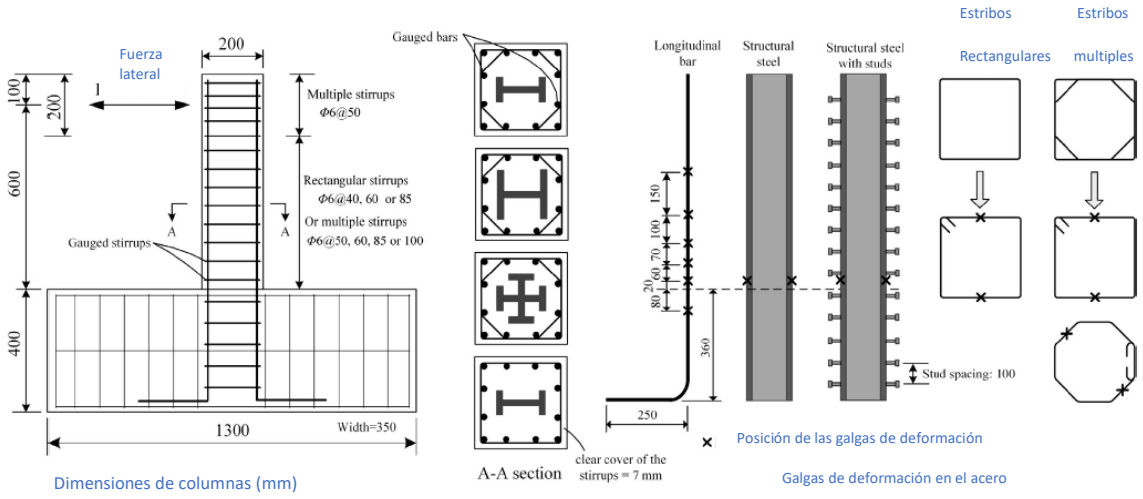


Figura 3.14. Detalles de las columnas SRHC en la investigación de Zhu (tomada de Zhu et al., 2016)

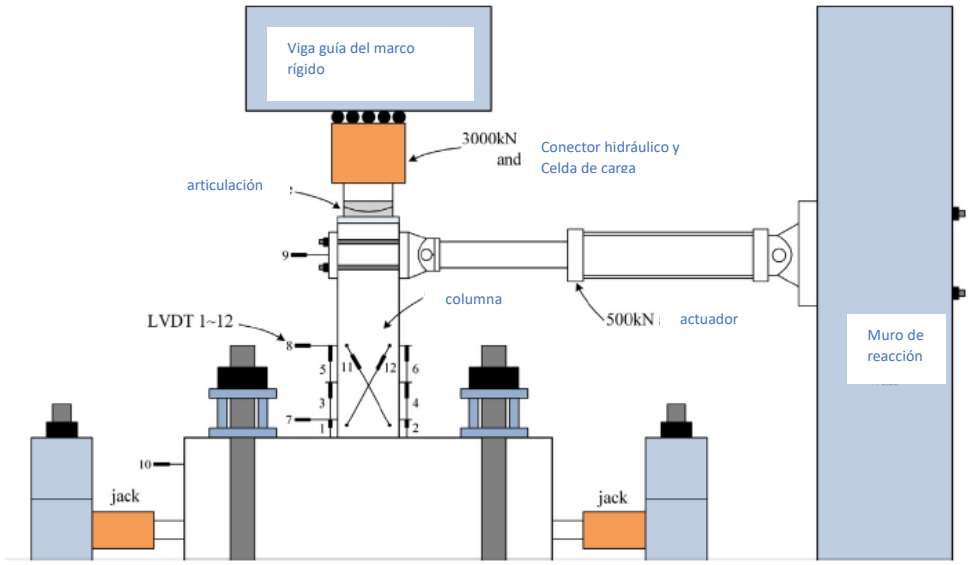
En lo que respecta a los conectores de cortante sólo se exploró su uso en tres de los 21 especímenes, con la finalidad de estudiar el efecto de estos conectores en el comportamiento de las columnas compuestas. Los conectores tenían un diámetro de 8 mm y una longitud de 35mm, se colocaron en el patín de las columnas de acero estructural espaciados a 100 mm.

La configuración de los especímenes para llevar a cabo la prueba se muestra en la (Figura 3.15). Antes de aplicar las cargas, se colocaron varias rosetas para medir deformaciones en las barras de refuerzo longitudinales, en los patines del perfil estructural, en el acero de refuerzo transversal y algunos otros en posiciones clave de la columna. Al iniciar la prueba se aplicó la carga axial de manera constante y se mantuvo en toda la prueba, después se introdujo la carga lateral de forma cíclica bajo el modo de control de desplazamientos (Figura 3.16). El porcentaje de distorsión, en el eje vertical de la figura anterior se define como: Δ/L (en porciento), donde Δ es el desplazamiento en la parte superior del espécimen de columna y L es la altura de la columna.

La prueba finalizaba cuando la columna era incapaz de sostener la carga axial aplicada de manera inicial o cuando la carga lateral decrecía más del 50% de la carga lateral máxima aplicada. Las dos condiciones mencionadas para detener la prueba no corresponden necesariamente a una falla convencional, pero representaron un criterio para detenerla.

En los resultados obtenidos de las pruebas se encontró que en las distorsiones no mayores a 0.5%, las columnas se comportaban en el rango elástico sin presentar un agrietamiento visible o un desprendimiento del recubrimiento. La fluencia inicial del perfil estructural ocurría para distorsiones entre 0.5% al 1.5%, el valor dependía del valor de la carga axial. El desprendimiento del recubrimiento del concreto ocurría para distorsiones entre 1.0% y 1.5%. Después del desprendimiento del recubrimiento en la zona baja de la columna comenzaba el pandeo de las barras de acero de refuerzo longitudinal y del acero estructural (Figura 3.17).

Las columnas desarrollaban lazos de histéresis estables, sin una reducción significativa de la rigidez



(a) Schematic diagram



b)

Figura 3.15. Configuración de los especímenes en la prueba, en la investigación de Zhu (tomada de Zhu et al., 2016). a) diagrama esquemático. b) fotografía de la configuración de la prueba.

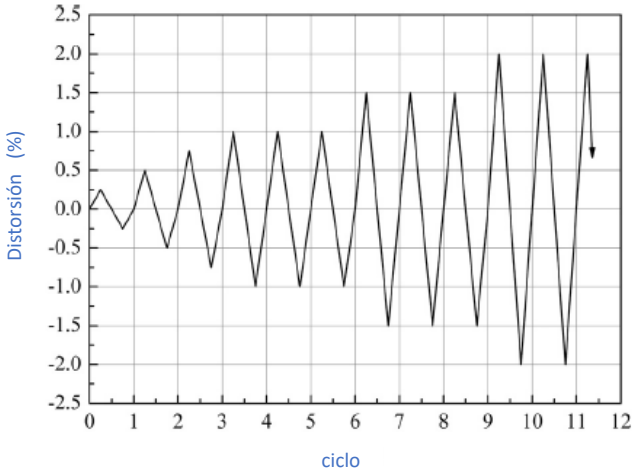


Figura 3.16. Protocolo de carga cíclica, en la investigación de Zhu (tomada de Zhu et al., 2016)

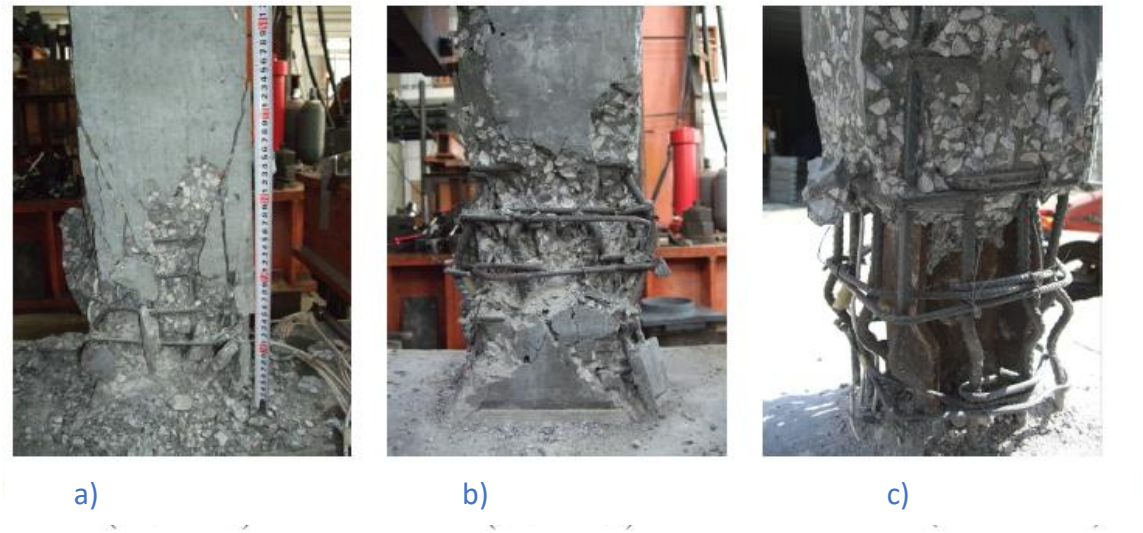
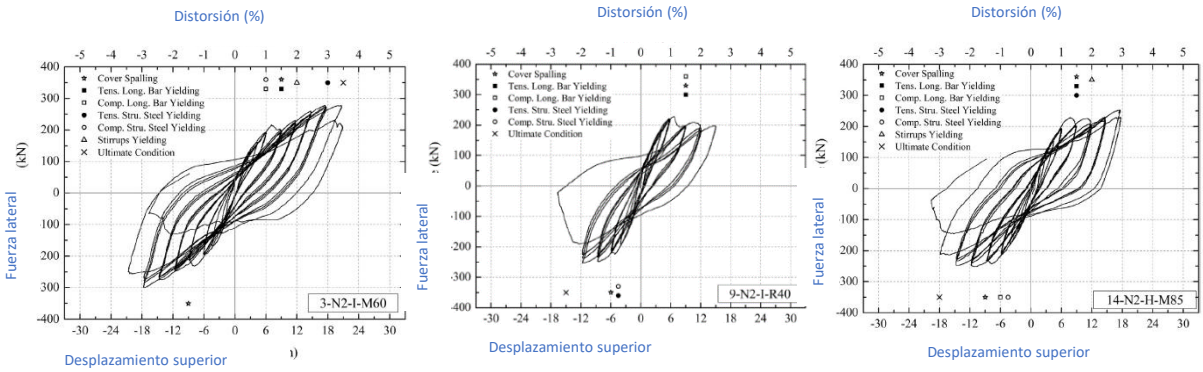


Figura 3.17. Patrones de falla en columnas SRHC, en la investigación de Zhu (tomada de Zhu et al., 2016). a) modo de falla a flexión y cortante en el espécimen 9. b) modo de falla a flexión en el espécimen 3. c) Pandeo de las barras de refuerzo longitudinal y en el perfil estructural en el espécimen 14.

para distorsiones entre 1.5 % al 5.0% (Figura 3.18), dependiendo de los valores de la carga axial, del arreglo de los estribos y del tipo de perfil estructural empleado. Todas las columnas experimentaron algún modo de falla que podía incluir agrietamiento del concreto, fractura o abertura de los estribos, pandeo del acero de refuerzo transversal y del perfil estructural. Por ejemplo, cuando los estribos rectangulares se abrían no resistían las grietas diagonales y no proveían suficiente capacidad a cortante de manera que los especímenes con estos estribos fallaron de manera frágil.



a) b) c)

Figura 3.18. Lazos de histéresis en las columnas SRHC, en la investigación de Zhu (tomada de Zhu et al., 2016). a) espécimen 3. b) espécimen 9. c) espécimen 14.

Con las mediciones hechas también se pudo determinar la ductilidad (μ) de los especímenes (Tabla 3.7), definida como $\mu = \Delta u / \Delta y$.

Donde: Δu, es el desplazamiento en la parte superior de la columna que corresponde al desplazamiento último. Δy, es el desplazamiento de fluencia.

Las ductilidades de las columnas con estribos rectangulares presentaron los valores más bajos en un rango de 2.4 a 2.7, las columnas en las que mejoro el detallamiento de los estribos presentaron ductilidades en un rango de 4.4 a 5.7, las columnas en las que mejoro el detallamiento y que además se incluyeron conectores de cortante presentaron ductilidades en un rango de 3.9 a 6.5.

Tabla 3.7 Resultados de las pruebas en las columnas SRHC, en la investigación de Zhu (tomada de Zhu et al., 2016).

Resumen de los resultados experimentales

especímenes		K_0/kN/m	F_{sp}/kN	F_p/kN	$M_{n,t}$/kN m	$M_{n,c}$/kN m	$\frac{M_{n,t}}{M_{n,c}}$	E_{sum}/kNm	E_N	Δ_y/mm	Δ_u/mm	μ	θ_u/%	Modo de falla
1-N2-I-M50	0.033	48,600	200.3	274.2	118.0	119.8	0.98	66.1	21.3	3.7	21.0	5.7	3.5	F
2-N1-I-M60	0.025	47,800	222.1	278.7	130.0	119.0	1.09	155.1	33.6	5.6	30.0	5.3	5.0	F
3-N2-I-M60	0.025	48,000	224.7	289.0	135.6	119.9	1.13	48.3	16.1	5.8	21.0	3.6	3.5	F
4-N3-I-M60	0.025	50,500	184.6	221.0	110.1	116.0	0.95	27.3	14.8	3.4	15.0	4.4	2.5	F
5-N2-I-M85	0.015	47,900	208.9	208.9	126.9	119.9	1.06	22.3	12.2	4.6	15.0	3.3	2.5	F
6-N1-I-M100	0.011	47,500	206.6	228.6	121.5	119.0	1.02	32.7	13.8	5.3	18.0	3.4	3.0	F
7-N2-I-M100	0.011	49,300	221.5	221.5	134.0	119.9	1.12	21.9	12.9	4.8	15.0	3.1	2.5	F
8-N1-I-R40	0.011	49,700	213.6	240.2	126.7	119.0	1.06	36.5	14.1	4.9	18.0	3.6	3.0	F
9-N2-I-R40	0.009	47,100	225.8	225.8	–	–	–	15.6	9.2	4.4	12.0	2.7	2.0	F-S
10-N2-I-R60	0.006	47,700	223.6	223.6	–	–	–	11.2	8.1	4.9	12.0	2.4	2.0	F-S
11-N1-I-R85	0.004	48,000	215.8	218.8	–	–	–	19.2	10.5	5.7	15.0	2.6	2.5	F-S
12-N2-H-M50	0.033	51,600	248.6	311.2	148.7	123.3	1.21	142.2	29.2	6.0	30.0	5.0	5.0	F
13-N1-H-M85	0.015	47,800	230.6	269.4	136.3	125.3	1.09	94.5	23.8	7.4	27.0	3.7	4.5	F
14-N2-H-M85	0.015	48,000	238.5	238.9	143.7	123.3	1.17	29.3	12.6	6.0	18.0	3.0	3.0	F
15-N2-+-M50	0.033	50,000	213.3	276.2	129.0	122.7	1.02	108.9	25.4	5.7	27.0	4.8	4.5	F
16-N3-+-M50	0.033	53,000	208.7	281.9	125.6	122.8	1.02	90.1	25.1	4.2	24.0	5.8	4.0	F
17-N1-+-M85	0.015	47,200	270.3	270.3	159.2	124.6	1.28	162.9	31.3	9.6	33.0	3.4	5.5	F
18-N2-+-M85	0.015	49,600	231.7	242.3	135.4	122.7	1.10	44.6	17.7	4.1	18.0	4.4	3.0	F
19-N2-I-M50-S	0.033	48,600	215.0	269.2	127.1	119.8	1.06	81.9	23.6	3.7	24.0	6.5	4.0	F
20-N3-I-M50-S	0.033	50,900	186.7	210.3	113.3	115.9	0.98	25.7	14.5	3.9	15.0	3.9	2.5	F
21-N2-I-M85-S	0.015	48,000	209.5	235.5	123.7	119.9	1.03	32.6	14.6	3.9	15.0	3.9	2.5	F

Nota: F representa una falla característica a flexión, y F-S representa una falla característica flexión -cortante

Los resultados mostraron que las columnas SRHC con múltiples estribos y que usaban una cuantía de acero estructural convencional en el núcleo, tenían un excelente comportamiento sísmico con suficiente disipación de energía, capacidad de deformación y eran apropiados para usarse en edificios de gran altura en regiones sísmicas.

La fuerza lateral decrecía cuando comenzaba a desprenderse el recubrimiento del concreto, pero después en la mayoría de los especímenes se incrementaba conforme crecían los niveles de distorsión, debido a el endurecimiento por deformación de las barras de refuerzo longitudinal y del acero estructural, además del incremento de la resistencia del concreto por el efecto confinante del acero transversal.

La carga axial tuvo un efecto negativo en el comportamiento sísmico, dado que a mayores niveles de carga axial se disminuía la disipación de energía y capacidad de deformación, aunado a una rápida degradación de la rigidez.

Los estribos mostraron su influencia tanto en la disipación de energía y capacidad de deformación, tenían un pequeño efecto en la rigidez inicial o etapa elástica, también influían poco en la fuerza lateral alcanzada hasta el desprendimiento del recubrimiento, pero tuvieron un efecto positivo después del desprendimiento del recubrimiento, a mejor detallamiento de los estribos y menor separación se tenía una menor degradación de la rigidez.

Se pudo medir el beneficio del acero estructural, las secciones tipo H y cruciformes tenían unos lazos de histéresis más estables y robustos que las secciones I. El beneficio del acero estructural fue más obvio cuando los estribos tenían un mejor detallamiento y una menor separación. El beneficio del acero estructural fue más obvio cuando las columnas SHRC fueron sometidas a cargas axiales mayores.

Los conectores de cortante no tuvieron un aporte significativo en el desempeño de las columnas SHRC durante las etapas iniciales de carga o etapa elástica. Una vez que se da el desprendimiento del recubrimiento los conectores tienen un efecto positivo en el comportamiento sísmico. Las columnas con conectores exhibieron una mejor disipación de energía, capacidad de deformación y menor degradación de la rigidez.

Este trabajo se considera de interés debido a que explora múltiples parámetros que pueden influir en el comportamiento de las columnas compuestas ante una acción sísmica además que consideró un protocolo de carga cíclico que asemeja a los sismos reales.

Se tomará parte de los resultados de la investigación de Zhu et al. en el Capítulo 4 de este trabajo para hacer comparaciones sobre la respuesta de las columnas compuestas, tanto en la etapa lineal de su comportamiento como en su parte inelástica, al realizar un modelo analítico en el programa Canny.

3.2 INVESTIGACIONES NUMÉRICAS DE COLUMNAS COMPUESTAS

A lo largo de los años se han desarrollado varias investigaciones numéricas sobre la capacidad de las columnas compuestas, muchas de ellas toman los resultados de algunos especímenes ensayados en laboratorios y tratan de predecir su comportamiento o bien evaluar las provisiones de diseño presentes en las especificaciones vigentes. Sin embargo, son pocas las investigaciones que compilan varias pruebas de laboratorio a modo de una base de datos para realizar las comparaciones. En los párrafos siguientes se presentan algunas de las investigaciones que trabajan con bases de datos de columnas compuestas.

En los últimos años en Norteamérica, a partir de 1973 con la creación del subcomité 20 para columnas compuestas (perteneciente al SSRC o Structural Stability Research Council) se ha tratado de caracterizar el comportamiento de las columnas compuestas a partir de una abundante cantidad de experiencia de su comportamiento basándose de estudios experimentales. Inicialmente se compararon las diferencias entre lo especificado desde el punto de vista de acero estructural con el AISC y desde el punto de vista del concreto reforzado con el ACI. Se recopiló una cantidad importante de pruebas de laboratorio y se comparó con las reglas de diseño propuestas por Furlong en 1978. Perea (Perea, 2010) comenta que parte de las investigaciones de este comité se reflejaron en la especificación AISC de 1986.

Como se hizo mención en la sección 2.7, Roik y Bergman en 1989 y 1992, recopilaron varias pruebas de laboratorio sobre columnas compuestas, después generaron especificaciones de diseño que se reflejaron en el Eurocódigo EC-4 de 1992.

En 1996, Lundberg y Galambos, examinaron al menos 300 pruebas de laboratorio hechas a columnas compuestas embebidas y columnas compuestas de tubos rellenos. Las capacidades de las columnas se compararon con las predicciones en el diseño establecidas en la especificación AISC de 1993 bajo el criterio LRFD. Se encontró que las capacidades establecidas en los diseños eran conservadoras. Resultado de esta investigación, se recomendó que tanto para columnas embebidas como para tubos rellenos se requería un mejor modelo de diseño además que se debían seguir elaborando pruebas experimentales para llegar a un criterio de diseño más satisfactorio.

Kim (Kim, 2005), tomó la base de datos de columnas compuestas creada por Aho en 1996, originalmente la base de datos contenía 730 pruebas de laboratorio hechas a columnas compuestas embebidas y columnas compuestas con tubos rellenos. Al final se agregaron 451 nuevos registros para llegar a 1181 especímenes estudiados. Los datos de cada espécimen fueron analizados y comparados con la provisión de diseño del AISC de 1994 y con el Eurocódigo EC-4, también se comparó con la especificación AISC del 2005. Los resultados indicaron que tanto el Eurocódigo como la especificación AISC del 2005, dan predicciones razonables para las columnas.

Denavit (Denavit et al., 2014), analizó cerca de 250 especímenes usando una formulación mixta de elementos finitos. La formulación hecha era adecuada tanto para análisis estáticos no lineales como para análisis dinámicos no lineales de columnas compuestas usadas en marcos. La formulación resulta adecuada tanto para columnas compuestas embebidas y columnas compuestas con tubos rellenos. Los resultados de la investigación para las columnas embebidas reportaron un éxito en predecir la resistencia pico, la deformación con la carga pico y el área bajo la curva como una media de error inferior al 10%.

CAPÍTULO 4. COMPARACIONES NUMÉRICAS Y EXPERIMENTALES EN MIEMBROS INDIVIDUALES (COLUMNAS)

En este capítulo se hace la comparación del comportamiento lineal e histerético de elementos individuales, los que consisten en columnas compuestas SRC, el punto de partida fueron especímenes ensayados en laboratorio, los cuales se presentaron en el capítulo 3. Con los resultados obtenidos en las investigaciones de columnas compuestas embebidas de Ricles et al., Chen et al. y Zhu et al., se comparó el comportamiento de manera experimental de estos elementos ante cargas cíclicas reversibles, contra el comportamiento al realizar modelaciones numéricas, las que incluyen análisis lineales y no lineales. Las modelaciones numéricas se generaron con el programa Canny, el cual incluye el modelo multiresortes para la modelación lineal y no lineal de los elementos. El objetivo de este capítulo es estudiar el comportamiento de las columnas compuestas en una estructura simple como es el caso de un miembro individual, para posteriormente en el capítulo 5 incrementar el grado de dificultad en el estudio, al incluir a las columnas compuestas en estructuras más complejas como es el caso de marcos planos.

4.1 PLANTEAMIENTO DEL MODELO MULTIRESORTES

En la comparación de la respuesta de un edificio regular que tiene columnas compuestas tipo SRC en el que se usará un análisis elástico, se pueden considerar varias expresiones, como las mencionadas en la sección 2.4, que permiten determinar un valor de la rigidez a flexión efectiva en la etapa elástica de las columnas. De manera adicional para evaluar la respuesta del edificio, así como la rigidez asociada a las columnas SRC, se puede echar mano de un modelo analítico conocido como multiresortes, el cual puede ser usado para estudiar tanto el comportamiento elástico y como el no lineal de la columna.

Lai (Lai et al., 1984) desarrolló un modelo analítico inelástico que pretende simular el comportamiento histerético y la degradación de la rigidez de miembros de concreto reforzado, sujetos a carga axial en interacción con flexión biaxial.

Al modelar los efectos de la flexión biaxial en modelos con fibras o en modelos con elementos finitos, el costo computacional es alto. Si, además se suman las consideraciones que se tiene que realizar para realizar análisis no lineales se aumenta la complejidad.

El modelo multiresortes propuesto por Lai, pretende simular el comportamiento histerético y la degradación de la rigidez de miembros de concreto reforzado, sin tener las complicaciones asociadas a modelos más sofisticados como el modelo de fibras o un modelo de elementos finitos, además entrega una precisión razonable en la obtención de resultados.

El modelo multiresortes, separa el miembro en dos subelementos inelásticos en los extremos y un subelemento lineal en la parte central. Cada subelemento inelástico, está compuesto por resortes

individuales, los que simulan los efectos inelásticos del subelemento. El modelo pretende ser una herramienta práctica para análisis tridimensionales inelásticos y para el diseño de estructuras de concreto reforzado. En la Figura 4.1, se ejemplifica este modelo.

Para cada subelemento inelástico, existen cuatro resortes inelásticos en cada una de las esquinas, y un quinto resorte no mostrado en la Figura 4.2, este último resorte sólo es efectivo si trabaja en compresión. Cada uno de los cuatro resortes exteriores representa la rigidez de las barras de refuerzo (resorte efectivo de acero) y el resorte central tiene una sola componente, que es el concreto a compresión efectivo en la región central. El modelo asume que tanto torsión como cortante tienen efectos despreciables en la interacción de fuerza axial y momento biaxial. El comportamiento histerético se permite que ocurra dentro del subelemento inelástico en cada extremo en una distancia que se aproxima a cero. Esta consideración permite relaciones esfuerzo deformación realistas para el miembro de concreto reforzado, a pesar de que es cierto de que la distribución de deformaciones dentro del miembro se encuentra más dispersa.

En la Figura 4.2-a, se muestra la sección transversal de un miembro de concreto reforzado, el área de cada una de las barras de refuerzo se denota Ab. En la Figura 4.2-b, se muestra la sección transversal con los cinco resortes, cada uno de ellos representa el acero efectivo o el concreto a compresión efectivo. Para los resortes de acero o de concreto se les asigna un modelo constitutivo y unas reglas histeréticas de degradación.

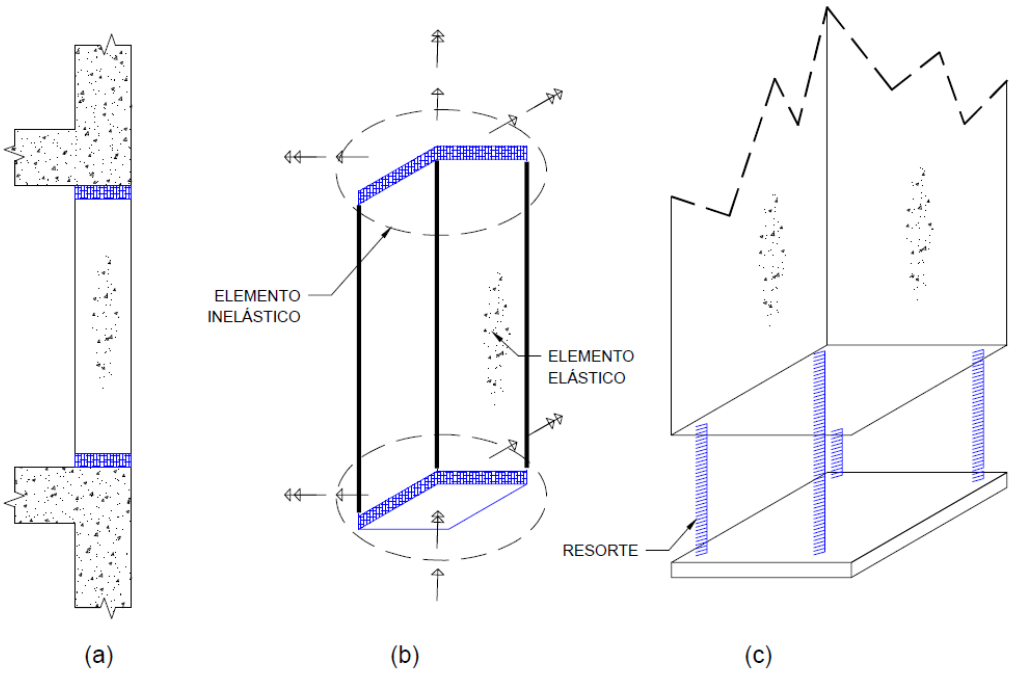


Figura 4.1 Elemento inelástico degradante con interacción triaxial para un miembro de concreto reforzado (adaptada de Lai et al., 1984). a) miembro de un marco. b) modelo de un miembro. c) elemento inelástico

El modelo asume que cuenta con una cantidad adecuada de acero de refuerzo transversal, lo que permite tener un comportamiento histerético estable y sin un deterioro en la rigidez a cortante. El modelo también es capaz de simular, vigas de concreto reforzado con un comportamiento histerético para secciones con áreas de acero de refuerzo principal distintas en sus lecho superior e inferior.

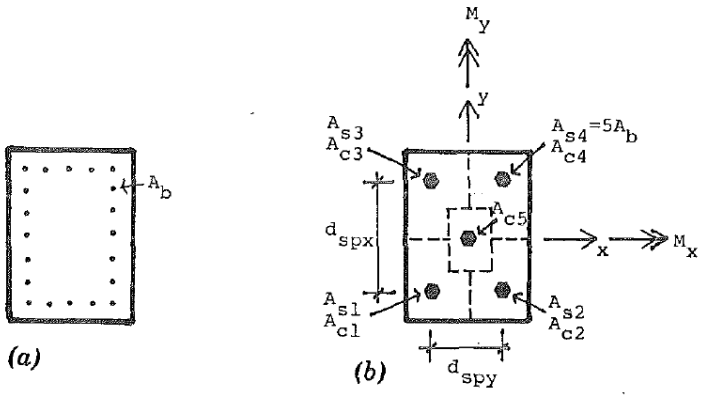


Figura 4.2 Areas efectivas en los resortes del acero de refuerzo y del concreto (tomada de Lai et al., 1984). a) sección de concreto y el acero de refuerzo principal. b) sección con resortes efectivos de acero de refuerzo y concreto

En la Figura 4.3, se muestra la comparación de resultados experimentales contra resultados analíticos, hecha a una sección rectangular de concreto reforzado, en la que se usó el modelo multi-resortes, se usaron 5 resortes según se describió en los párrafos anteriores, se compararon cinco ciclos de carga reversibles, el modelo constitutivo del acero de refuerzo fue bilineal e incluía las reglas de degradación del modelo simplificado de Takeda y para el caso del concreto se usó un modelo elastoplástico y no se consideró ninguna regla de degradación.

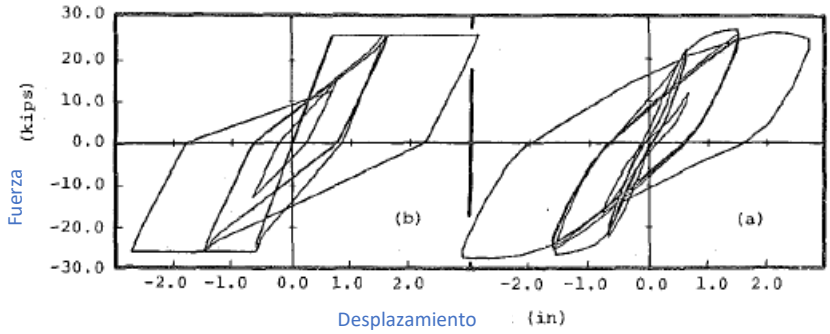


Figura 4.3 Comparación de resultados para la relación fuerza lateral-deflexión de una sección rectangular de concreto reforzado usando 5 resortes (tomada de Lai et al., 1984). (a) resultados experimentales. (b) resultados analíticos

Li (Li, 1996 y Li, 2009) incluyó en el programa Canny al modelo multiresortes, fueron considerados algunos parámetros geométricos de la sección transversal de la columna y otros referentes al comportamiento no lineal de los materiales. Los resortes cuentan con algunos parámetros generales como son: resistencia y desplazamiento del resorte, número de modelo histerético. En Canny, se permite el uso de más de cinco resortes en la parte de la barra inelástica, por lo que se puede aproximar el modelo a uno de fibras.

En la Figura 4.4-a , se muestra como se idealiza en el programa Canny una columna multiresortes, se puede observar en sus extremos los subelementos multiresortes no lineales de longitud cero y en la parte central al subelemento lineal de longitud L_0. El subelemento lineal es del tipo elástico en lo que respecta al comportamiento a flexión y a deformación axial, además este subelemento lineal puede incluir deformaciones por cortante inelásticas en tal caso se usara un "resorte a cortante" o un "elemento a cortante", los cuales son elementos que se incluyen en el programa Canny. En la figura se puede observar que el eje "z" coincide con el eje de la columna en tanto que los ejes "x" y "y", coinciden con los ejes de mayor y menor inercia de la sección transversal (no necesariamente en este orden). La columna cuenta con el nodo inicial "A" y el nodo final "B", en cada nodo se identifican las fuerzas internas N (carga axial), Q (fuerza cortante), M (momento flexionante), también se observan los desplazamientos d y las rotaciones θ.

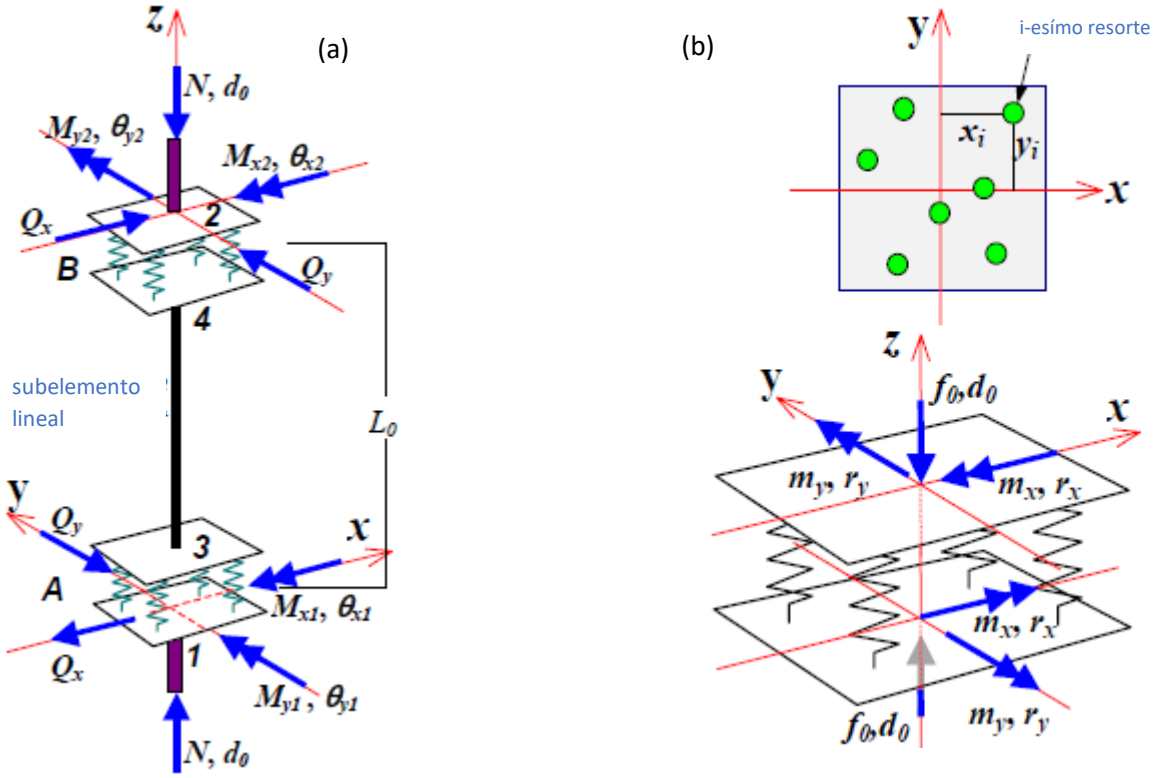


Figura 4.4 Idealización de una columna en Canny a partir del modelo multiresortes de Lai (tomada de Li, 2009). (a) Columna con elementos multiresortes. (b) elemento no lineal de la columna con fuerzas y desplazamientos en el sentido positivo

En la Figura 4.4-b, se muestra tanto el sistema coordenado para ubicar al i-esimo resorte que puede corresponder a una barra de acero de refuerzo principal, a una sección de un perfil estructural W o a una porción de área de concreto, también se muestra la idealización del subelemento no lineal de longitud cero.

En general el miembro modelado con multiresortes se compone por varios resortes uniaxiales, el número de ellos depende de las propiedades del material, el tamaño de la sección de concreto, y el arreglo de las barras de acero de refuerzo. En el caso de una columna compuesta, cada barra de acero de refuerzo puede ser reemplazada por un resorte que representa al acero en con coordenadas en el centro de la barra, de la misma forma los concretos confinados y sin confinar pueden ser discretizados en varias porciones (Figura 4.5-a) y posicionando las coordenadas del resorte en el centro de esa porción, en lo que respecta al perfil estructural si fuera el caso de un perfil W los patines y el alma, se dividen en un número de porciones finitas en las que cada una de ellas representa a un resorte (Figura 4.5-b).

En el Apéndice D, se hace un estudio del número de resortes necesarios para tener una convergencia en los resultados, al variar el número de resortes a emplear en una columna compuesta.

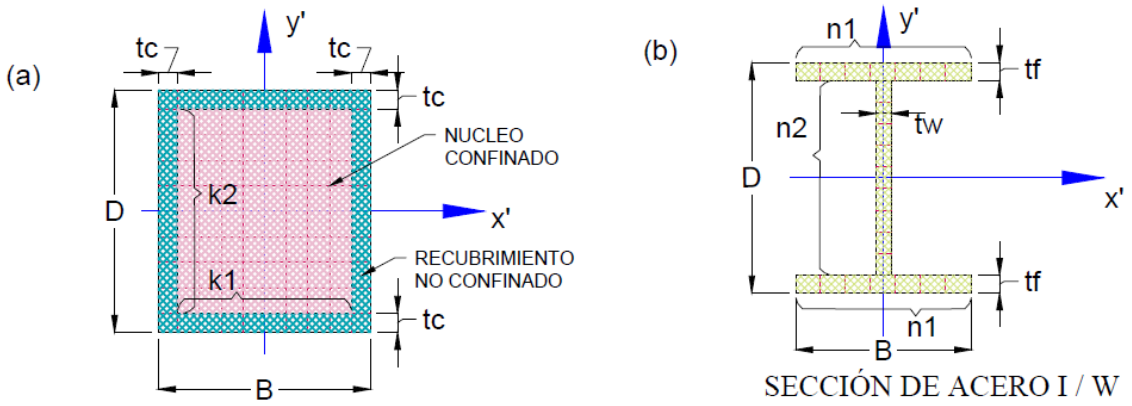


Figura 4.5 Discretización de una sección transversal en el programa Canny para usarse en el modelo multiresortes (Adaptada de Li, 2009). (a) sección rectangular de concreto. (b) Sección de acero estructural W.

En el programa Canny, una columna requiere distintos modelos de histéresis y de rigidez al modelar las propiedades de flexión, de cortante, axiales y torsionales de la sección transversal de este elemento.

Para las propiedades de cortante y axiales se usa un modelo uniaxial elástico lineal de histéresis. Para modelar la columna como un miembro individual y estudiar su respuesta no fue necesario capturar sus propiedades a torsión.

Para considerar las propiedades a flexión del modelo multiresortes para cada grupo de resortes se asigna un modelo histerético. Parar los resortes que representan al concreto no confinado y para los del concreto confinado se usa un modelo trilineal con degradación de rigidez en la descarga (ver Figura 2.12). Parar los resortes que representan al acero estructural y el acero de refuerzo se usa un modelo trilineal con degradación de rigidez en la descarga (ver Figura 2.14-b).

Para una columna compuesta tipo SRC que se desea modelar en el programa Canny, una posible distribución de resortes se muestra en la Figura 4.6, para el caso del concreto se muestra el centroide de los 8 resortes en los que se discretizo el concreto no confinado, también se observan los 8 resortes en los que se discretizo el concreto no confinado. En lo que respecta al acero de refuerzo se considera un resorte por cada una de las varillas de refuerzo longitudinal en la posición que se encuentre. Para el acero estructural se observa que cada uno de los patines cuenta con 4 resortes, en tanto que el alma cuenta con 7 resortes. Pueden existir configuraciones con un mayor número de multiresortes, sin embargo, para fines de ilustrar el concepto del modelo multiresortes se ejemplifico con la figura anterior.

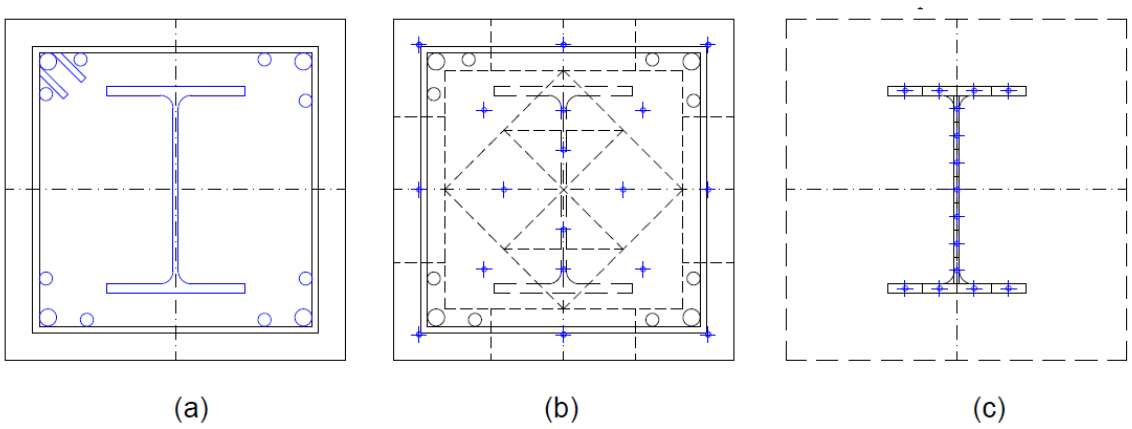


Figura 4.6 Columna compuesta SRC discretizada con multiresortes. a) Sección transversal de la columna. b) Discretización de resortes en el concreto. c) Discretización de resortes en el acero estructural (perfil W)

4.2 MODELO MULTI-RESORTES USADO EN ALGUNAS COLUMNAS SELECCIONADAS DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES

Para ejemplificar el modelo multiresortes se seleccionaron algunas columnas compuestas tipo SRC. Se tomaron tres columnas de la investigación experimental realizada por Ricles y Paboojian en 1993, se eligieron los especímenes identificados con los números 5 6 y 8 cuyas características se presentaron en la sección 3.1.1. Para contrastar los resultados también se incluyeron dos columnas de la investigación de Chen en el 2014, se eligieron los especímenes identificados como SRC 1-1-2 y SRC 2-2-1, cuyas características se presentaron en la sección 3.1.2. También se incluyeron dos columnas de la investigación de Zhu en el 2016, se eligieron los especímenes identificados como 1-

N2-I-M50 y 20-N3I-M50-S, las características de estos especímenes se presentaron en la sección 3.1.3.

Para el subelemento no lineal del modelo multiresorte, fue necesario calibrar varios parámetros que describen la curva esfuerzo- deformación de sus materiales. Por lo tanto, se realizaron cuatro distintas calibraciones de parámetros con las que se pretende estudiar la rigidez de las columnas compuestas en función de los resultados medidos en laboratorio presentados en el capítulo 3.

La primera calibración, trata de aproximar el comportamiento de las columnas que se seleccionaron de la investigación de Ricles en su etapa elástica. Los parámetros son:

Concreto no confinado

ν	δ	λ	μ	α	ϒ
0.50	0.25	0.00	5.00	0.50	0.40

Concreto confinado

ν	δ	λ	μ	α	ϒ
0.50	0.25	1.00	0.00	0.50	0.40

Acero de refuerzo

ν	κ	α	ϒ	β	θ
0.75	2.40	1.00	0.26	0.20	0.9915

Acero estructural

ν	κ	α	ϒ	β	θ
0.85	2.40	1.00	0.02	0.20	0.99

Para interpretar los parámetros mostrados en esta calibración y en las calibraciones siguientes, se sugiere consultar la Tabla 2.1 y la Tabla 2.2. Cabe mencionar que determinar el valor de estos parámetros es un proceso complejo en el que, al comparar el estudio numérico con el estudio de laboratorio, no necesariamente se tienen diferencias pequeñas o inferiores al 5% en los valores de la rigidez. Esto se debe entre otros factores a que las resistencias y propiedades de los materiales no guardan un valor exacto entre uno o varios elementos del mismo lote de producción. Otro factor es que como se mencionó la sección 2.2 los materiales se asumen con propiedades de isotropía y en realidad la consideración no es del todo cierta. Los resultados obtenidos con esta calibración se consideran razonables en los que respecta al comportamiento en la etapa elástica de las columnas.

La segunda calibración, trata de aproximar el comportamiento de las columnas que se seleccionaron de la investigación de Chen en su etapa elástica. Los parámetros son:

Concreto no confinado

ν	δ	λ	μ	α	ϒ
0.50	0.25	0.00	5.00	0.50	0.40

Concreto confinado

ν	δ	λ	μ	α	ϒ
0.50	0.25	1.00	0.00	0.50	0.40

Acero de refuerzo

ν	κ	α	ϒ	β	θ
0.75	2.40	1.00	0.26	0.04	0.9915

Acero estructural

ν	κ	α	ϒ	β	θ
0.85	2.40	1.00	0.02	0.12	0.99

La tercera calibración, trata de aproximar el comportamiento de las columnas que se seleccionaron de la investigación de Zhu en su etapa elástica. Los parámetros son:

Concreto no confinado

ν	δ	λ	μ	α	ϒ
0.50	0.25	0.00	5.00	0.50	0.40

Concreto confinado

ν	δ	λ	μ	α	ϒ
0.60	0.25	1.00	0.00	0.50	0.40

Acero de refuerzo

ν	κ	α	ϒ	β	θ
0.75	2.40	1.00	0.26	0.20	0.9915

Acero estructural

ν	κ	α	ϒ	β	θ
0.85	2.40	1.00	0.02	0.20	0.99

Los valores de los parámetros considerados en estas tres calibraciones son los que se usaron para las comparaciones de la rigidez de los marcos planos del Capítulo 5.

La cuarta calibración, trata de aproximar el comportamiento de las columnas que se seleccionaron de la investigación de Ricles en su etapa no lineal. Esta calibración sólo se usa en la comparación de la respuesta de las columnas individuales presentada en la sección 4.4. No se realizaron calibraciones para aproximar el comportamiento no lineal de las columnas basadas en la investigación de Chen y de Zhu, debido a que sólo se trata de ilustrar una manera de comparar la respuesta de las columnas en su etapa no lineal.

Los parámetros de la calibración son:

Concreto no confinado

ν	δ	λ	μ	α	ϒ
0.50	0.25	0.00	5.00	0.50	0.40

Concreto confinado

ν	δ	λ	μ	α	ϒ
0.50	0.25	1.00	0.00	0.50	0.40

Acero de refuerzo

ν	κ	α	ϒ	β	θ
0.50	2.40	1.00	0.26	0.04	0.9915

Acero estructural

ν	κ	α	ϒ	β	θ
0.70	2.40	1.00	0.02	0.0241	0.99

El valor de estos parámetros es aplicable a el estudio numérico desarrollado en el programa Canny para las columnas compuestas de este trabajo, por lo que si se desean desarrollar estudios numéricos en algún otro programa de análisis no lineal las calibraciones hechas en las relaciones esfuerzo-deformación deberán ser comprobadas en cada caso particular para que la respuesta de los elementos arroje los valores esperados.

4.2.1 COLUMNAS DE LA INVESTIGACIÓN DE RICLES

En esta sección se presentan tres de las columnas de la investigación de Ricles y algunas de las consideraciones hechas a estas columnas para modelarlas con multiresortes. El modelo multiresortes es la base para el estudio de la respuesta propuesta en este trabajo desde el punto de vista numérico.

En la Figura 4.7 se muestran las características generales de los tres especímenes considerados.

En cada una de estas secciones transversales, se consideraron 16 resortes en cada uno de los patines, 16 resortes en el alma, 24 resortes para el concreto no confinado y 36 resortes para el concreto confinado. Para el acero de refuerzo cada varilla representa un resorte, por lo que en un caso se consideraron 12 resortes y en otro caso 4 resortes.

Dado que la investigación de Ricles se publicó en unidades inglesas, en algunas imágenes o tablas pueden aparecer como unidades de longitud pulgadas y como unidades de fuerza kips.

Para el subelemento no lineal se tomaron en cuenta los valores de los parámetros presentados en las tres primeras calibraciones mostradas en las secciones anteriores de este capítulo. Lo anterior se da, con la finalidad de contrastar las diferencias en la rigidez que arroja cada calibración.

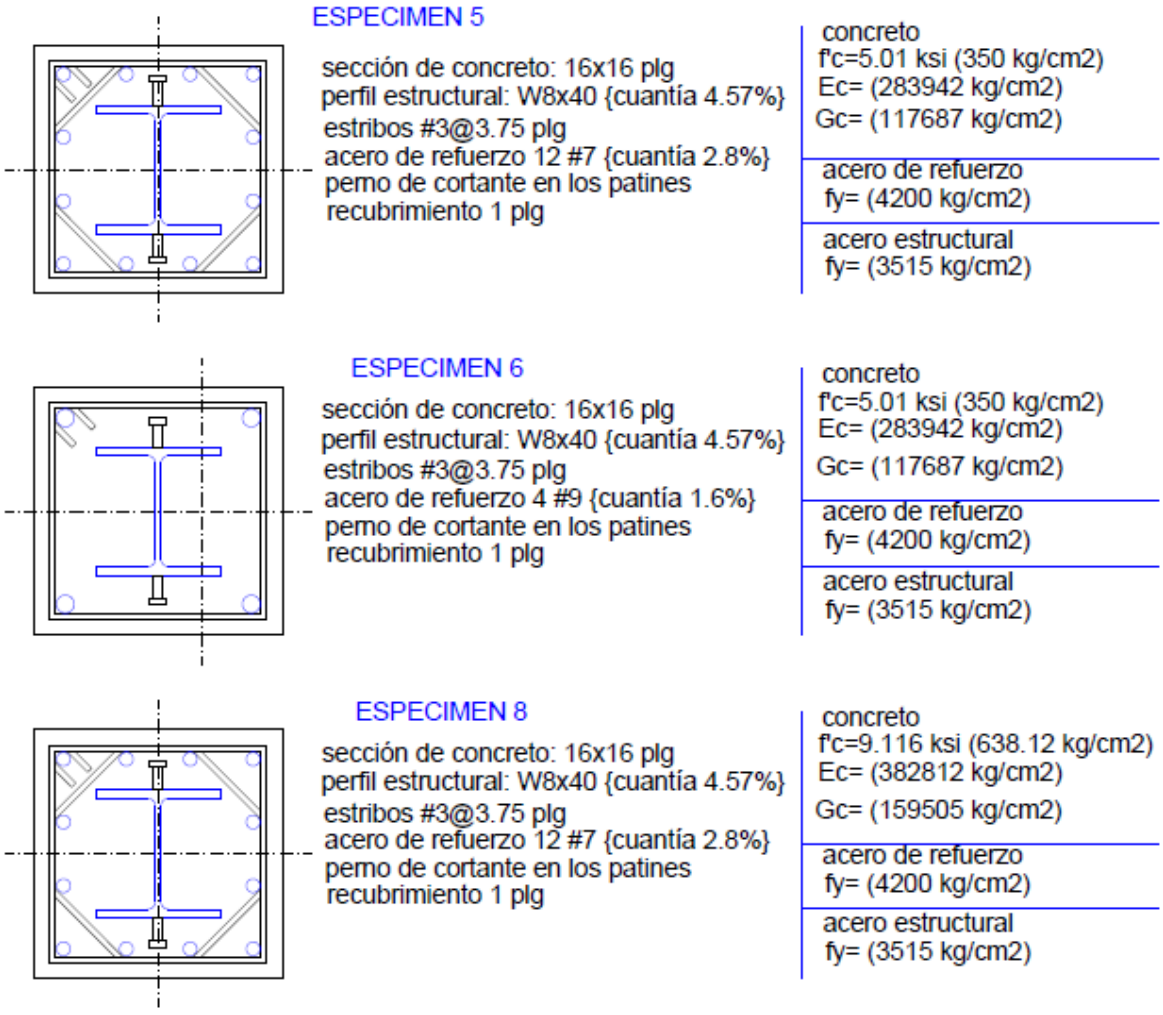


Figura 4.7 Características generales de las columnas seleccionadas para el estudio de la respuesta vía numérica, tomadas de la Investigación de Ricles

4.2.2 COLUMNAS DE LA INVESTIGACIÓN DE CHEN

En esta sección se presentan dos de las columnas de la investigación de Chen de las que se abundó en la sección 3.1.2 y algunas de las consideraciones hechas a estas columnas para modelarlas con multiresortes.

En la Figura 4.8 se muestran las características generales de los dos especímenes considerados.

En cada una de estas secciones transversales, se consideraron 16 resortes en cada uno de los patines, 16 resortes en el alma, 24 resortes para el concreto no confinado y 36 resortes para el concreto confinado. Para el acero de refuerzo se consideraron 10 resortes.

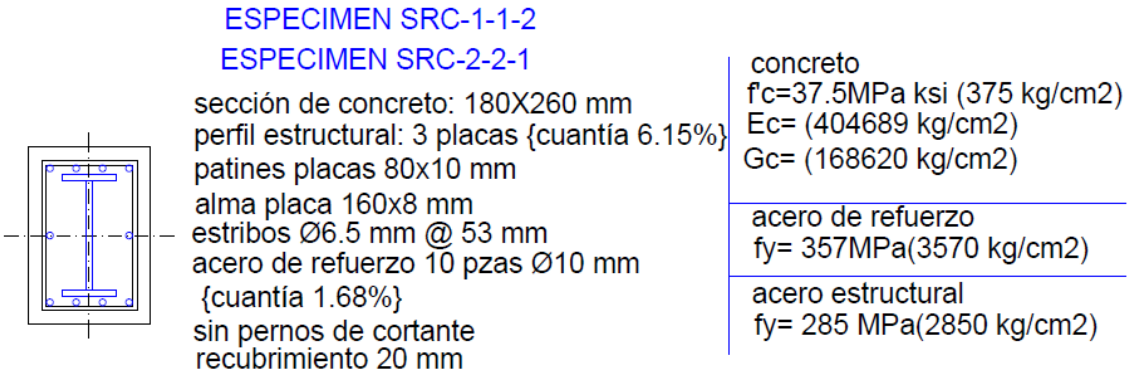


Figura 4.8 Características generales de las columnas seleccionadas para el estudio de la respuesta vía numérica, en la investigación de Chen

4.2.3 COLUMNAS DE LA INVESTIGACIÓN DE ZHU

En esta sección se presentan dos de las columnas de la investigación de Zhu de las que se abundó en la sección 3.1.3 y algunas de las consideraciones hechas a estas columnas para modelarlas con multiresortes.

En la Figura 4.9 se muestran las características generales de los dos especímenes considerados.

En cada una de estas secciones transversales, se consideraron 16 resortes en cada uno de los patines, 16 resortes en el alma, 24 resortes para el concreto no confinado y 36 resortes para el concreto confinado. Para el acero de refuerzo en un caso se consideraron 12 resortes y en otro caso 4 resortes.

4.3 COMPARACIONES EN LA ETAPA ELÁSTICA

Una vez que se determinaron los parámetros del modelo multiresortes, se desarrollaron modelos numéricos de cada una de las columnas estudiadas, se consideró la carga axial y la historia de desplazamientos que se presentaron en el Capítulo 3. Con la información generada se realizaron las comparaciones de la respuesta en términos del desplazamiento en la parte superior de la columna y la carga lateral asociada a ese desplazamiento. Para la etapa elástica en el rango de ductilidades (denotadas con μ) entre μ=0.2 a μ=1.0 .

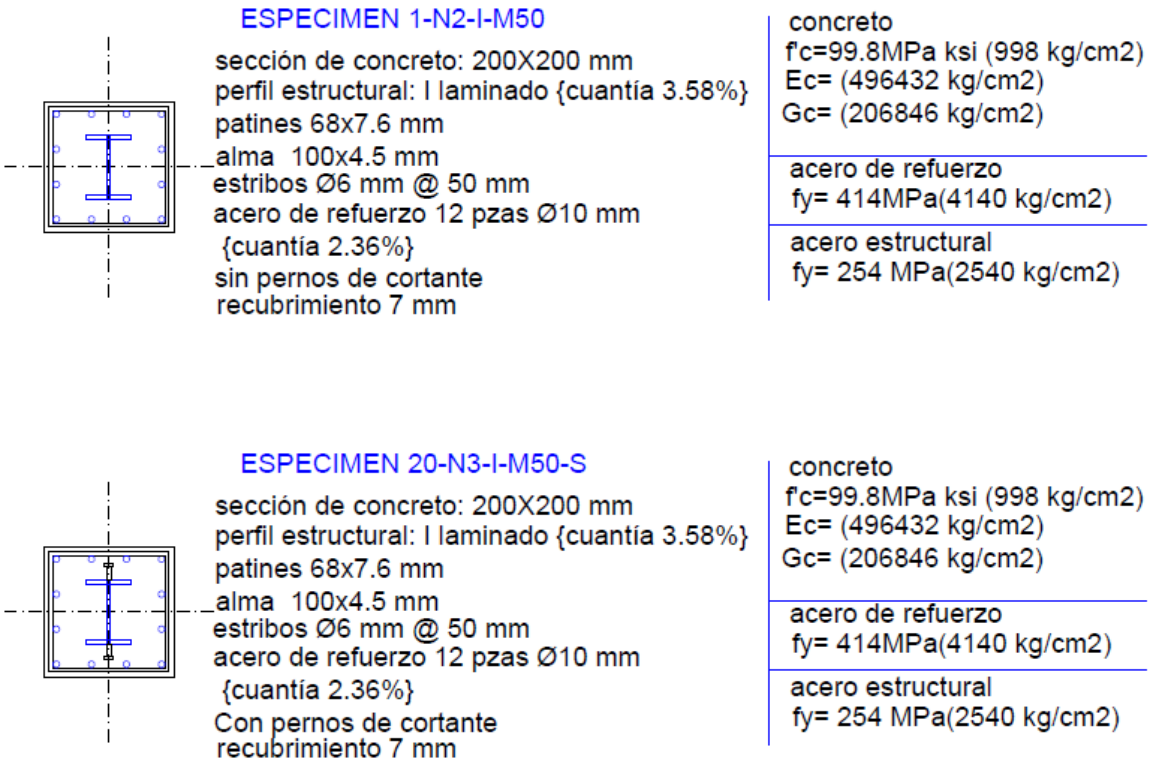


Figura 4.9 Características generales de las columnas seleccionadas para el estudio de la respuesta vía numérica, en la investigación de Zhu

4.3.1 COMPARACIONES EN LAS COLUMNAS DE LA INVESTIGACIÓN DE RICLES

A partir de los especímenes de columnas compuestas tipo SRC ensayados por Ricles, se tiene datos de las fuerzas laterales requeridas para alcanzar unos desplazamientos laterales en la parte superior de la columna que corresponden a una fracción de la ductilidad de fluencia μy.

Con los resultados de los análisis numéricos se pueden obtener las fuerzas laterales (indicados con H, en la tabla y expresados en kN) que corresponden a los desplazamientos que actúan la parte superior de la columna (indicados con Δ, en la tabla y expresados en mm) y se comparan con los medidos por Ricles. Usando la primera calibración, en la Tabla 4.1 se comparan los resultados del espécimen 5. En la Tabla 4.2 se comparan los resultados del espécimen 6. En la Tabla 4.3 se comparan los resultados del espécimen 8.

En las tablas existe una columna en la que se determina la diferencia en las rigideces de la investigación de Ricles (R_{Ricles}) y la rigidez del modelo multiresortes ($R_{multiresortes}$) esta diferencia se calcula como:

$$\boldsymbol{diferencia} = \frac{\boldsymbol{R_{multiresortes} - R_{Ricles}}}{\boldsymbol{R_{Ricles}}} \qquad \textbf{(4.1)}$$

Tabla 4.1 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 5 (primera calibración)

Ductilidad μ	Espécimen 5 de Ricles			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
0.2	3.05	77.50	25.42	3.05	78.65	25.80	**1.5**
0.4	7.37	154.10	20.92	7.37	147.64	20.04	-4.2
0.6	14.99	231.59	15.45	14.99	216.45	14.44	**-6.5**
0.8	21.59	278.36	12.89	21.59	260.19	12.05	-6.5
1.0	25.40	297.51	11.71	25.40	279.78	11.02	-6.0

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 5 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -6.5% al 1.5%.

En la tabla anterior se resalta el valor máximo comparado, el cual se sombrea con un color naranja. También se resalta el valor mínimo comparado, el cual se sombrea con un color azul. En la columna de los errores se resaltan los máximos y mínimos con el número en **negritas.**

Tabla 4.2 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 6 (primera calibración)

Ductilidad μ	Espécimen 6 de Ricles			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
0.2	2.79	70.37	25.19	2.79	41.24	14.76	**-41.4**
0.4	8.13	142.52	17.53	8.13	99.90	12.29	-29.9
0.6	13.46	211.11	15.68	13.46	134.50	9.99	-36.3
0.8	22.61	271.68	12.02	22.61	197.30	8.73	**-27.4**
1.0	23.37	280.59	12.01	23.37	201.75	8.63	-28.1

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 6 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -41.4% al -27.4%.

Tabla 4.3 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 8 (primera calibración)

Ductilidad μ	Espécimen 8 de Ricles			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
0.2	5.23	83.46	15.95	5.23	82.26	15.72	**-1.4**
0.4	6.35	164.34	25.88	6.35	99.67	15.67	**-39.3**
0.6	15.70	240.50	15.32	15.70	197.12	12.56	-18.0
0.8	20.57	335.81	16.32	20.57	237.38	11.54	-29.3
1.0	26.16	374.11	14.30	26.16	284.33	10.87	-24.0

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 8 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -39.3% al -1.4%.

De manera adicional, para el espécimen 5 de la investigación de Ricles se exploraron los resultados que puede proporcionar el modelo multiresortes, al incluir el efecto de los esfuerzos residuales en el perfil estructural de acuerdo con el patrón Lehigh presentado en la sección 2.6 de este documento. En la Tabla 4.4 se comparan los resultados del espécimen 5.

Por ejemplo para un perfil de acero estructural con sección W como se puede ver en la Figura 4.10, si el patín se divide en siete segmentos de igual área, y aplicando el patrón Lehigh, se tiene que el segmento a, tiene presente el máximo esfuerzo residual a compresión por lo que el esfuerzo resistente a tensión alcanza un máximo y es mayor que el esfuerzo de tensión de una sección en la que no se han considerado esfuerzos residuales, al mismo tiempo el esfuerzo resistente a compresión alcanza un mínimo, y es menor que el esfuerzo de compresión de una sección en la que no se han considerado esfuerzos residuales. En el segmento b, tiene un esfuerzo residual a compresión intermedio por lo que el esfuerzo resistente a tensión es mayor que el esfuerzo de tensión de una sección en la que no se han considerado esfuerzos residuales y al mismo tiempo el esfuerzo resistente a compresión es menor. En el segmento c, tiene un esfuerzo residual a tensión intermedio por lo que el esfuerzo resistente a compresión es mayor que el esfuerzo de compresión de una sección en la que no se han considerado esfuerzos residuales y al mismo tiempo el esfuerzo resistente a tensión es menor.

Finalmente, en el segmento d tiene el máximo esfuerzo residual a tensión por lo que el esfuerzo resistente a compresión alcanza un máximo, y es mayor que el esfuerzo de compresión de una sección en la que no se han considerado esfuerzos residuales y al mismo tiempo el esfuerzo resistente a tensión alcanza un mínimo y es menor que el esfuerzo de compresión de una sección en la que no se han considerado esfuerzos residuales. Para el patrón Lehigh el alma tiene los esfuerzos del segmento d del patín.

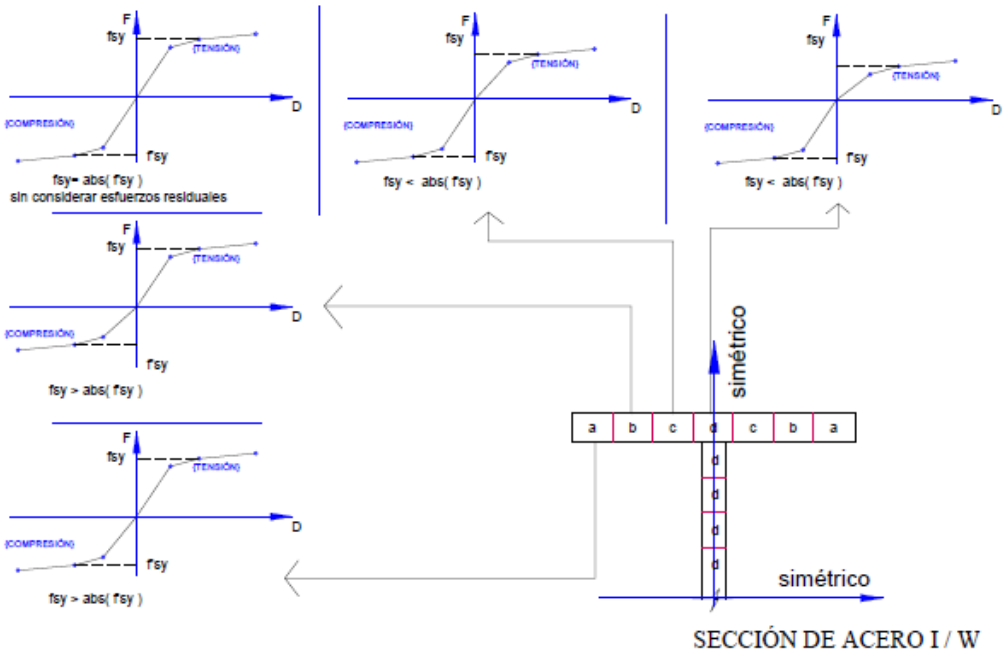


Figura 4.10. Esfuerzos residuales en un perfil de acero estructural con sección W, donde el patín se divide en 7 segmentos

Tabla 4.4 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 5. Se incluye el efecto de los esfuerzos residuales (primera calibración)

Ductilidad μ	Espécimen 5 de Ricles			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
0.2	3.05	77.50	25.42	3.05	79.50	26.08	**2.6**
0.4	7.37	154.10	20.92	7.37	148.58	20.17	-3.6
0.6	14.99	231.59	15.45	14.99	216.90	14.47	**-6.3**
0.8	21.59	278.36	12.89	21.59	263.48	12.20	-5.3
1.0	25.40	297.51	11.71	25.40	282.86	11.14	-4.9

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 5 de la columna compuesta, que incluye el efecto de los esfuerzos residuales, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -6.3% al 2.6%.

Un valor negativo en el error indica que el modelo multiresortes no alcanzo el valor de la rigidez del espécimen ensayando en laboratorio. Un valor positivo en el error indica que el modelo multiresortes superó el valor de la rigidez del espécimen ensayando en laboratorio.

El coeficiente de variación (CV) es una medida estadística que indica la dispersión de un conjunto de datos en relación a su media. Este coeficiente es útil para comparar la variabilidad entre diferentes conjuntos de datos, ya que permite evaluar qué tan dispersos están los datos respecto a su promedio. Para las comparaciones de la rigidez de las columnas del estudio de Ricles se muestran en la Tabla 4.5, los coeficientes de variación de las diferencias de la rigidez en las que el modelo multiresortes incluye la primera calibración de parámetros.

Tabla 4.5 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Ricles usando el modelo multiresortes con la primera calibración de parámetros

Medida Estadística	espécimen 5	espécimen 6	espécimen 8	espécimen 5 con E.R.
	[%]	[%]	[%]	[%]
Media	-4.34	-32.61	-19.72	-3.52
Desviación Estándar	3.4	6.04	11.00	3.56
Coeficiente de Variación (CV)	-78	**-19**	-56	101

En la tabla anterior sólo el espécimen 6 presenta un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que para este espécimen las diferencias obtenidas son homogéneas y en los otros especímenes son heterogéneos.

Usando la segunda calibración, en la Tabla 4.6 se comparan los resultados del espécimen 5. En la Tabla 4.7 se comparan los resultados del espécimen 6. En la Tabla 4.8 se comparan los resultados del espécimen 8. En la Tabla 4.9 se comparan los resultados del espécimen 5 que incluye esfuerzos residuales en el acero del perfil estructural.

Tabla 4.6 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 5 (segunda calibración)

Ductilidad μ	**Espécimen 5 de Ricles**			**Modelo multiresortes**			**Diferencia en la rigidez lateral**
	Δ	**H**	**Rigidez lateral**	**Δ**	**H**	**Rigidez lateral**	
	[mm]	**[kN]**	**[kN/mm]**	**[mm]**	**[kN]**	**[kN/mm]**	**[%]**
0.2	3.05	77.50	25.42	3.05	78.65	25.80	**1.5**
0.4	7.37	154.10	20.92	7.37	147.64	20.04	-4.2
0.6	14.99	231.59	15.45	14.99	207.95	13.88	-10.2
0.8	21.59	278.36	12.89	21.59	227.27	10.53	-18.4
1.0	25.40	297.51	11.71	25.40	231.86	9.13	**-22.1**

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 5 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -22.1% al 1.5%.

Tabla 4.7 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 6 (segunda calibración)

Ductilidad μ	Espécimen 6 de Ricles			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
0.2	2.79	70.37	25.19	2.79	41.24	14.76	**-41.4**
0.4	8.13	142.52	17.53	8.13	99.90	12.29	**-29.9**
0.6	13.46	211.11	15.68	13.46	134.50	9.99	-36.3
0.8	22.61	271.68	12.02	22.61	177.17	7.84	-34.8
1.0	23.37	280.59	12.01	23.37	177.17	7.58	-36.9

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 6 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -41.4% al -29.9%.

Tabla 4.8 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 8 (segunda calibración)

Ductilidad μ	Espécimen 8 de Ricles			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
0.2	5.23	83.46	15.95	5.23	82.26	15.72	**-1.4**
0.4	6.35	164.34	25.88	6.35	99.67	15.70	**-39.3**
0.6	15.70	240.50	15.32	15.70	197.03	12.55	-18.1
0.8	20.57	335.81	16.32	20.57	224.29	10.90	-33.2
1.0	26.16	374.11	14.30	26.16	249.41	9.53	-33.3

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 8 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -39.3% al -1.4%.

Tabla 4.9 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 5. Se incluye el efecto de los esfuerzos residuales (segunda calibración)

Ductilidad μ	Espécimen 5 de Ricles			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
0.2	3.05	77.50	25.42	3.05	79.50	26.08	2.6
0.4	7.37	154.10	20.92	7.37	148.58	20.17	-3.6
0.6	14.99	231.59	15.45	14.99	207.86	13.87	-10.3
0.8	21.59	278.36	12.89	21.59	227.05	10.52	-18.4
1.0	25.40	297.51	11.71	25.40	231.15	9.10	-22.3

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 5 de la columna compuesta, que incluye el efecto de los esfuerzos residuales, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -6.3% al 2.6%.

Para las comparaciones de la rigidez de las columnas del estudio de Ricles se muestran en la Tabla 4.10, los coeficientes de variación de las diferencias de la rigidez en las que el modelo multiresortes incluye la segunda calibración de parámetros.

Tabla 4.10 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Ricles usando el modelo multiresortes con la segunda calibración de parámetros

Medida Estadística	espécimen 5	espécimen 6	espécimen 8	espécimen 5 con E.R.
	[%]	[%]	[%]	[%]
Media	-10.67	-35.85	-25.08	-10.40
Desviación Estándar	9.73	4.13	15.38	10.26
Coeficiente de Variación (CV)	-91	**-12**	-61	-99

En la tabla anterior sólo el espécimen 6 presenta un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que para este espécimen las diferencias obtenidas son homogéneas y en los otros especímenes son heterogéneos.

Usando la tercera calibración, en la Tabla 4.11 se comparan los resultados del espécimen 5. En la Tabla 4.12 se comparan los resultados del espécimen 6. En la Tabla 4.13 se comparan los resultados del espécimen 8. En la Tabla 4.14 se comparan los resultados del espécimen 5 que incluye esfuerzos residuales en el acero del perfil estructural.

Tabla 4.11 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 5 (tercera calibración)

Ductilidad μ	Espécimen 5 de Ricles			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
0.2	3.05	77.50	25.42	3.05	56.96	18.69	-26.5
0.4	7.37	154.10	20.92	7.37	112.15	15.22	**-27.2**
0.6	14.99	231.59	15.45	14.99	189.51	12.65	-18.2
0.8	21.59	278.36	12.89	21.59	242.33	11.22	-12.9
1.0	25.40	297.51	11.71	25.40	275.37	10.84	**-7.4**

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 5 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -27.2% al -7.4%.

Tabla 4.12 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 6 (tercera calibración)

Ductilidad μ	Espécimen 6 de Ricles			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
0.2	2.79	70.37	25.19	2.79	52.29	18.71	**-25.7**
0.4	8.13	142.52	17.53	8.13	123.72	15.22	-13.2
0.6	13.46	211.11	15.68	13.46	177.75	13.20	-15.8
0.8	22.61	271.68	12.02	22.61	251.24	11.11	**-7.5**
1.0	23.37	280.59	12.01	23.37	258.45	11.06	-7.9

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 6 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -25.7% al -7.5%.

Tabla 4.13 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 8 (tercera calibración)

Ductilidad μ	Espécimen 8 de Ricles			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
0.2	5.23	83.46	15.95	5.23	82.08	15.69	**-1.7**
0.4	6.35	164.34	25.88	6.35	97.63	15.37	**-40.6**
0.6	15.70	240.50	15.32	15.70	194.85	12.41	-19.0
0.8	20.57	335.81	16.32	20.57	233.91	11.37	-30.3
1.0	26.16	374.11	14.30	26.16	281.57	10.76	-24.7

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 8 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -40.6% al -1.7%.

Tabla 4.14 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles en el espécimen 5. Se incluye el efecto de los esfuerzos residuales (tercera calibración)

Ductilidad μ	Espécimen 5 de Ricles			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
0.2	3.05	77.50	25.42	3.05	56.96	18.69	-26.5
0.4	7.37	154.10	20.92	7.37	112.15	15.22	**-27.2**
0.6	14.99	231.59	15.45	14.99	189.51	12.65	-18.2
0.8	21.59	278.36	12.89	21.59	242.33	11.22	-12.9
1.0	25.40	297.51	11.71	25.40	275.37	10.84	**-7.4**

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 5 de la columna compuesta que incluye el efecto de los esfuerzos residuales, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -27.2% al -7.4%.

Para las comparaciones de la rigidez de las columnas del estudio de Ricles se muestran en la Tabla 4.15, los coeficientes de variación de las diferencias de la rigidez en las que el modelo multiresortes incluye la tercera calibración de parámetros.

Tabla 4.15 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Ricles usando el modelo multiresortes con la tercera calibración de parámetros

Medida Estadística	espécimen 5	espécimen 6	espécimen 8	espécimen 5 con E.R.
	[%]	[%]	[%]	[%]
Media	-18.46	-14.02	-23.26	-18.46
Desviación Estándar	8.56	7.42	14.47	8.56
Coeficiente de Variación (CV)	-46	-53	-62	-46

En la tabla anterior ninguno de los especímenes presenta un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que las diferencias obtenidas son heterogéneas.

4.3.2 COMPARACIONES EN LAS COLUMNAS DE LA INVESTIGACIÓN DE CHEN

A partir de los especímenes de columnas compuestas tipo SRC ensayados por Chen, se tiene datos de las fuerzas laterales requeridas para alcanzar unos desplazamientos laterales en la parte superior de la columna que corresponden a una fracción de la ductilidad de fluencia μy.

Con los resultados de los análisis numéricos se pueden obtener las fuerzas laterales que corresponden a los desplazamientos que actúan la parte superior de la columna y se comparan con los medidos por Chen. Usando la primera calibración, en la Tabla 4.16 se comparan los resultados del espécimen SRC 1-1-2. En la Tabla 4.17 se comparan los resultados del espécimen SRC 2-2-1.

Tabla 4.16 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Chen en el espécimen SRC 1-1-2 (primera calibración)

Ductilidad μ	Espécimen SRC 1-1-2 de Chen			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
0.2	1.84	40.00	21.74	1.84	34.65	18.83	**-13.4**
0.4	3.68	70.00	19.02	3.68	62.57	17.00	-10.6
0.6	5.52	78.00	14.13	5.52	90.69	16.43	16.3
0.8	7.36	110.00	14.95	7.36	119.13	16.19	8.3
1.0	9.21	122.50	13.30	9.21	147.21	15.98	**20.2**

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen SRC 1-1-2 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -13.4% y 20.2%.

Tabla 4.17 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Chen en el espécimen SRC 2-2-1 (primera calibración)

Ductilidad μ	Espécimen SRC 2-2-1 de Chen			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
0.2	1.45	24.99	17.23	1.45	27.98	19.30	**12.0**
0.4	2.90	49.50	17.07	2.90	53.97	18.61	9.0
0.6	4.36	73.54	16.87	4.36	76.75	17.60	4.4
0.8	5.81	97.10	16.71	5.81	100.24	17.25	**3.2**
1.0	7.27	119.00	16.37	7.27	123.58	17.00	3.8

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen SRC 2-2-1, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico resultaron con diferencias en el rango de 3.2% y 12.0%.

Para las comparaciones de la rigidez de las columnas del estudio de Chen se muestran en la Tabla 4.18, los coeficientes de variación de las diferencias de la rigidez en las que el modelo multiresortes incluye la primera calibración de parámetros.

Tabla 4.18 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Chen usando el modelo multiresortes con la primera calibración de parámetros

Medida Estadística	espécimen **SRC 1-1-2**	espécimen **SRC 2-2-1**
	[%]	[%]
Media	4.15	6.49
Desviación Estándar	15.38	3.82
Coeficiente de Variación (CV)	371	59

En la tabla anterior ninguno de los especímenes presenta un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que las diferencias obtenidas son heterogéneas.

Usando la segunda calibración, en la Tabla 4.19 se comparan los resultados del espécimen SRC 1-1-2. En la Tabla 4.20 se comparan los resultados del espécimen SRC 2-2-1.

Tabla 4.19 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Chen en el espécimen SRC 1-1-2 (segunda calibración)

Ductilidad μ	**Espécimen SRC 1-1-2 de Chen**			**Modelo multiresortes**			**Diferencia en la rigidez lateral**
	Δ	**H**	**Rigidez lateral**	**Δ**	**H**	**Rigidez lateral**	
	[mm]	**[kN]**	**[kN/mm]**	**[mm]**	**[kN]**	**[kN/mm]**	**[%]**
0.2	1.84	40.00	21.74	1.84	32.18	17.49	**-19.6**
0.4	3.68	70.00	19.02	3.68	57.12	15.52	-18.4
0.6	5.52	78.00	14.13	5.52	77.87	14.11	**-0.2**
0.8	7.36	110.00	14.95	7.36	98.29	13.35	-10.6
1.0	9.21	122.50	13.30	9.21	118.30	12.84	-3.4

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen SRC 1-1-2 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -19.6% y -0.2%.

Tabla 4.20 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Chen en el espécimen SRC 2-2-1 (segunda calibración)

Ductilidad μ	Espécimen SRC 2-2-1 de Chen			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
0.2	1.45	24.99	17.23	1.45	27.98	19.30	**12.0**
0.4	2.90	49.50	17.07	2.90	53.97	18.61	9.0
0.6	4.36	73.54	16.87	4.36	76.75	17.60	4.4
0.8	5.81	97.10	16.71	5.81	100.24	17.25	**3.2**
1.0	7.27	119.00	16.37	7.27	123.58	17.00	3.8

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen SRC 2-2-1 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de 3.2% y 12.0%.

Para las comparaciones de la rigidez de las columnas del estudio de Chen se muestran en la Tabla 4.21, los coeficientes de variación de las diferencias de la rigidez en las que el modelo multiresortes incluye la segunda calibración de parámetros.

Tabla 4.21 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Chen usando el modelo multiresortes con la segunda calibración de parámetros

Medida Estadística	espécimen **SRC 1-1-2**	espécimen **SRC 2-2-1**
	[%]	[%]
Media	-10.44	6.49
Desviación Estándar	8.68	3.82
Coeficiente de Variación (CV)	-83	59

En la tabla anterior ninguno de los especímenes presenta un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que las diferencias obtenidas son heterogéneas.

Usando la tercera calibración, en la Tabla 4.22 se comparan los resultados del espécimen SRC 1-1-2. En la Tabla 4.23 se comparan los resultados del espécimen SRC 2-2-1.

Tabla 4.22 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Chen en el espécimen SRC 1-1-2 (tercera calibración)

Ductilidad μ	Espécimen SRC 1-1-2 de Chen			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
0.2	1.84	40.00	21.74	1.84	34.80	18.91	**-13.0**
0.4	3.68	70.00	19.02	3.68	62.65	17.02	-10.5
0.6	5.52	78.00	14.13	5.52	90.72	16.43	16.3
0.8	7.36	110.00	14.95	7.36	119.17	16.19	8.3
1.0	9.21	122.50	13.30	9.21	146.92	15.95	**19.9**

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen SRC 1-1-2 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -13.0% y 19.9%.

Tabla 4.23 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Chen en el espécimen SRC 2-2-1 (tercera calibración)

Ductilidad μ	Espécimen SRC 2-2-1 de Chen			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
0.2	1.45	24.99	17.23	1.45	27.99	19.30	**12.0**
0.4	2.90	49.50	17.07	2.90	53.48	18.44	8.0
0.6	4.36	73.54	16.87	4.36	76.61	17.57	4.2
0.8	5.81	97.10	16.71	5.81	99.99	17.21	**3.0**
1.0	7.27	119.00	16.37	7.27	123.34	16.97	3.6

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen SRC 2-2-1 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de 3.0% y 12.0%.

Para las comparaciones de la rigidez de las columnas del estudio de Chen se muestran en la Tabla 4.24, los coeficientes de variación de las diferencias de la rigidez en las que el modelo multiresortes incluye la tercera calibración de parámetros.

Tabla 4.24 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Chen usando el modelo multiresortes con la tercera calibración de parámetros

Medida Estadística	espécimen **SRC 1-1-2**	espécimen **SRC 2-2-1**
	[%]	[%]
Media	4.22	6.17
Desviación Estándar	15.19	3.81
Coeficiente de Variación (CV)	360	62

En la tabla anterior ninguno de los especímenes presenta un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que las diferencias obtenidas son heterogéneas.

4.3.3 COMPARACIONES EN LAS COLUMNAS DE LA INVESTIGACIÓN DE ZHU

A partir de los especímenes de columnas compuestas tipo SRC ensayados por Zhu, se tiene datos de las fuerzas laterales requeridas para alcanzar unos desplazamientos laterales en la parte superior de la columna que corresponden a una fracción de la ductilidad de fluencia μy.

Con los resultados de los análisis numéricos se pueden obtener las fuerzas laterales que corresponden a los desplazamientos que actúan la parte superior de la columna y se comparan con los medidos por Zhu. Usando la primera calibración, en la Tabla 4.25 se comparan los resultados del espécimen 1-N2-I-M50. En la Tabla 4.26 se comparan los resultados del espécimen 20-N3-I-M50-S.

Tabla 4.25 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Zhu en el espécimen 1-N2-I-M50 (primera calibración)

Ductilidad μ	**Espécimen 1-N2-I-M50 de Zhu**			**Modelo multiresortes**			**Diferencia en la rigidez lateral**
	Δ	**H**	**Rigidez lateral**	**Δ**	**H**	**Rigidez lateral**	
	[mm]	**[kN]**	**[kN/mm]**	**[mm]**	**[kN]**	**[kN/mm]**	**[%]**
0.2	0.74	53.30	72.03	0.74	35.45	47.91	**-33.5**
0.4	1.48	100.00	67.57	1.48	47.66	32.20	**-52.3**
0.6	2.22	116.66	52.55	2.22	58.27	26.25	-50.1%
0.8	2.96	146.00	49.32	2.96	70.74	23.90	-51.5%
1.0	3.70	153.00	41.35	3.70	82.22	22.22	-46.3%

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 1-N2-I-M50 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -52.3% y -33.5%.

Tabla 4.26 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Zhu en el espécimen 20-N3-I-M50-S (primera calibración)

Ductilidad μ	Espécimen 20-N3-I-M50-S de Zhu			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
0.2	0.78	40.00	51.28	0.78	37.88	48.56	**-5.3**%
0.4	1.56	86.00	55.13	1.56	54.74	35.09	-36.3%
0.6	2.34	114.00	48.72	2.34	73.14	31.26	-35.8%
0.8	3.12	150.00	48.08	3.12	86.66	27.78	**-42.2%**
1.0	3.90	166.60	42.72	3.90	101.76	26.09	-38.9%

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 20-N3-I-M50-S de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -42.2% y -5.3%.

Para las comparaciones de la rigidez de las columnas del estudio de Zhu se muestran en la Tabla 4.27, los coeficientes de variación de las diferencias de la rigidez en las que el modelo multiresortes incluye la primera calibración de parámetros.

Tabla 4.27 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Chen usando el modelo multiresortes con la primera calibración de parámetros

Medida Estadística	espécimen **1-N2-I-M50**	espécimen **20-N3-I-M50-S**
	[%]	[%]
Media	-46.74	-31.73
Desviación Estándar	7.77	14.99
Coeficiente de Variación (CV)	**17**	47

En la tabla anterior el espécimen 1-N2-I-M50 presenta un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que las diferencias obtenidas son homogéneas, el otro espécimen tiene diferencias heterogéneas.

Usando la segunda calibración, en la Tabla 4.28 se comparan los resultados del espécimen 1-N2-I-M50. En la Tabla 4.29 se comparan los resultados del espécimen 20-N3-I-M50-S.

Tabla 4.28 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Zhu en el espécimen 1-N2-I-M50 (segunda calibración)

Ductilidad μ	Espécimen 1-N2-I-M50 de Zhu			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
0.2	0.74	53.30	72.03	0.74	35.31	47.72	**-33.8%**
0.4	1.48	100.00	67.57	1.48	43.72	29.54	**-56.3%**
0.6	2.22	116.66	52.55	2.22	54.81	24.69	-53.0%
0.8	2.96	146.00	49.32	2.96	65.52	22.14	-55.1%
1.0	3.70	153.00	41.35	3.70	69.30	18.73	-54.7%

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 1-N2-I-M50 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -56.3% y -33.8%.

Tabla 4.29 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Zhu en el espécimen 20-N3-I-M50-S (segunda calibración)

Ductilidad μ	Espécimen 20-N3-I-M50-S de Zhu			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
0.2	0.78	40.00	51.28	0.78	37.54	48.13	**-6.2%**
0.4	1.56	86.00	55.13	1.56	53.50	34.29	-37.8%
0.6	2.34	114.00	48.72	2.34	69.85	29.85	-38.7%
0.8	3.12	150.00	48.08	3.12	80.81	25.90	**-46.1%**
1.0	3.90	166.60	42.72	3.90	91.34	23.42	-45.2%

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 20-N3-I-M50-S de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -46.1% y -6.2%.

Para las comparaciones de la rigidez de las columnas del estudio de Zhu se muestran en la Tabla 4.30, los coeficientes de variación de las diferencias de la rigidez en las que el modelo multiresortes incluye la segunda calibración de parámetros.

Tabla 4.30 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Chen usando el modelo multiresortes con la segunda calibración de parámetros

Medida Estadística	espécimen **1-N2-I-M50**	espécimen **20-N3-I-M50-S**
	[%]	[%]
Media	-50.58	-34.79
Desviación Estándar	9.48	16.44
Coeficiente de Variación (CV)	**-19**	-47

En la tabla anterior el espécimen 1-N2-I-M50 presenta un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que las diferencias obtenidas son homogéneas, el otro espécimen tiene diferencias heterogéneas.

Usando la tercera calibración, en la Tabla 4.31 se comparan los resultados del espécimen 1-N2-I-M50. En la Tabla 4.32 se comparan los resultados del espécimen 20-N3-I-M50-S.

Tabla 4.31 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Zhu en el espécimen 1-N2-I-M50 (tercera calibración)

Ductilidad μ	**Espécimen 1-N2-I-M50 de Zhu**			**Modelo multiresortes**			**Diferencia en la rigidez lateral**
	Δ	**H**	**Rigidez lateral**	**Δ**	**H**	**Rigidez lateral**	
	[mm]	**[kN]**	**[kN/mm]**	**[mm]**	**[kN]**	**[kN/mm]**	**[%]**
0.2	0.74	53.30	72.03	0.74	35.73	48.28	**-33.0%**
0.4	1.48	100.00	67.57	1.48	45.51	30.75	**-54.5%**
0.6	2.22	116.66	52.55	2.22	58.32	26.27	-50.0%
0.8	2.96	146.00	49.32	2.96	70.73	23.90	-51.6%
1.0	3.70	153.00	41.35	3.70	82.28	22.24	-46.2%

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 1-N2-I-M50 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -54.5% y -33.0%.

Tabla 4.32 Comparativa de los resultados en la etapa elástica del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Zhu en el espécimen 20-N3-I-M50-S (tercera calibración)

Ductilidad μ	Espécimen 20-N3-I-M50-S de Zhu			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
0.2	0.78	40.00	51.28	0.78	37.78	48.44	**-5.5%**
0.4	1.56	86.00	55.13	1.56	55.00	35.26	-36.0%
0.6	2.34	114.00	48.72	2.34	73.72	31.50	-35.3%
0.8	3.12	150.00	48.08	3.12	86.26	27.65	**-42.5%**
1.0	3.90	166.60	42.72	3.90	102.31	26.23	-38.6%

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 20-N3-I-M50-S de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la parte elástica que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -42.5% y -5.5%.

Para las comparaciones de la rigidez de las columnas del estudio de Zhu se muestran en la Tabla 4.33, los coeficientes de variación de las diferencias de la rigidez en las que el modelo multiresortes incluye la segunda calibración de parámetros.

Tabla 4.33 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Chen usando el modelo multiresortes con la tercera calibración de parámetros

Medida Estadística	espécimen **1-N2-I-M50**	espécimen **20-N3-I-M50-S**
	[%]	[%]
Media	-47.05	-31.60
Desviación Estándar	8.42	14.83
Coeficiente de Variación (CV)	**-18**	-47

En la tabla anterior el espécimen 1-N2-I-M50 presenta un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que las diferencias obtenidas son homogéneas, el otro espécimen tiene diferencias heterogéneas.

4.4 COMPARACIONES EN LA ETAPA NO LINEAL

De manera análoga a como se realizaron las comparaciones en la sección anterior, a partir de los especímenes de columnas compuestas tipo SRC presentadas en el Capítulo 3, se tiene datos de las fuerzas laterales requeridas para alcanzar unos desplazamientos laterales en la parte superior de la columna que corresponden a ductilidades mayores a las de fluencia μy. Con la información generada se realizaron las comparaciones de la respuesta en términos del desplazamiento en la parte superior de la columna y la carga lateral asociada a ese desplazamiento. Para la etapa no lineal en el rango de $\mu>1.0$ a $\mu=6.0$.

-

4.4.1 COMPARACIONES EN LAS COLUMNAS DE LA INVESTIGACIÓN DE RICLES

Para los especímenes de columnas compuestas tipo SRC ensayados por Ricles, se tiene datos de las fuerzas laterales requeridas para alcanzar unos desplazamientos laterales en la parte superior de la columna que corresponden a ductilidades mayores a las de fluencia μy. Usando la cuarta calibración de parámetros en el modelo multiresortes, en la Figura 4.11, Figura 4.12 y Figura 4.13, se ejemplifican los lazos de histéresis obtenidos para el espécimen 5, espécimen 6 y espécimen 8, respectivamente; así como los valores de la fuerza lateral H en los ciclos de desplazamientos cuya magnitud es superior al desplazamiento de fluencia Δy. Dado que la investigación de Ricles se publicó en unidades inglesas, en algunas imágenes o tablas pueden aparecer como unidades de longitud pulgadas y como unidades de fuerza kips.

En la Tabla 4.34 se comparan los resultados del espécimen 5. En la Tabla 4.35 se comparan los resultados del espécimen 6. En la Tabla 4.36 se comparan los resultados del espécimen 8.

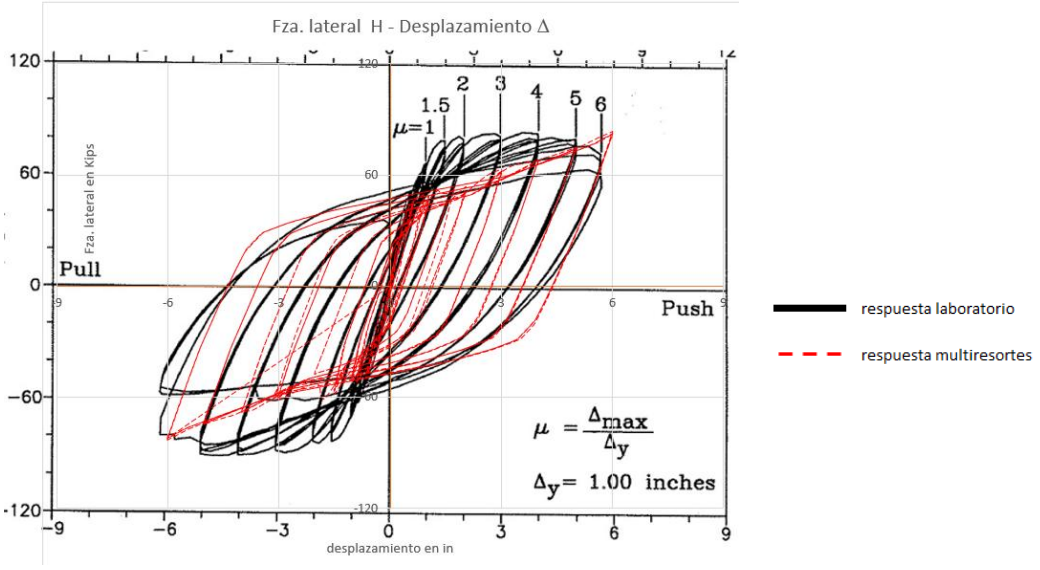


Figura 4.11. Comparación de la respuesta para el espécimen 5. Entre los resultados medidos por Ricles y los resultados obtenidos de manera analítica con el modelo multiresortes.

Tabla 4.34 Comparativa de los resultados en la etapa no lineal del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles para el espécimen 5

Ductilidad μ	Espécimen 5 de Ricles			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
1.5	38.10	359.42	9.43	38.10	223.18	5.86	**-37.91**
2.0	50.80	367.88	7.24	50.80	236.63	4.66	-35.68
3.0	76.20	376.34	4.94	76.20	275.91	3.62	-26.69
4.0	101.60	377.23	3.71	101.60	304.01	2.99	-19.41
5.0	127.00	369.66	2.91	127.00	333.50	2.63	-9.78
6.0	152.40	350.95	2.30	152.40	371.66	2.44	**5.90**

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 5 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la etapa no lineal, que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -37.91% y 5.9%.

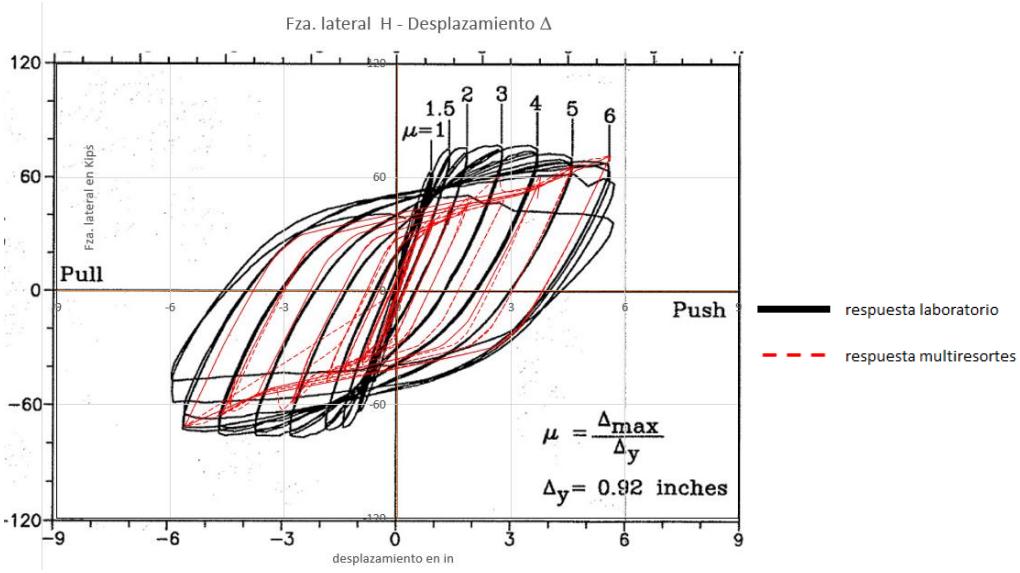


Figura 4.12. Comparación de la respuesta para el espécimen 6. Entre los resultados medidos por Ricles y los resultados obtenidos de manera analítica con el modelo multiresortes.

Tabla 4.35 Comparativa de los resultados en la etapa no lineal del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles para el espécimen 6

Ductilidad μ	Espécimen 6 de Ricles			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
1.5	35.05	320.67	9.15	35.05	201.44	5.75	**-37.18**
2.0	46.74	338.48	7.24	46.74	219.57	4.70	-35.13
3.0	70.10	345.16	4.92	70.10	242.64	3.46	-29.70
4.0	93.47	344.72	3.69	93.47	266.82	2.85	-22.60
5.0	116.84	325.57	2.79	116.84	294.21	2.52	-9.63
6.0	142.24	309.09	2.17	142.24	316.57	2.23	**2.42**

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 6 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la etapa no lineal, que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -37.2% y 2.4%.

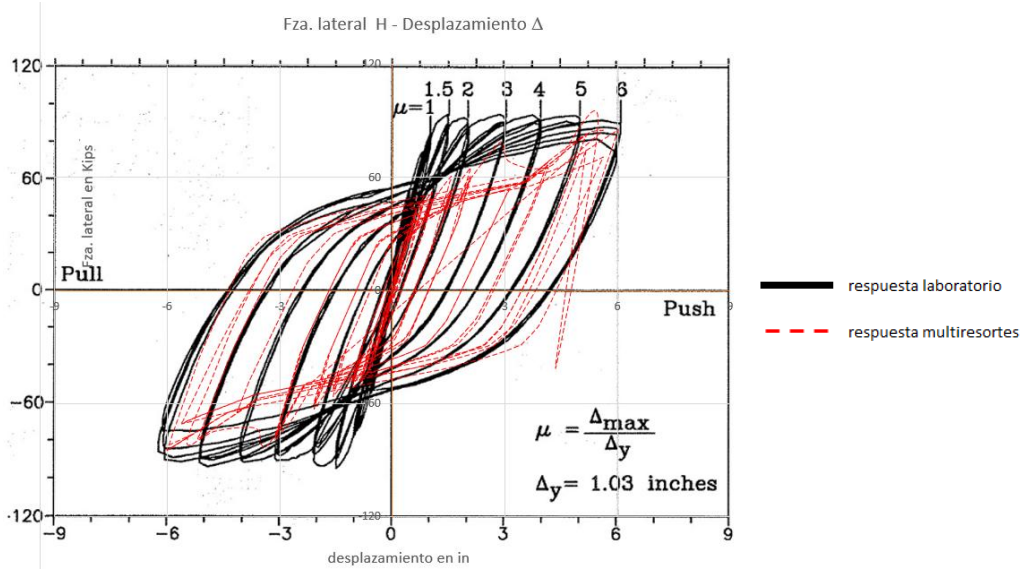


Figura 4.13. Comparación de la respuesta para el espécimen 8 . Entre los resultados medidos por Ricles y los resultados obtenidos de manera analítica con el modelo multiresortes.

Tabla 4.36 Comparativa de los resultados en la etapa no lineal del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles para el espécimen 8

Ductilidad μ	Espécimen 8 de Ricles			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
1.5	39.37	423.55	10.76	39.37	267.98	6.81	-36.73
2.0	52.32	394.16	7.53	52.32	287.76	5.50	-26.99
3.0	78.49	400.84	5.11	78.49	302.28	3.85	-24.59
4.0	104.65	407.07	3.89	104.65	294.57	2.81	-27.64
5.0	130.81	407.52	3.12	130.81	404.31	3.09	-0.79
6.0	156.97	408.85	2.60	156.97	379.64	2.42	-7.15

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 8 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la etapa no lineal, que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -36.7% al -0.80 %.

De la misma forma que se realizó para la etapa elástica, para el espécimen 5 de la investigación de Ricles se exploraron los resultados que puede proporcionar el modelo multiresortes, al incluir el efecto de los esfuerzos residuales en el perfil estructural de acuerdo con el patrón Lehigh presentado en la sección 2.6 de este documento. En la Tabla 4.37 se comparan los resultados del espécimen 5.

Tabla 4.37 Comparativa de los resultados en la etapa no lineal del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Ricles para el espécimen 5, se incluyen los efectos de los esfuerzos residuales.

Ductilidad μ	Espécimen 5 de Ricles			Modelo multiresortes con esfuerzos residuales			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
1.5	1.5	80.70	53.80	1.5	51.53	34.36	-36.1
2.0	2.0	82.60	41.30	2.0	52.47	26.24	**-36.5**
3.0	3.0	84.50	28.17	3.0	63.37	21.13	-25.0
4.0	4.0	84.70	21.18	4.0	68.31	17.08	-19.3
5.0	5.0	83.00	16.60	5.0	75.55	15.11	-9.0
6.0	6.0	78.80	13.13	6.0	84.01	14.00	**6.6**

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 5 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la etapa no lineal, que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -36.5% y 6.6%.

En la Figura 4.14, se ejemplifican los lazos de histéresis obtenidos para el espécimen 5 en el que se incluyó el efecto de los esfuerzos residuales; así como los valores de la fuerza lateral H en los ciclos de desplazamientos cuya magnitud es superior al desplazamiento de fluencia Δy.

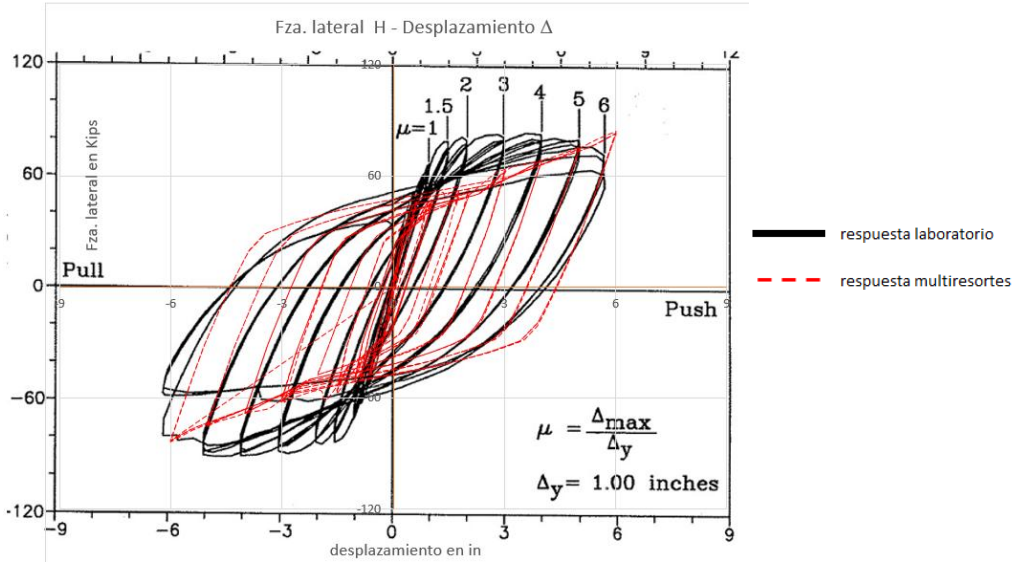


Figura 4.14.Comparación de la respuesta para el espécimen 5, con el efecto de los esfuerzos residuales. Entre los resultados medidos por Ricles y los resultados obtenidos de manera analítica con el modelo multiresortes.

Para las comparaciones de la rigidez de las columnas del estudio de Ricles se muestran en la Tabla 4.38, los coeficientes de variación de las diferencias de la rigidez en las que el modelo multiresortes incluye la cuarta calibración de parámetros.

Tabla 4.38 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Ricles usando el modelo multiresortes con la cuarta calibración de parámetros

Medida Estadística	espécimen 5	espécimen 6	espécimen 8	espécimen 5 con E.R.
	[%]	[%]	[%]	[%]
Media	-20.59	-21.97	-20.65	-19.89
Desviación Estándar	16.64	15.57	13.71	16.66
Coeficiente de Variación (CV)	-81	-71	-66	-84

En la tabla anterior ninguno de los especímenes presenta un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que las diferencias obtenidas son heterogéneas.

4.4.2 COMPARACIONES EN LAS COLUMNAS DE LA INVESTIGACIÓN DE CHEN

Para los especímenes de columnas compuestas tipo SRC ensayados por Chen, se tiene datos de las fuerzas laterales requeridas para alcanzar unos desplazamientos laterales en la parte superior de la columna que corresponden a ductilidades mayores a las de fluencia μy. En la Figura 4.15 y Figura 4.16, se ejemplifican los lazos de histéresis obtenidos para el espécimen SRC-1-1-2 y espécimen SRC-2-2-1, respectivamente; así como los valores de la fuerza lateral H en los ciclos de desplazamientos cuya magnitud es superior al desplazamiento de fluencia Δy.

En la Tabla 4.39 se comparan los resultados del espécimen SRC-1-1-2. En la Tabla 4.40 se comparan los resultados del espécimen SRC-2-2-1.

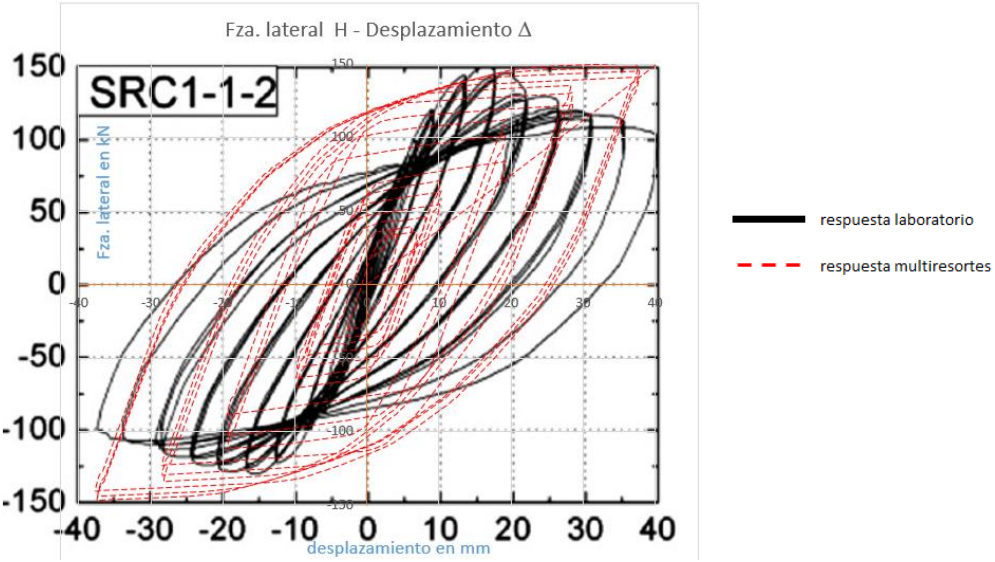


Figura 4.15. Comparación de la respuesta para el espécimen SRC-1-1-2 . Entre los resultados medidos por Chen y los resultados obtenidos de manera analítica con el modelo multiresortes.

Tabla 4.39 Comparativa de los resultados del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Chen para el espécimen SRC-1-1-2

Ductilidad μ	Espécimen SRC 1-1-2 de Chen			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
1.5	13.81	128.00	9.27	13.81	80.24	5.81	-37.3
2.0	18.42	150.00	8.14	18.42	83.40	4.53	**-44.4**
3.0	27.63	130.00	4.71	27.63	122.01	4.42	-6.1
4.0	36.84	117.0	3.18	36.84	141.06	3.83	20.6
4.34	40.00	137.61	3.44	40.00	151.23	3.78	**9.9**

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen SRC 1-1-2 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la etapa no lineal, que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -44.4 y 9.9%.

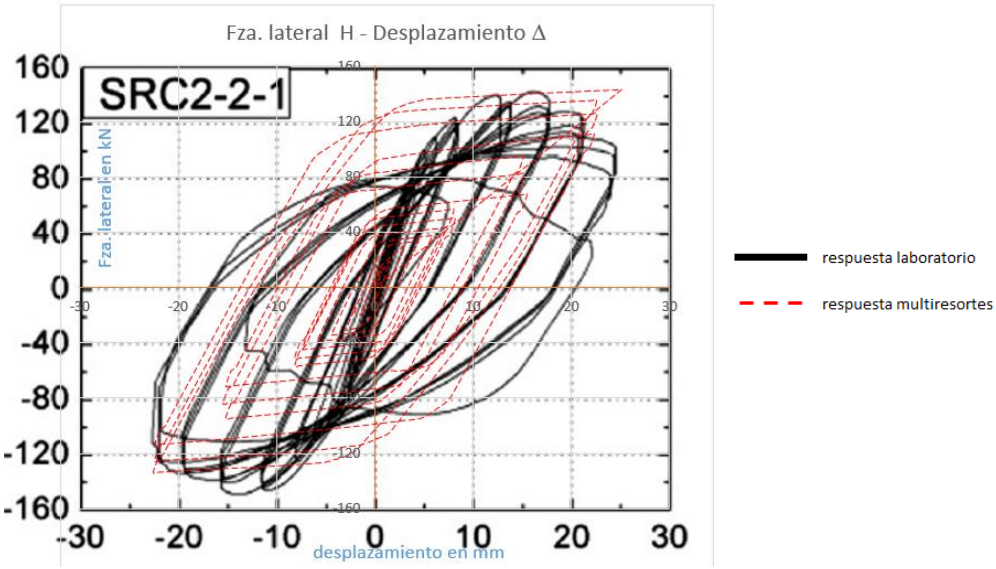


Figura 4.16. Comparación de la respuesta para el espécimen SRC-2-2-1 . Entre los resultados medidos por Chen y los resultados obtenidos de manera analítica con el modelo multiresortes.

Tabla 4.40 Comparativa de los resultados del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Chen para el espécimen SRC-2-2-1

Ductilidad μ	Espécimen SRC 2-2-1 de Chen			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
1.5	10.90	142.00	13.02	10.90	78.01	7.15	-45.1
2.0	14.54	148.00	10.18	14.54	80.59	5.54	**-45.5**
3.0	21.81	122.00	5.59	21.81	120.18	5.51	-1.5
3.43	25.00	116.00	4.64	25.00	121.09	4.84	**4.4**

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen SRC 2-2-1 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la etapa no lineal, que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -45.5% y 4.4%.

Para las comparaciones de la rigidez de las columnas del estudio de Chen se muestran en la Tabla 4.41, los coeficientes de variación de las diferencias de la rigidez en las que el modelo multiresortes incluye la cuarta calibración de parámetros.

Tabla 4.41 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Chen usando el modelo multiresortes con la cuarta calibración de parámetros

Medida Estadística	espécimen **SRC 1-1-2**	espécimen **SRC 2-2-1**
	[%]	[%]
Media	-11.47	-21.92
Desviación Estándar	28.56	27.10
Coeficiente de Variación (CV)	-249	-124

En la tabla anterior ninguno de los especímenes presenta un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que las diferencias obtenidas son heterogéneas.

4.4.3 COMPARACIONES EN LAS COLUMNAS DE LA INVESTIGACIÓN DE ZHU

Para los especímenes de columnas compuestas tipo SRC ensayados por Zhu, se tiene datos de las fuerzas laterales requeridas para alcanzar unos desplazamientos laterales en la parte superior de la columna que corresponden a ductilidades mayores a las de fluencia μy. En la Figura 4.17 y Figura 4.18, se ejemplifican los lazos de histéresis obtenidos para el espécimen 1-N2-I-M50 y

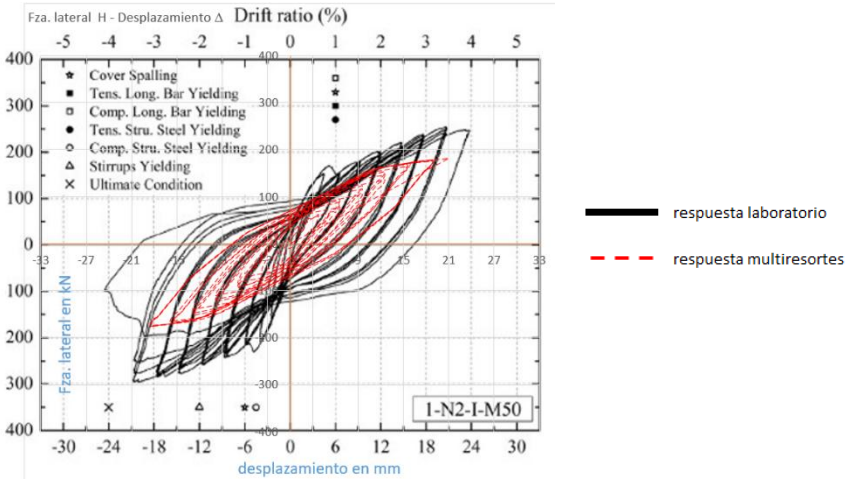


Figura 4.17. Comparación de la respuesta para el espécimen 1-N2-I-M50 . Entre los resultados medidos por Zhu y los resultados obtenidos de manera analítica con el modelo multiresortes.

espécimen 20-N3-I-M50-S, respectivamente; así como los valores de la fuerza lateral H en los ciclos de desplazamientos cuya magnitud es superior al desplazamiento de fluencia Δy.

En la Tabla 4.42 se comparan los resultados del espécimen 1-N2-I-M50. En la Tabla 4.43 se comparan los resultados del espécimen 20-N3-I-M50-S.

Tabla 4.42 Comparativa de los resultados del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Zhu para el espécimen 1-N2-I-M50

Ductilidad μ	Espécimen 1-N2-I-M50 de Zhu			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
1.5	5.55	176.00	31.71	5.55	74.26	13.38	**-57.8**
2.0	7.40	180.00	24.32	7.40	98.26	13.28	-45.4
3.0	11.10	206.60	18.61	11.10	132.22	11.91	-36.6
4.0	14.80	230.00	15.54	14.80	162.83	11.00	-29.2
5.0	18.50	246.00	13.30	18.50	175.24	9.47	-28.8
5.67	21.00	240.00	11.48	21.00	180.90	8.65	**-24.6**

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 1-N2-I-M50 de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la etapa no lineal, que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -57.8% y -24.6%.

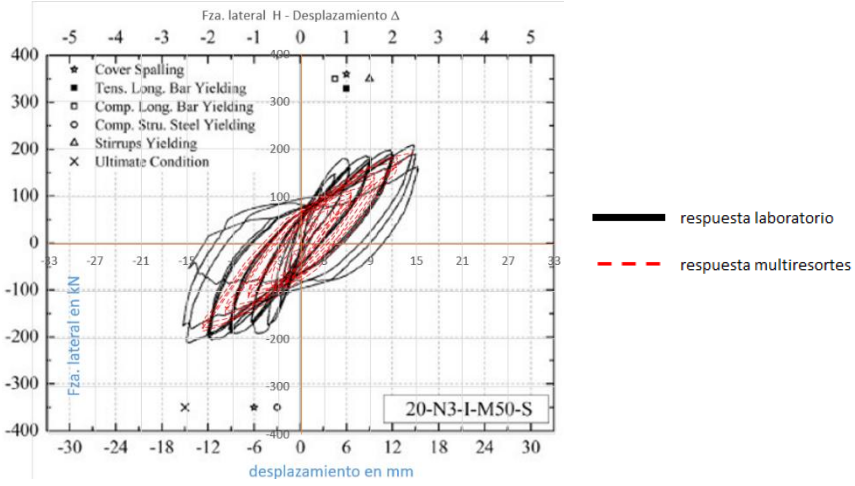


Figura 4.18. Comparación de la respuesta para el espécimen 20-N3-I-M50-S. Entre los resultados medidos por Zhu y los resultados obtenidos de manera analítica con el modelo multiresortes.

Tabla 4.43 Comparativa de los resultados del modelo multiresortes contra los resultados medidos por Zhu para el espécimen 20-N3-I-M50-S

Ductilidad μ	Espécimen 20-N3-I-M50-S de Zhu			Modelo multiresortes			Diferencia en la rigidez lateral
	Δ	H	Rigidez lateral	Δ	H	Rigidez lateral	
	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[%]
1.5	5.85	186.60	31.90	5.85	94.48	16.15	**-49.4**
2.0	7.80	190.00	24.36	7.80	119.86	15.37	-36.9
3.0	11.70	206.60	17.66	11.70	159.69	13.65	-22.7
3.7	14.43	213.30	14.78	14.43	192.36	13.33	**-9.8**

Como se puede observar en la tabla anterior para el espécimen 20-N3-I-M50-S de la columna compuesta, las fuerzas laterales en la etapa no lineal, que resultaron del análisis numérico cuentan con diferencias en el rango de -49.4% y -9.8%.

Para las comparaciones de la rigidez de las columnas del estudio de Zhu se muestran en la Tabla 4.44, los coeficientes de variación de las diferencias de la rigidez en las que el modelo multiresortes incluye la cuarta calibración de parámetros.

Tabla 4.44 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez de los especímenes de Zhu usando el modelo multiresortes con la cuarta calibración de parámetros

Medida Estadística	espécimen **1-N2-I-M50**	espécimen **20-N3-I-M50-S**
	[%]	[%]
Media	-36.96	-29.70
Desviación Estándar	12.54	17.15
Coeficiente de Variación (CV)	**-34**	-58

En la tabla anterior ninguno de los especímenes presenta un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que las diferencias obtenidas son heterogéneas.

4.5 OBSERVACIONES Y ANÁLISIS DE RESULTADOS EN LAS COMPARACIONES HECHAS A MIEMBROS INDIVIDUALES

Comparaciones en la etapa elástica tablas 4.1 a 4.33

De los resultados presentados se puede concluir que las columnas compuestas ensayadas en laboratorio tienen una degradación de rigidez desde ductilidades bajas (entre 0.2 y 1.0) que resultan distintas al valor teórico que se estima constante.

Por otro lado, en la estimación de la respuesta de las columnas analizadas de manera numérica las magnitudes de las diferencias con signo negativo indican que el modelo está subestimando el valor de la rigidez real y el error se considera de lado conservador.

Para el caso de las columnas analizadas de manera numérica con el modelo multiresortes en la mayoría de los casos se tienen valores de rigidez inferiores a los medidos en las columnas ensayadas en laboratorio, esto se puede explicar debido a que en el modelo multiresortes se consideró el momento de inercia de la sección de concreto agrietada, lo que conduce a una respuesta tal que la columna es más flexible.

Las mayores diferencias en la estimación de la rigidez obtenida de manera numérica se presentan en las columnas que tienen concretos de alta resistencia. Esto puede indicar que los multiresortes no necesariamente son la opción ideal para realizar modelos numéricos con columnas compuestas de alta resistencia con valores de f'c cercanos a 1000 kg/cm^2. Otra posible explicación es que las consideraciones hechas sobre el comportamiento de los materiales no son aplicables a los concretos reforzados de alta resistencia.

La columna compuesta ensayada en el laboratorio que cuenta con el acero de refuerzo concentrado en las esquinas cuenta con las mayores diferencias en su rigidez lateral respecto de las columnas modeladas de manera numérica con valores de hasta el -35.8%, lo anterior aplica al descartar a las columnas con concretos de alta resistencia.

Las columnas compuestas ensayada en el laboratorio que cuenta con el acero de refuerzo distribuido en las caras cuenta con diferencias en su rigidez lateral respecto de las columnas modeladas de manera numérica con valores de hasta el -25.0%, lo anterior aplica al descartar a las columnas con concretos de alta resistencia.

Para el caso de las columnas analizadas de manera numérica usando la primera calibración de parámetros cuentan con diferencias de hasta -32.1 %, considerando sólo las tres columnas con las que fueron calibrados los parámetros, en los tres casos las diferencias están del lado conservador.

Para el caso de las columnas analizadas de manera numérica usando la segunda calibración de parámetros cuentan con diferencias de hasta -10.44 %, considerando sólo las dos columnas con las que fueron calibrados los parámetros, teniendo un caso del lado conservador y un caso del lado no conservador.

Para el caso de las columnas analizadas de manera numérica usando la tercera calibración de parámetros cuentan con una diferencia mínima de hasta -31.6 %, considerando sólo las dos

columnas con las que fueron calibrados los parámetros, en los dos casos las diferencias están del lado conservador.

De las tres calibraciones de parámetros hechas se asume que la primera calibración es una adecuada aproximación para las modelaciones numéricas con multiresortes debido a que las diferencias obtenidas se encuentran del lado conservador.

La comparación hecha usando la primera calibración de parámetros en el espécimen 5 de Ricles entre una columna en la que no se han considerado esfuerzos residuales en el acero del perfil estructural presente en el núcleo y una columna en la que si fueron considerados los esfuerzos residuales arrojo una diferencia promedio de -4.34% en el primer caso contra un -3.52% en el segundo caso. Esto refleja una muy pequeña diferencia inferior al 2% entre los resultados entre una y otra consideración.

Comparaciones en la etapa no lineal tablas 4.34 a 4.44

De los resultados presentados en las tablas de esta sección se puede concluir que las columnas compuestas ensayadas en laboratorio continúan con una degradación en su rigidez conforme aumentan los ciclos de carga, en los que va en aumento el desplazamiento lateral. En algunos casos la rigidez lateral última representa aproximadamente el 25% de la rigidez que se tiene al tener desplazamientos laterales equivalentes a una ductilidad de uno.

Entre todas las columnas presentadas, las columnas compuestas presentan ductilidades mínimas de 3.43 y máximas de 6.0, lo que confirma la afirmación que este tipo de columnas son una excelente opción para su uso en estructuras en las que se busca un comportamiento dúctil.

Para el caso de las columnas analizadas de manera numérica se tiene la tendencia de que cuando los desplazamientos laterales son más cercanos al valor de ductilidad última, la diferencia de rigideces respecto a las columnas ensayadas en laboratorio disminuye de manera drástica acercándose a magnitudes de hasta 9.9%, lo anterior aplica al descartar a las columnas con concretos de alta resistencia.

Para el caso de las columnas analizadas de manera numérica con concretos de alta resistencia (f'c cercanos a 1000 kg/cm^2) cuando los desplazamientos laterales son más cercanos al valor de ductilidad última, la diferencia de rigideces respecto a las columnas ensayadas en laboratorio disminuye hasta -24.6%.

Estos resultados numéricos asociados a la cuarta calibración de los parámetros arrojan menores diferencias en la rigidez lo que favorece la modelación de las columnas compuestas en estructuras en las que se busca determinar la respuesta en la etapa no lineal, por ejemplo para obtener una curva de capacidad o para determinar los niveles de desempeño de una estructura.

CAPÍTULO 5. COMPARACIONES DE LAS EXPRESIONES DE LA RIGIDEZ A FLEXIÓN EFECTIVA EN ANÁLISIS ELÁSTICOS DE MARCOS PLANOS

Una vez que se ha estudiado la respuesta de las columnas compuestas en miembros individuales, en términos de la fuerza lateral asociada a una historia de desplazamientos. Se pudo determinar la rigidez lateral de las columnas en su etapa lineal y no lineal. Se presentaron por un lado los resultados de algunas investigaciones realizadas a columnas compuestas ensayadas en laboratorio y por otro lado los resultados obtenidos en columnas modeladas con multiresortes.

En la primera parte de este capítulo se toman los resultados de los ensayos de laboratorio de las siete de las columnas estudiadas en el capítulo 4. Luego se compara su respuesta con la predicción que se obtiene al considerar su rigidez a flexión efectiva bajo cuatro expresiones existentes en la literatura técnica.

En la segunda parte de este capítulo se pretende subir el grado de dificultad en las comparaciones de la respuesta al pasar de columnas compuestas individuales a estructuras más complejas que incluyen varias columnas y trabes que forman marcos planos.

Para los marcos planos se usa el modelo numérico para obtener la respuesta de los marcos en la etapa lineal evaluando la rigidez lateral efectiva bajo las cuatro expresiones mencionadas en el párrafo anterior y se compara con respuesta del marco que incluye columnas compuestas modeladas con el modelo multiresortes.

5.1 PLANTEAMIENTO

La respuesta que se tiene en un edificio ante una excitación depende de entre otros factores de la rigidez (axial, a cortante, a flexión) considerada en sus elementos. Para una columna compuesta se han desarrollado distintas expresiones que permiten evaluar la rigidez a flexión efectiva de estos elementos basados en sus características geométricas y de los materiales de sus componentes.

En este capítulo se hacen comparaciones de las respuestas ante análisis elásticos obtenidas en siete columnas consideradas como miembros individuales y en tres marcos planos que tienen columnas compuestas tipo SRC y trabes de perfiles metálicos tipo W o IR. Los distintos miembros individuales y los marcos fueron estudiados considerando que sus columnas tomaban distintos valores de rigidez a flexión efectiva. Los valores dependen de los valores que se establecen en

a) Las normas NTC 2023 para estructuras de acero
b) La especificación ANSI/ AISC360-22
c) El Eurocódigo 4
d) El código ACI 318

Y de manera adicional se estudia la respuesta que entrega el modelo multiresortes del programa Canny, el cual fue calibrado en el capítulo 4. Las expresiones para determinar la rigidez a flexión efectiva se presentaron en la sección 2.4.

Los miembros individuales son algunas de las columnas ensayadas por Ricles (se consideraron a los especímenes 5, 6 y 8), las columnas ensayadas por Chen (se consideraron a los especímenes SRC-1-1-2 y SRC-2-2-1) además de las columnas ensayadas por Zhu (se consideraron a los especímenes 1-N2-I-M50 y 20-N3-I-M50-S). Para más información sobre ellos se puede consultar el capítulo 3 y el capítulo 4 de este documento.

Los marcos planos cuentan con 5, 10 y 15 niveles, pretenden representar a edificios regulares de baja y mediana altura, de los edificios que se construyen usando columnas compuestas, en la actualidad en México.

En una primera etapa se determinaron los periodos de cada uno de los marcos dado que era conocida la masa, los datos geométricos y las secciones transversales de trabes y columnas. De esta forma se podía generar un modelo que reflejara la rigidez lateral. Una vez conocido el periodo fundamental de cada marco se escalaron algunos acelerogramas con los que se excita a las masas de cada uno de los entrepisos y poder determinar la respuesta máxima de cada nivel.

Cabe aclarar que se usó el mismo factor de escala en los acelerogramas para el estudio de los marcos de características similares, el factor de escala se determinó en base al periodo fundamental del marco modelado con el modelo multiresortes porque en general este el que reflejaba un comportamiento más rígido y por tanto en el análisis lineal paso a paso llevado a cabo, arrojaba los mayores en la respuesta.

Se consideró que los marcos fueron sometidos a un conjunto de fuerzas laterales, que representan las fuerzas que induce el sismo en la estructura, tal que la estructura tenga desplazamientos en los entrepisos semejantes a los que se tendría ante la presencia de un sismo real. Los acelerogramas empleados corresponden a eventos ocurridos en suelos tipo 1, se ha considerado que los marcos se ubican en la zona sísmica C del territorio mexicano (según se describe en el Manual CFE de sismo), sobre un suelo tipo 1.

Como las distintas expresiones que evalúan la rigidez lateral efectiva de las columnas se aplican en el estudio de los marcos en su etapa elástica lineal, se supone que las propiedades dinámicas de los marcos se mantienen constantes ante la presencia de las fuerzas laterales que simulan la acción del sismo. Dado que las comparaciones presentadas en este capítulo no incluyen la etapa no lineal de los elementos estructurales, la respuesta máxima obtenida con cada expresión que evalúa una rigidez lateral efectiva se considera adecuada.

Las comparaciones incluyen los valores de la rigidez a flexión efectiva, las distorsiones de entrepiso y los periodos. Dado que los acelerogramas empleados cuentan con distintas duraciones y fueron medidos con distintos intervalos de tiempo, sólo se presentan como referencia la historia de desplazamientos de algunos entrepisos de cada marco estudiado.

En lo que respecta a la modelación de las columnas con el modelo multiresortes, se usará la calibración de los parámetros que definen las relaciones esfuerzo – deformación, usada en el capítulo 4. La configuración de parámetros involucra a los concretos confinado y no confinado, así como de los aceros estructural y del acero de refuerzo. También se usará la discretización de elementos que se presentó en el mismo capítulo 4 y de la que se abunda más en los apéndices.

5.2 COMPARACIONES EN MIEMBROS INDIVIDUALES (COLUMNAS)

Tomando los datos de la Investigación de Ricles en miembros individuales, para los especímenes 5, 6 y 8 se evalúan las expresiones para la rigidez a flexión efectiva, estimando la rigidez lateral al aplicar una historia de desplazamientos como la que se presentó en la sección 3.1, son de interés los desplazamientos equivalentes a ductilidades en el rango de 0.2 a 1.0 , en el capítulo 4 se han presentado los resultados de la rigidez lateral para estos elementos primero tomando los resultados medidos en los ensayos de estas columnas y después tomando los resultados producto de una modelación numérica donde se usó el modelo multiresortes. Ahora en esta sección, se compara la rigidez lateral usando las distintas expresiones que se indica en las NTC-2023, en el AISC360, el ACI-318 y el Euro 04.

En la Tabla 5.1, se presentan las comparaciones hechas en el espécimen 5 de Ricles, en la Tabla 5.2.se presenta el coeficiente de variación de las diferencias obtenidas con las cuatro expresiones con las que se calcula la rigidez lateral. En la sección 4.3.1 se explicó el concepto de diferencia e interpretación del coeficiente de variación que aparecen en las tablas.

Tabla 5.1 Comparación de las rigideces laterales en la etapa lineal según varias expresiones de la rigidez a flexión efectiva para el espécimen 5 de Ricles

Ductilidad μ	Δ	Rigidez lateral Ricles	Rigidez lateral ACI 318	Rigidez lateral NTC 2023	Rigidez lateral AISC 360	Rigidez lateral Euro-04	Diferencia mínima en la rigidez lateral *
	[mm]	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN/mm]	[%]
0.2	3.05	25.42	18.12	20.69	22.79	21.17	**-10.34**
0.4	7.37	20.92	18.12	20.69	22.79	21.17	-1.09
0.6	14.99	15.45	18.12	20.69	22.79	21.17	17.26
0.8	21.59	12.89	18.12	20.69	22.79	21.17	40.55
1.0	25.40	11.71	18.12	20.69	22.79	21.17	**54.72**

*Se excluye de la comparación al modelo multiresortes, debido a que esta comparación se realizó en el capítulo 4.

En la tabla anterior se resaltan las dos columnas comparadas que conducen a la diferencia mínima, la cual se sombrea con un color azul. En la columna de las diferencias se resaltan los máximos y mínimos con el número en **negritas.**

Tabla 5.2 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez obtenidas con las expresiones en el espécimen 5 de Ricles.

Medida Estadística	**Rigidez lateral ACI 318**	**Rigidez lateral NTC 2023**	**Rigidez lateral AISC 360**	**Rigidez lateral Euro-04**
	[%]	[%]	[%]	[%]
Media	14.09	30.27	43.50	33.25
Desviación Estándar	35.17	40.16	44.24	41.08
Coeficiente de Variación (CV)	249	132	101	123

En la tabla anterior para el espécimen 5 de Ricles, en las cuatro expresiones usadas ninguna de ellas presenta un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que las diferencias obtenidas son heterogéneas.

En la Tabla 5.3, se presentan las comparaciones hechas en el espécimen 6 de Ricles y en la Tabla 5.4 se presenta el coeficiente de variación de las diferencias obtenidas con las cuatro expresiones con las que se calcula la rigidez.

Tabla 5.3 Comparación de las rigideces laterales en la etapa lineal según varias expresiones de la rigidez a flexión efectiva para el espécimen 6 de Ricles

Ductilidad μ	**Δ**	**Rigidez lateral Ricles**	**Rigidez lateral ACI 318**	**Rigidez lateral NTC 2023**	**Rigidez lateral AISC 360**	**Rigidez lateral Euro-04**	**Diferencia mínima en la rigidez lateral ***
	[mm]	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[%]**
0.20	2.79	25.19	18.15	18.78	20.52	19.94	**-18.52**
0.40	8.13	17.53	18.15	18.78	20.52	19.94	3.53
0.60	13.46	15.68	18.15	18.78	20.52	19.94	15.76
0.80	22.61	12.02	18.15	18.78	20.52	19.94	51.05
1.00	23.37	12.01	18.15	18.78	20.52	19.94	**51.19**

Tabla 5.4 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez obtenidas con las expresiones en el espécimen 6 de Ricles.

Medida Estadística	**Rigidez lateral ACI 318**	**Rigidez lateral NTC 2023**	**Rigidez lateral AISC 360**	**Rigidez lateral Euro-04**
	[%]	[%]	[%]	[%]
Media	18.72	22.84	34.21	30.43
Desviación Estándar	33.59	34.76	37.98	36.91
Coeficiente de Variación (CV)	179	152	111	121

En la tabla anterior para el espécimen 6 de Ricles, en las cuatro expresiones usadas ninguna de ellas presenta un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que las diferencias obtenidas son heterogéneas.

En la Tabla 5.5, se presentan las comparaciones hechas en el espécimen 8 de Ricles y en la Tabla 5.6 se presentan el coeficiente de variación de las diferencias obtenidas con las cuatro expresiones con las que se calcula la rigidez.

Tabla 5.5 Comparación de las rigideces laterales en la etapa lineal según varias expresiones de la rigidez a flexión efectiva para el espécimen 8 de Ricles

Ductilidad μ	**Δ**	**Rigidez lateral Ricles**	**Rigidez lateral ACI 318**	**Rigidez lateral NTC 2023**	**Rigidez lateral AISC 360**	**Rigidez lateral Euro-04**	**Diferencia mínima en la rigidez lateral ***
	[mm]	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[%]**
0.20	5.23	15.95	24.56	24.12	26.99	25.16	51.22
0.40	6.35	25.88	24.56	24.12	26.99	25.16	**-2.78**
0.60	15.70	15.32	24.56	24.12	26.99	25.16	57.44
0.80	20.57	16.32	24.56	24.12	26.99	25.16	47.79
1.00	26.16	14.30	24.56	24.12	26.99	25.16	**68.69**

Tabla 5.6 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez obtenidas con las expresiones en el espécimen 8 de Ricles.

Medida Estadística	**Rigidez lateral ACI 318**	**Rigidez lateral NTC 2023**	**Rigidez lateral AISC 360**	**Rigidez lateral Euro-04**
	[%]	[%]	[%]	[%]
Media	46.29	43.67	60.73	49.85
Desviación Estándar	29.84	29.31	32.79	30.57
Coeficiente de Variación (CV)	64	67	53	61

En la tabla anterior para el espécimen 6 de Ricles, en las cuatro expresiones usadas ninguna de ellas presenta un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que las diferencias obtenidas son heterogéneas.

En la Tabla 5.7, se presentan las comparaciones hechas en el espécimen SRC-1-1-2 de Chen y en la Tabla 5.8 se presenta el coeficiente de variación de las diferencias obtenidas con las cuatro expresiones con las que se calcula la rigidez.

Tabla 5.7 Comparación de las rigideces laterales en la etapa lineal según varias expresiones de la rigidez a flexión efectiva para el espécimen SRC-1-1-2 de Chen

Ductilidad μ	**Δ**	**Rigidez lateral Chen**	**Rigidez lateral ACI 318**	**Rigidez lateral NTC 2023**	**Rigidez lateral AISC 360**	**Rigidez lateral Euro-04**	**Diferencia mínima en la rigidez lateral ***
	[mm]	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[%]**
0.20	1.84	21.74	23.67	24.90	27.04	25.37	**8.88**
0.40	3.68	19.02	23.67	24.90	27.04	25.37	24.44
0.60	5.52	14.13	23.67	24.90	27.04	25.37	67.51
0.80	7.36	14.95	23.67	24.90	27.04	25.37	58.37
1.00	9.21	13.30	23.67	24.90	27.04	25.37	**77.96**

Tabla 5.8 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez obtenidas con las expresiones en el espécimen SRC-1-1-2 de Chen.

Medida Estadística	**Rigidez lateral ACI 318**	**Rigidez lateral NTC 2023**	**Rigidez lateral AISC 360**	**Rigidez lateral Euro-04**
	[%]	[%]	[%]	[%]
Media	47.43	55.09	68.42	58.02
Desviación Estándar	29.45	30.98	33.65	31.57
Coeficiente de Variación (CV)	**62**	56	49	54

En la tabla anterior para el espécimen SRC-1-1-2 de Chen, en las cuatro expresiones usadas ninguna de ellas presenta un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que las diferencias obtenidas son heterogéneas.

En la Tabla 5.9, se presentan las comparaciones hechas en el espécimen SRC-2-2-1 de Chen y en la Tabla 5.10 se presenta el coeficiente de variación de las diferencias obtenidas con las cuatro expresiones con las que se calcula la rigidez.

Tabla 5.9 Comparación de las rigideces laterales en la etapa lineal según varias expresiones de la rigidez a flexión efectiva para el espécimen SRC-2-2-1 de Chen

Ductilidad μ	**Δ**	**Rigidez lateral Chen**	**Rigidez lateral ACI 318**	**Rigidez lateral NTC 2023**	**Rigidez lateral AISC 360**	**Rigidez lateral Euro-04**	**Diferencia mínima en la rigidez lateral ***
	[mm]	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[%]**
0.20	1.45	17.23	23.65	24.87	27.01	25.35	**37.22**
0.40	2.90	17.07	23.65	24.87	27.01	25.35	38.56
0.60	4.36	16.87	23.65	24.87	27.01	25.35	40.21
0.80	5.81	16.71	23.65	24.87	27.01	25.35	41.51
1.00	7.27	16.37	23.65	24.87	27.01	25.35	**44.48**

Tabla 5.10 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez obtenidas con las expresiones en el espécimen SRC-2-2-1 de Chen.

Medida Estadística	**Rigidez lateral ACI 318**	**Rigidez lateral NTC 2023**	**Rigidez lateral AISC 360**	**Rigidez lateral Euro-04**
	[%]	[%]	[%]	[%]
Media	40.40	47.65	60.34	50.49
Desviación Estándar	2.80	2.95	3.20	3.00
Coeficiente de Variación (CV)	6	6	5	5

En la tabla anterior para el espécimen SRC-1-1-2 de Chen, en las cuatro expresiones usadas, todas ellas presentan un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que las diferencias obtenidas son homogéneas.

En la Tabla 5.11, se presentan las comparaciones hechas en el espécimen 1-N2-I-M50 de Zhu y en la Tabla 5.12 se presenta el coeficiente de variación de las diferencias obtenidas con las cuatro expresiones con las que se calcula la rigidez.

Tabla 5.11 Comparación de las rigideces laterales en la etapa lineal según varias expresiones de la rigidez a flexión efectiva para el espécimen 1-N2-I-M50 de Zhu

Ductilidad μ	**Δ**	**Rigidez lateral Zhu**	**Rigidez lateral ACI 318**	**Rigidez lateral NTC 2023**	**Rigidez lateral AISC 360**	**Rigidez lateral Euro-04**	**Diferencia mínima en la rigidez lateral ***
	[mm]	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[%]**
0.20	0.74	72.03	60.72	49.29	54.75	54.81	-15.70
0.40	1.48	67.57	60.72	49.29	54.75	54.81	-10.13
0.60	2.22	52.55	60.72	49.29	54.75	54.81	-4.19
0.80	2.96	49.32	60.72	49.29	54.75	54.81	-0.07
1.00	3.70	41.35	60.72	49.29	54.75	54.81	19.20

Tabla 5.12 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez obtenidas con las expresiones en el espécimen 1-N2-I-M50 de Zhu.

Medida Estadística	**Rigidez lateral ACI 318**	**Rigidez lateral NTC 2023**	**Rigidez lateral AISC 360**	**Rigidez lateral Euro-04**
	[%]	[%]	[%]	[%]
Media	11.93	-9.14	0.93	1.04
Desviación Estándar	25.53	20.72	23.02	23.04
Coeficiente de Variación (CV)	213	-226	2484	2221

En la tabla anterior para el espécimen 1-N2-I-M50 de Zhu, en las cuatro expresiones usadas, ninguna de ellas presenta un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que las diferencias obtenidas son heterogéneas.

En la Tabla 5.13, se presentan las comparaciones hechas en el espécimen 20-N3-I-M50-S de Zhu y en la Tabla 5.14 se presenta el coeficiente de variación de las diferencias obtenidas con las cuatro expresiones con las que se calcula la rigidez.

Tabla 5.13 Comparación de las rigideces laterales en la etapa lineal según varias expresiones de la rigidez a flexión efectiva para el espécimen 20-N3-I-M50-S de Zhu

Ductilidad μ	**Δ**	**Rigidez lateral Zhu**	**Rigidez lateral ACI 318**	**Rigidez lateral NTC 2023**	**Rigidez lateral AISC 360**	**Rigidez lateral Euro-04**	**Diferencia mínima en la rigidez lateral ***
	[mm]	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[kN/mm]**	**[%]**
0.20	0.78	51.28	61.08	49.59	55.08	55.14	**-3.30**
0.40	1.56	55.13	61.08	49.59	55.08	55.14	0.02
0.60	2.34	48.72	61.08	49.59	55.08	55.14	1.79
0.80	3.12	48.08	61.08	49.59	55.08	55.14	3.15
1.00	3.90	42.72	61.08	49.59	55.08	55.14	**16.09**

Tabla 5.14 Comparativa de los coeficientes de variación para las diferencias en la rigidez obtenidas con las expresiones en el espécimen 20-N3-I-M50-S de Zhu.

Medida Estadística	**Rigidez lateral ACI 318**	**Rigidez lateral NTC 2023**	**Rigidez lateral AISC 360**	**Rigidez lateral Euro-04**
	[%]	[%]	[%]	[%]
Media	25.06	1.54	12.78	12.9
Desviación Estándar	11.88	9.64	10.71	10.72
Coeficiente de Variación (CV)	47.39	627	83	83

En la tabla anterior para el espécimen 20-N3-I-M50 de Zhu, en las cuatro expresiones usadas ninguna de ellas presenta un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que las diferencias obtenidas son heterogéneas.

Las expresiones de las rigideces a flexión efectivas de las columnas compuestas usadas para obtener los resultados de la Tabla 5.1 a la Tabla 5.14, tienen varios componentes esenciales (concreto, acero de refuerzo y acero estructural), cada componente tienen un aporte en el valor de la rigidez efectiva considerada, en la Tabla 5.15 se presenta una comparativa del aporte de cada componente, se ejemplifica al aplicar las expresiones a las columnas usadas en las Investigaciones de Ricles, Chen y Zhu.

Tabla 5.15 Comparativa del aporte de los componentes de la columna compuesta en la rigidez lateral efectiva según las distintas expresiones usadas para las columnas de Ricles. (Valores normalizados)

columna	Expresión	Porcentaje de aporte en el valor de EI_{eff} (rigidez lateral efectiva)			Porcentaje que representa respecto del valor de EI_g (rigidez de la sección bruta de concreto)		
		Concreto Fr Ec Ic	Ac. de Refuerzo E Ir	Ac. Estructural E Ia	Concreto Fr Ec Ic	Ac. de Refuerzo E Ir	Ac. Estructural E Ia
espécimen 5 de Ricles	NTC 2023	44.80	31.20	24.00	35.90	25.00	19.20
	ACI 318	100.00	0.00	0.00	70.00	0.00	0.00
	AISC 360	50.00	28.20	21.70	44.30	25.00	19.20
	EURO 04	51.50	27.40	21.10	42.20	22.50	17.30
espécimen 6 de Ricles	NTC 2023	47.20	26.30	26.50	34.20	19.10	19.20
	ACI 318	100.00	0.00	0.00	70.00	0.00	0.00
	AISC 360	51.80	24.00	24.20	41.10	19.10	19.20
	EURO 04	55.30	22.30	22.40	42.60	17.20	17.30
espécimen 8 de Ricles	NTC 2023	52.30	27.00	20.70	35.90	18.50	14.20
	ACI 318	100.00	0.00	0.00	70.00	0.00	0.00
	AISC 360	57.50	24.10	18.50	44.30	18.50	14.20
	EURO 04	58.90	23.30	17.90	42.20	16.70	12.80
espécimen SRC-1-1-2 de Chen	NTC 2023	47.90	15.50	36.60	35.80	11.60	27.30
	ACI 318	100.00	0.00	0.00	70.00	0.00	0.00
	AISC 360	53.30	13.90	32.80	44.30	11.60	27.30
	EURO 04	54.30	13.60	32.10	41.50	10.40	41.50
espécimen SRC-2-2-1 de Chen	NTC 2023	47.90	15.50	36.60	35.80	11.60	27.30
	ACI 318	100.00	0.00	0.00	70.00	0.00	0.00
	AISC 360	53.30	13.90	32.80	44.30	11.60	27.30
	EURO 04	54.30	13.60	32.10	41.50	10.40	41.50
espécimen 1-N2-I-M50 de Zhu	NTC 2023	59.80	21.80	18.40	33.70	12.30	10.40
	ACI 318	100.00	0.00	0.00	70.00	0.00	0.00
	AISC 360	63.90	19.50	16.50	40.20	12.30	10.40
	EURO 04	67.60	17.60	14.80	42.50	11.10	9.30
espécimen 20-N3-I-M50 de Zhu	NTC 2023	59.80	21.80	18.40	33.70	12.30	10.40
	ACI 318	100.00	0.00	0.00	70.00	0.00	0.00
	AISC 360	63.90	19.50	16.50	40.20	12.30	10.40
	EURO 04	67.60	17.60	14.80	42.50	11.10	9.30

En la tabla anterior Fr es un factor de reducción genérico de la rigidez que varía para cada expresión la forma de determinarlo y el significado de E, Ec, Ic, Ir, Ia se pueden consultar en la sección 2.4. Los valores tabulados para las columnas de Chen son los mismos debido a que las secciones ensayadas tienen la misma sección transversal, pero en la prueba de laboratorio se varió el nivel de carga axial. Los valores tabulados para las columnas de Zhu son los mismos debido a que las secciones ensayadas tienen la misma sección transversal, una de ellas contaba con conectores de cortante (cuyo aporte no lo toman en cuenta explícitamente las expresiones) y además en la prueba de laboratorio se varió el nivel de carga axial.

5.3 COMPARACIONES EN UN MARCO PLANO DE 5 NIVELES

En esta sección se estudia el comportamiento de las columnas compuestas que forman parte de un marco plano de 5 niveles, se compara la respuesta del marco en la etapa lineal evaluando la rigidez lateral efectiva que proponen diversas especificaciones y reglamentaciones, también se incluye la respuesta obtenida al usar el modelo multiresortes.

El marco plano que tiene columnas compuestas tipo SRC de 50x50 cm y trabes de perfiles metálicos tipo W o IR, ver la Figura 5.1 para más detalles sobre la sección. El marco cuenta con cinco niveles y tres crujías. Se consideró que el primer nivel cuenta con una altura de entrepiso de 3.50m y en los niveles superiores una altura de 3.00m. Las crujías se espacian de manera uniforme con un claro de 6.0m. En la Figura 5.2 se muestra en elevación el marco plano descrito.

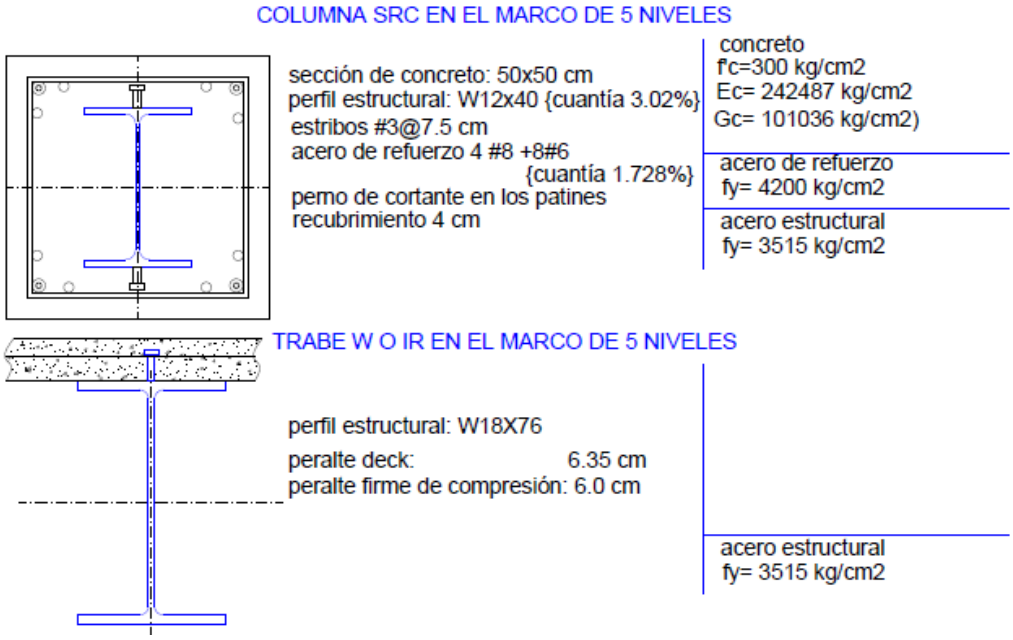


Figura 5.1. Características generales de las secciones transversales usadas en columnas y trabes para el marco de 5 niveles

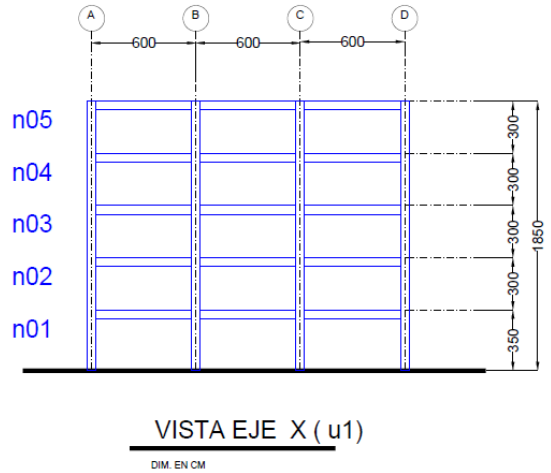


Figura 5.2. Elevación del marco plano de cinco niveles

Se considera que el edificio al que pertenece el marco tiene un uso de oficinas, que los marcos están espaciados a cada 5.0 m y las cargas actuantes son las siguientes:

Entrepiso (uso oficinas)

Carga muerta *= 500 kgf/m2

*no incluye el peso propio de trabes y columnas

Carga viva máxima = 250 kgf/m2

Carga viva instantánea = 180 kgf/m2

Azotea (pendiente menor a 5%)

Carga muerta *= 540 kgf/m2

*no incluye el peso propio de trabes y columnas

Carga viva máxima = 100 kgf/m2

Carga viva instantánea = 70 kgf/m2

La posición y el número de resortes en la columna compuesta para el modelo multiresortes se muestran en la Figura 5.3.

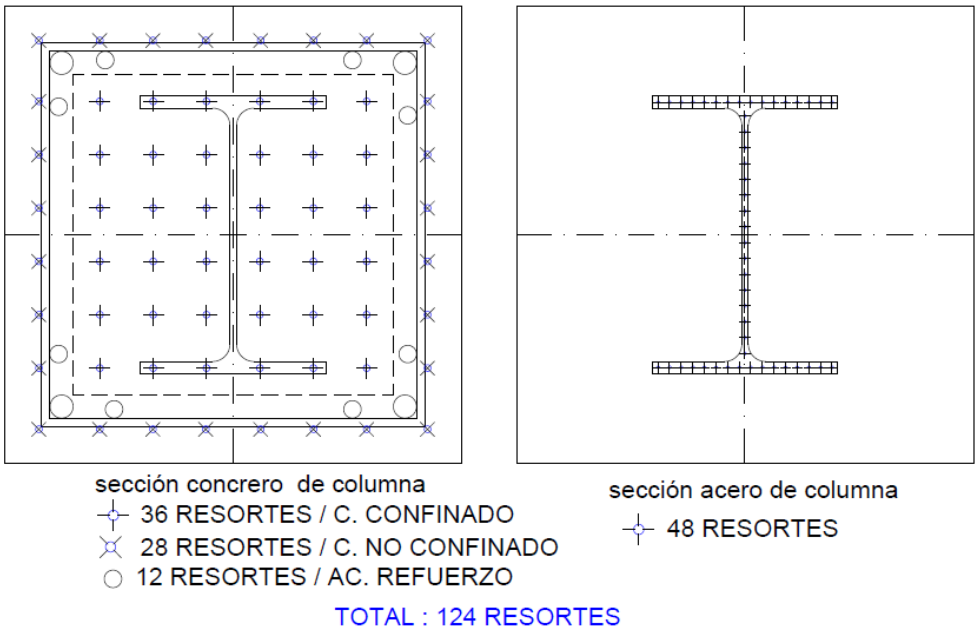


Figura 5.3. Posición y número de resortes en una columna compuesta para el modelo multiresortes usada en el marco de 5 niveles

La Tabla 5.16 muestra la comparativa de las rigideces de las columnas en el marco plano de cinco niveles con valores normalizados respecto de la rigidez obtenida a partir del modelo multiresortes.

La Tabla 5.17 muestra la comparativa de los periodos fundamentales del marco plano de cinco niveles con valores normalizados respecto el periodo obtenido a partir del modelo multiresortes. Se hace la aclaración que como se pudo observar en la Tabla 5.1, Tabla 5.2 y Tabla 5.3, el modelo multiresortes refleja una degradación en la rigidez de la columna conforme los desplazamientos producto de las fuerzas laterales se acercan al desplazamiento de fluencia. Sin embargo, el periodo que entrega el programa Canny al introducir los datos de los multiresortes, es calculado con un valor de la rigidez lateral con una degradación mínima que resulta mayor que la rigidez lateral en la fluencia.

La Tabla 5.18 muestra la comparativa de las distorsiones en los entrepisos del marco plano de cinco niveles con valores normalizados respecto a las distorsiones obtenidas a partir del modelo multiresortes. En esta tabla el modelo multiresortes empleado cuenta con la calibración 1 descrita en la sección 4.2. Se uso la calibración 1 debido a que como se explicó en las conclusiones del Capítulo 4, entrega resultados razonables y con la finalidad de no generar un volumen mayor de datos. Las distorsiones de entrepiso se determinaron en los entrepisos del marco plano para cada uno de los cinco acelerogramas considerados.

Tabla 5.16 Comparación de rigideces a flexión en el marco plano de 5 niveles. Normalizadas respecto al valor usado el modelo multiresortes

Rigideces a flexión efectiva E I_{eff} (Valores normalizados) Columna SRC 50x50 cm con perfil W12x40			
E I_{eff}	Calibración 1 $EI_{eff}/EI_{eff(mr)}$	Calibración 2 $EI_{eff}/EI_{eff(mr)}$	Calibración 3 $EI_{eff}/EI_{eff(mr)}$
ACI318 (2019)	0.787	0.784	0.776
AISC360 (2022)	0.910	0.907	0.897
NTC Acero 2023	0.852	0.849	0.840
Euro 04	0.922	0.919	0.909
Modelo multiresortes	1.000	1.000	1.000

En la tabla anterior, mr indica multiresortes, la rigidez a flexión efectiva del modelo multiresortes se derivó de un modelo equivalente en el que se igualo el valor del periodo fundamental para obtener el valor tabulado.

Para obtener las distorsiones se usaron cinco registros sísmicos (acelerogramas), los registros sirvieron para excitar el modelo del marco con lo que se realizó un análisis paso a paso, la respuesta obtenida de interés corresponde a la etapa lineal de los elementos debido a la manera en que están conceptualizadas las expresiones para evaluar la rigidez lateral efectiva. En los análisis paso a paso se usó un amortiguamiento (ζ_e) del 5 %, este valor lo establece el Manual de obras Civiles de la CFE

para diseño por sismo en su versión 2015, donde en la Tabla 3.1 de dicha referencia, se especifica este valor de amortiguamiento para un sistema estructural de marcos rígidos con columnas compuestas. En el Apéndice A se muestran gráficamente los acelerogramas empleados, y en la Tabla A.1 se muestran las principales características dinámicas dichos acelerogramas.

Tabla 5.17 Comparación de periodos fundamentales en el marco de 5 niveles. Valores normalizados respecto al valor obtenido al usar el modelo multiresortes

Periodos fundamentales de acuerdo con las distintas rigideces a flexión efectiva E I_{eff} (Valores normalizados) Columna SRC 50x50 cm con perfil W12x40			
E I_{eff}	Calibración 1 $T_1\{EI_{eff}\}/T_1\{EI_{eff(mr)}\}$	Calibración 2 $T_1\{EI_{eff}\}/T_1\{EI_{eff(mr)}\}$	Calibración 3 $T_1\{EI_{eff}\}/T_1\{EI_{eff(mr)}\}$
ACI318 (2019)	1.051	1.052	1.052
AISC360 (2022)	1.019	1.020	1.020
NTC Acero 2023	1.033	1.035	1.034
Euro 04	1.016	1.017	1.017
Modelo multiresortes	1.000	1.000	1.000

En la tabla anterior, mr indica multiresortes.

En la Tabla A.2 se muestran los factores de escala empleados en los acelerogramas para poder emplearse en cada uno de los marcos planos presentados en este capítulo.

Tabla 5.18 Comparación de distorsiones de entrepiso en el marco de 5 niveles. Valores normalizados respecto al valor obtenido al usar el modelo multiresortes con la calibración 1

Distorsiones en el marco plano de 5 niveles de acuerdo con las distintas rigideces a flexión efectiva E I_{eff} (Valores normalizados)						
Registro sísmico	Entrepiso	ACI318 (2019)	AISC360 (2022)	NTC Acero 2023	Euro 04	Modelo multiresortes
ChiChi5.270	5	1.074	1.061	1.072	1.055	1.000
	4	1.065	1.043	1.056	1.036	1.000
	3	1.051	1.016	1.031	1.008	1.000
	2	1.042	0.988	1.006	0.979	1.000
	1	1.052	0.970	0.996	0.960	1.000
Erzincan.189	5	1.092	1.020	1.053	1.013	1.000
	4	1.085	1.012	1.046	1.005	1.000
	3	1.067	0.996	1.032	0.989	1.000
	2	1.048	0.980	1.019	0.972	1.000
	1	1.041	0.965	1.012	0.955	1.000
Kobe.000	5	1.147	1.056	1.100	1.047	1.000
	4	1.127	1.035	1.079	1.025	1.000
	3	1.100	1.006	1.052	0.996	1.000
	2	1.079	0.978	1.027	0.968	1.000
	1	1.079	0.961	1.017	0.949	1.000
LomaPri1.090	5	1.150	0.885	0.975	0.880	1.000
	4	1.141	0.874	0.968	0.869	1.000
	3	1.132	0.860	0.961	0.856	1.000
	2	1.123	0.844	0.953	0.838	1.000
	1	1.127	0.828	0.950	**0.822**	1.000
North1.009	5	**1.182**	1.085	1.143	1.073	1.000
	4	1.168	1.067	1.125	1.055	1.000
	3	1.146	1.038	1.098	1.027	1.000
	2	1.125	1.012	1.069	0.994	1.000
	1	1.124	0.992	1.053	0.968	1.000
Promedio de los 5 registros	5	1.129	1.021	1.069	1.014	1.000
	4	1.117	1.006	1.055	0.998	1.000
	3	1.099	0.983	1.035	0.975	1.000
	2	1.083	0.960	1.015	0.950	1.000
	1	1.085	0.943	1.006	0.931	1.000

En la tabla anterior se resaltan los máximos y mínimos con el número en **negritas.**

El coeficiente de variación de las distorsiones normalizadas con las cuatro expresiones con las que se calcula la rigidez se presenta en la Tabla 5.19.

Tabla 5.19 Comparativa de los coeficientes de variación para las distorsiones normalizadas en el marco de cinco niveles.

Medida Estadística	Rigidez lateral efectiva con ACI 318	Rigidez lateral efectiva con NTC 2023	Rigidez lateral efectiva con AISC 360	Rigidez lateral efectiva con Euro-04
Media	1.103	0.983	1.036	0.974
Desviación Estándar	0.042	0.072	0.052	0.070
Coeficiente de Variación (CV)	0.038	0.073	0.050	0.072

En la tabla anterior para el marco plano, en las cuatro expresiones usadas se observa que en todas ellas se presenta un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que las diferencias obtenidas son heterogéneas.

La menor diferencia de las medias se obtiene con la rigidez lateral efectiva de las NTC2023, el menor coeficiente de variación entre las distorsiones normalizadas para los 5 registros sísmicos se obtiene con la rigidez lateral efectiva del ACI318.

Para el marco de cinco niveles se muestra en la Figura 5.4, la comparación de las distorsiones (promedios por nivel de la respuesta al aplicar los 5 acelerogramas) de entrepiso que se obtuvieron para las distintas expresiones de la rigidez lateral efectiva mostradas en la Tabla 5.16., se incluye el límite de distorsión asociado a los desplazamientos horizontales para seguridad contra colapso que especifica el manual CFE para diseño por sismo (Comisión Federal de Electricidad, 2015) que corresponde a un sistema estructural con factor de comportamiento sísmico de Q=2 (marco rígido de ductilidad limitada).

De manera adicional, en la Figura 5.5 se muestra la historia de desplazamientos laterales para el nivel 5 del marco plano, en la que para cada acelerograma se usaron las cuatro expresiones que evalúan la rigidez lateral efectiva y el modelo multiresortes.

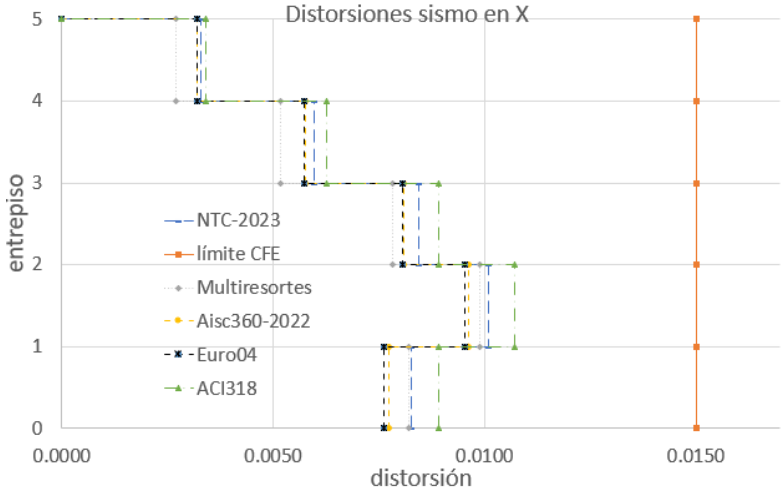


Figura 5.4. Distorsiones de entrepiso para el marco de 5 niveles

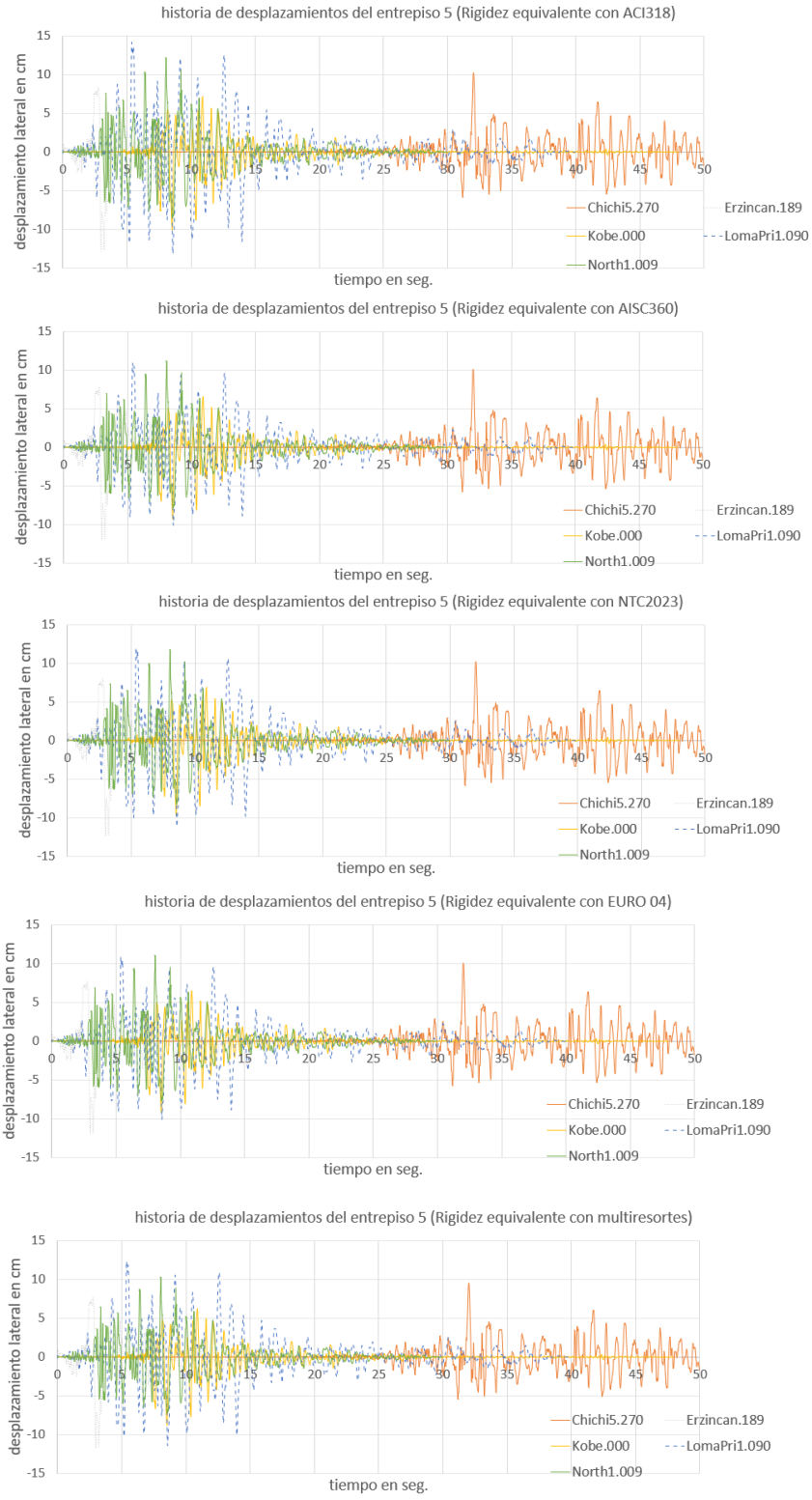


Figura 5.5 Historia de desplazamientos laterales en la azotea en el marco de 5 niveles diferentes valores de la rigidez lateral efectiva

5.4 COMPARACIONES EN UN MARCO PLANO DE 10 NIVELES

En esta sección se estudia el comportamiento de las columnas compuestas que forman parte de un marco plano de 10 niveles, se compara la respuesta del marco en la etapa lineal evaluando la rigidez lateral efectiva que proponen diversas especificaciones y reglamentaciones, también se incluye la respuesta obtenida al usar el modelo multiresortes.

El marco plano que tiene columnas compuestas tipo SRC de 70x70 cm y trabes de perfiles metálicos tipo W o IR, ver la Figura 5.6 para más detalles sobre la sección. El marco cuenta con 10 niveles y cinco crujías. Se consideró que el primer nivel cuenta con una altura de entrepiso de 3.50m y en los niveles superiores una altura de 3.00m. Las crujías se espacian de manera uniforme con un claro de 6.0m. En la Figura 5.7 se muestra en elevación el marco plano descrito.

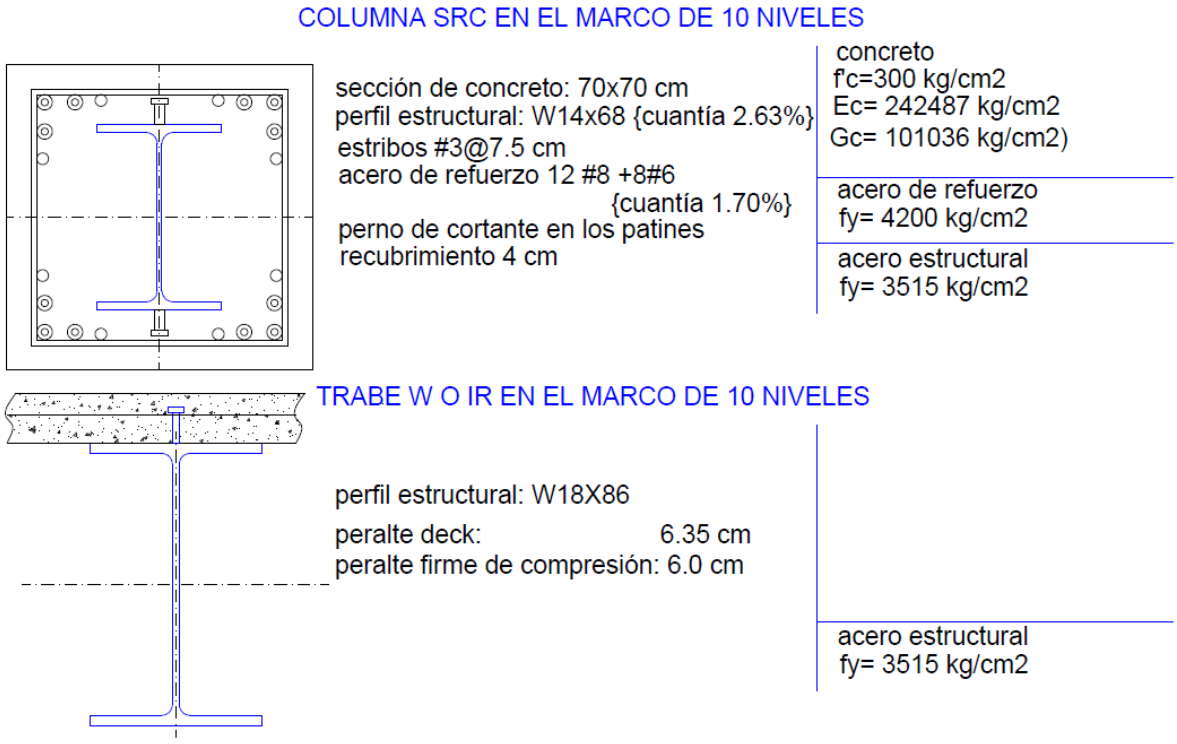


Figura 5.6. Características generales de las secciones transversales usadas en columnas y trabes para el marco de 10 niveles

Se considera que el edificio al que pertenece el marco tiene un uso de oficinas, que los marcos están espaciados a cada 5.0 m y las cargas actuantes son las mismas que se presentaron para el marco de cinco niveles.

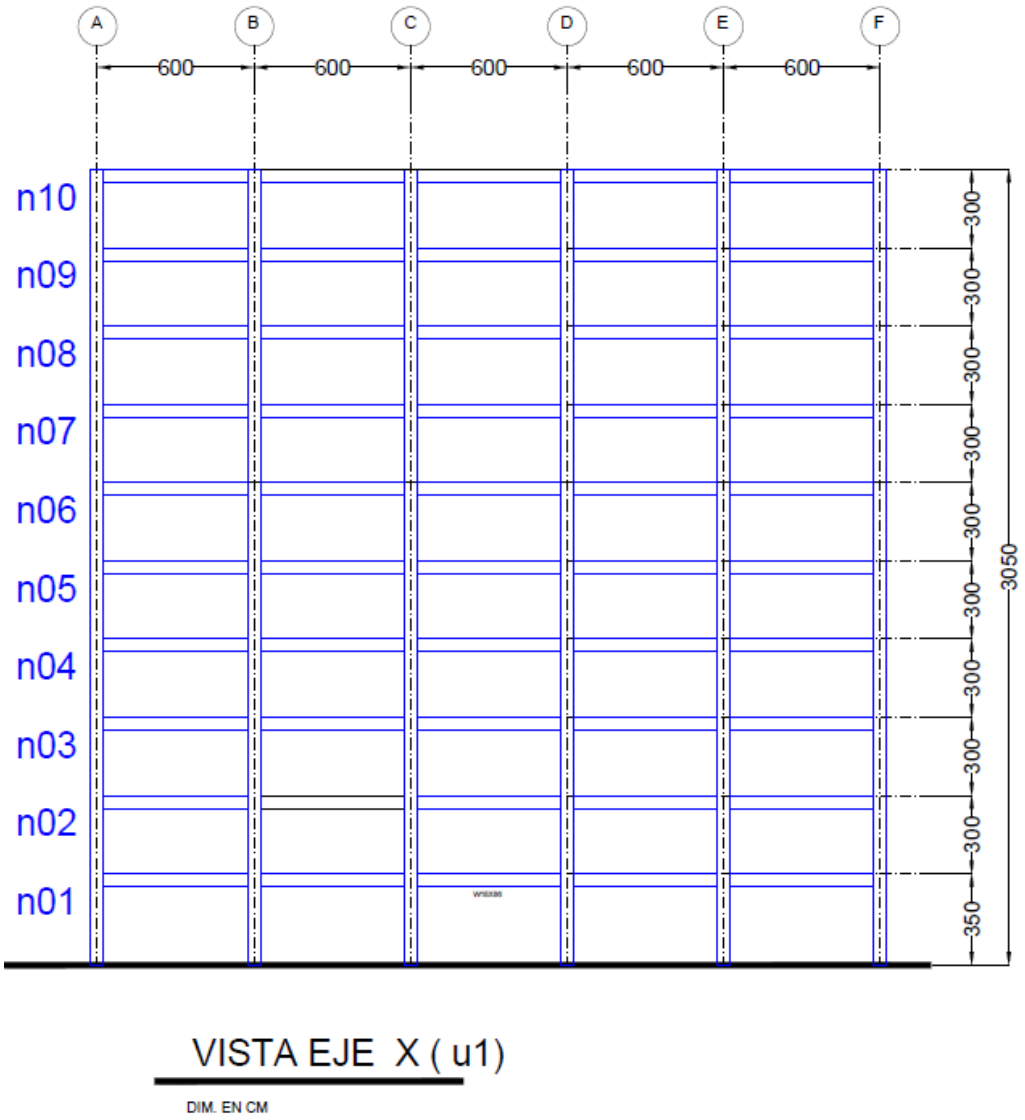


Figura 5.7. Elevación del marco plano de 10 niveles

Las cargas y uso del edificio al que pertenece el marco se presentaron en la sección 5.3.

La posición y el número de resortes en la columna compuesta para el modelo multiresortes se muestran en la Figura 5.8.

La Tabla 5.20 muestra la comparativa de las rigideces de las columnas en el marco plano de 10 niveles con valores normalizados respecto de la rigidez obtenida a partir del modelo multiresortes.

La Tabla 5.21 muestra la comparativa de los periodos fundamentales del marco plano de 10 niveles con valores normalizados respecto el periodo obtenido a partir del modelo multiresortes. Como se mencionó antes el modelo multiresortes refleja una degradación en la rigidez de la columna conforme los desplazamientos producto de las fuerzas laterales se acercan al desplazamiento de fluencia. Sin embargo, el periodo que entrega el programa Canny al introducir los datos de los multiresortes, es calculado con un valor de la rigidez lateral con una degradación mínima que resulta mayor que la rigidez lateral en la fluencia.

La Tabla 5.22 muestra la comparativa de las distorsiones en los entrepisos del marco plano de 10 niveles con valores normalizados respecto a las distorsiones obtenidas a partir del modelo multiresortes. En esta tabla el modelo multiresortes empleado cuenta con la calibración 1 descrita en la sección 4.2. Se uso la calibración 1 debido a que como se explicó en las conclusiones del Capítulo 4, entrega resultados razonables y con la finalidad de no generar un volumen mayor de datos. Las distorsiones de entrepiso se determinaron en los entrepisos del marco plano para cada uno de los cinco acelerogramas considerados.

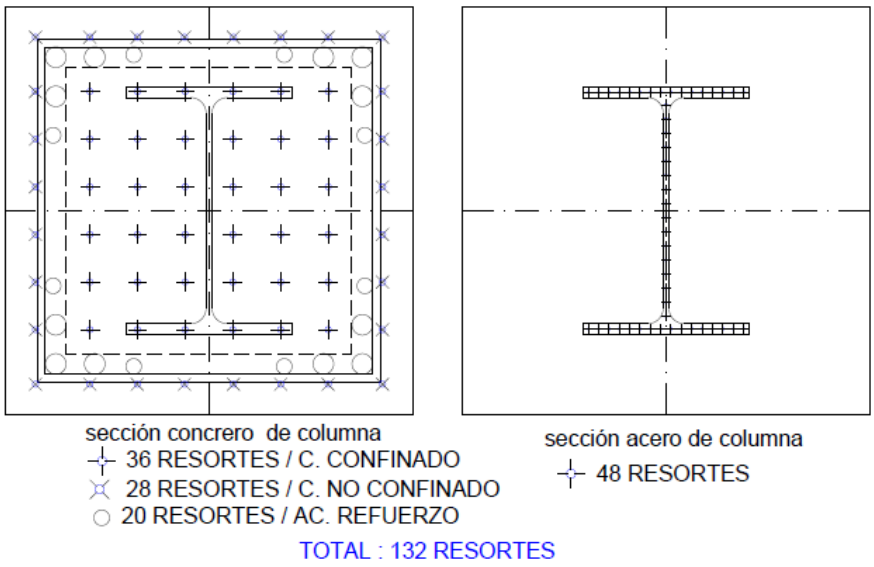


Figura 5.8. Posición y número de resortes en una columna compuesta para el modelo multi-resortes usada en el marco de 10 niveles

Tabla 5.20 Comparación de rigideces a flexión en el marco plano de 10 niveles. Normalizadas respecto al valor usado el modelo multiresortes

Rigideces a flexión efectiva E I_{eff} (Valores normalizados) Columna SRC 70x70 cm con perfil W12x68			
E I_{eff}	Calibración 1 $EI_{eff}/EI_{eff(mr)}$	Calibración 2 $EI_{eff}/EI_{eff(mr)}$	Calibración 3 $EI_{eff}/EI_{eff(mr)}$
ACI318 (2019)	0.963	0.963	0.955
AISC360 (2022)	0.996	0.996	0.989
NTC Acero 2023	0.931	0.931	0.924
Euro 04	1.038	1.038	1.031
Modelo multiresortes	1.000	1.000	1.000

En la tabla anterior, mr indica multiresortes, la rigidez a flexión efectiva del modelo multiresortes se derivó de un modelo equivalente en el que se igualo el valor del periodo fundamental para obtener el valor tabulado.

Tabla 5.21 Comparación de periodos fundamentales en el marco de 10 niveles. Valores normalizados respecto al valor obtenido al usar el modelo multiresortes

Periodos fundamentales de acuerdo con las distintas rigideces a flexión efectiva E I_{eff} (Valores normalizados) Columna SRC 70x70 cm con perfil W12x68			
E I_{eff}	Calibración 1 $T_1\{EI_{eff}\}/T_1\{EI_{eff(mr)}\}$	Calibración 2 $T_1\{EI_{eff}\}/T_1\{EI_{eff(mr)}\}$	Calibración 3 $T_1\{EI_{eff}\}/T_1\{EI_{eff(mr)}\}$
ACI318 (2019)	1.004	1.004	1.005
AISC360 (2022)	1.000	1.000	1.001
NTC Acero 2023	1.008	1.008	1.009
Euro 04	0.996	0.996	0.997
Modelo multiresortes	1.000	1.000	1.000

Tabla 5.22 Comparación de distorsiones de entrepiso en el marco de 10 niveles. Valores normalizados respecto al valor obtenido al usar el modelo multiresortes con la calibración 1

Distorsiones en el marco plano de 10 niveles de acuerdo con las distintas rigideces a flexión efectiva E I_{eff} (Valores normalizados)						
Registro sísmico	Entrepiso	ACI318 (2019)	AISC360 (2022)	NTC Acero 2023	Euro 04	Modelo multiresortes
ChiChi5.270	10	1.077	1.066	1.083	1.051	1.000
	9	1.073	1.061	1.079	1.046	1.000
	8	1.066	1.054	1.073	1.039	1.000
	7	1.058	1.047	1.065	1.031	1.000
	6	1.049	1.037	1.056	1.022	1.000
	5	1.037	1.025	1.044	1.009	1.000
	4	1.021	1.008	1.028	0.991	1.000
	3	0.998	0.985	1.007	0.966	1.000
	2	0.969	0.954	0.979	0.932	1.000
	1	0.943	0.925	0.957	0.897	1.000
Erzincan.189	10	0.990	0.986	0.993	0.981	1.000
	9	0.986	0.982	0.990	0.978	1.000
	8	0.971	0.967	0.975	0.962	1.000
	7	0.976	0.972	0.980	0.967	1.000
	6	0.969	0.965	0.973	0.959	1.000
	5	0.958	0.954	0.963	0.948	1.000
	4	0.944	0.939	0.950	0.931	1.000
	3	0.925	0.918	0.932	0.909	1.000
	2	0.898	0.888	0.906	0.877	1.000

Kobe.000	1	0.857	0.844	0.869	**0.830**	1.000
	10	1.022	1.017	1.028	1.009	1.000
	9	1.017	1.011	1.020	1.002	1.000
	8	1.012	1.004	1.009	0.994	1.000
	7	1.004	0.995	0.994	0.982	1.000
	6	0.995	0.984	0.976	0.969	1.000
	5	0.986	0.972	0.959	0.955	1.000
	4	0.976	0.958	0.939	0.938	1.000
	3	0.962	0.941	0.916	0.917	1.000
	2	0.943	0.919	0.892	0.891	1.000
	1	0.923	0.894	0.869	0.862	1.000
LomaPri1.090	10	1.056	1.077	1.035	1.104	1.000
	9	1.055	1.076	1.035	1.103	1.000
	8	**1.124**	1.075	1.035	1.102	1.000
	7	1.053	1.072	1.035	1.101	1.000
	6	1.050	1.068	1.033	1.097	1.000
	5	1.044	1.060	1.027	1.091	1.000
	4	1.032	1.047	1.017	1.078	1.000
	3	1.013	1.025	1.000	1.057	1.000
	2	0.986	0.995	0.975	1.025	1.000
	1	0.959	0.963	0.952	0.991	1.000
North1.009	10	1.008	1.013	1.004	1.020	1.000
	9	1.002	1.008	0.999	1.015	1.000
	8	0.995	1.001	0.992	1.008	1.000
	7	0.985	0.996	0.983	1.000	1.000
	6	0.972	0.987	0.972	0.990	1.000
	5	0.959	0.979	0.960	0.979	1.000
	4	0.943	0.969	0.947	0.968	1.000
	3	0.925	0.957	0.930	0.952	1.000
	2	0.903	0.939	0.911	0.932	1.000
	1	0.884	0.923	0.896	0.910	1.000
Promedio de los 5 registros	10	1.030	1.032	1.029	1.033	1.000
	9	1.027	1.028	1.024	1.029	1.000
	8	1.033	1.020	1.017	1.021	1.000
	7	1.015	1.016	1.011	1.016	1.000
	6	1.007	1.008	1.002	1.007	1.000
	5	0.997	0.998	0.991	0.996	1.000
	4	0.983	0.984	0.976	0.981	1.000
	3	0.965	0.965	0.957	0.960	1.000
	2	0.939	0.939	0.932	0.931	1.000
	1	0.913	0.910	0.909	0.898	1.000

En la tabla anterior se resaltan los máximos y mínimos con el número en **negritas.**

El coeficiente de variación de las distorsiones normalizadas con las cuatro expresiones con las que se calcula la rigidez se presenta en la Tabla 5.23.

Tabla 5.23 Comparativa de los coeficientes de variación para las distorsiones normalizadas en el marco de 10 niveles.

Medida Estadística	Rigidez lateral ACI 318	Rigidez lateral NTC 2023	Rigidez lateral AISC 360	Rigidez lateral Euro-04
Media	0.991	0.990	0.985	0.987
Desviación Estándar	0.055	0.054	0.053	0.066
Coeficiente de Variación (CV)	0.055	0.055	0.054	0.067

En la tabla anterior para el marco plano, en las cuatro expresiones usadas se observa que en todas ellas se presenta un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que las diferencias obtenidas son heterogéneas.

La menor diferencia de las medias se obtiene con la rigidez lateral efectiva de las NTC2023, el menor coeficiente de variación entre las distorsiones normalizadas para los 5 registros sísmicos se obtiene con la rigidez lateral efectiva del AISC360.

Para el marco de 10 niveles se muestra en la Figura 5.9, la comparación de las distorsiones (promedios por nivel de la respuesta al aplicar los 5 acelerogramas) de entrepiso que se obtuvieron para las distintas expresiones de la rigidez lateral efectiva mostradas en la Tabla 5.20, se incluye el límite de distorsión asociado a los desplazamientos horizontales para seguridad contra colapso que especifica el manual CFE para diseño por sismo (Comisión Federal de Electricidad, 2015) que corresponde a un sistema estructural con factor de comportamiento sísmico de Q=2 (marco rígido de ductilidad limitada).

De manera adicional, en la Figura 5.10 se muestra la historia de desplazamientos laterales para el nivel 10 del marco plano, en la que para cada acelerograma se usaron las cuatro expresiones que evalúan la rigidez lateral efectiva y el modelo multiresortes.

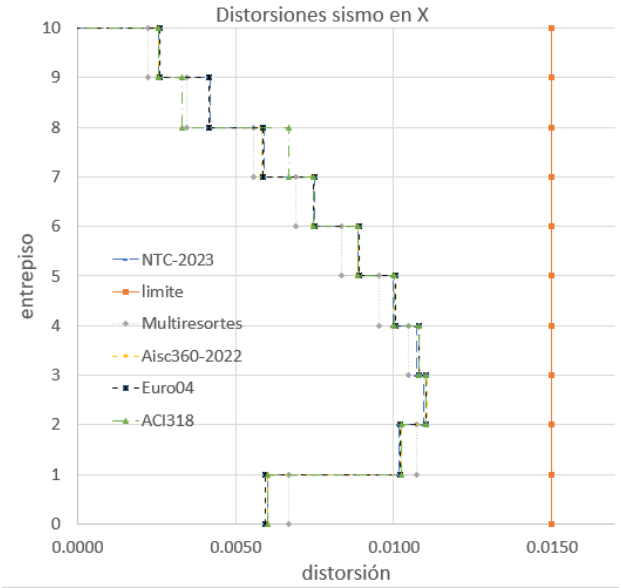


Figura 5.9. Distorsiones de entrepiso para el marco de 10 niveles

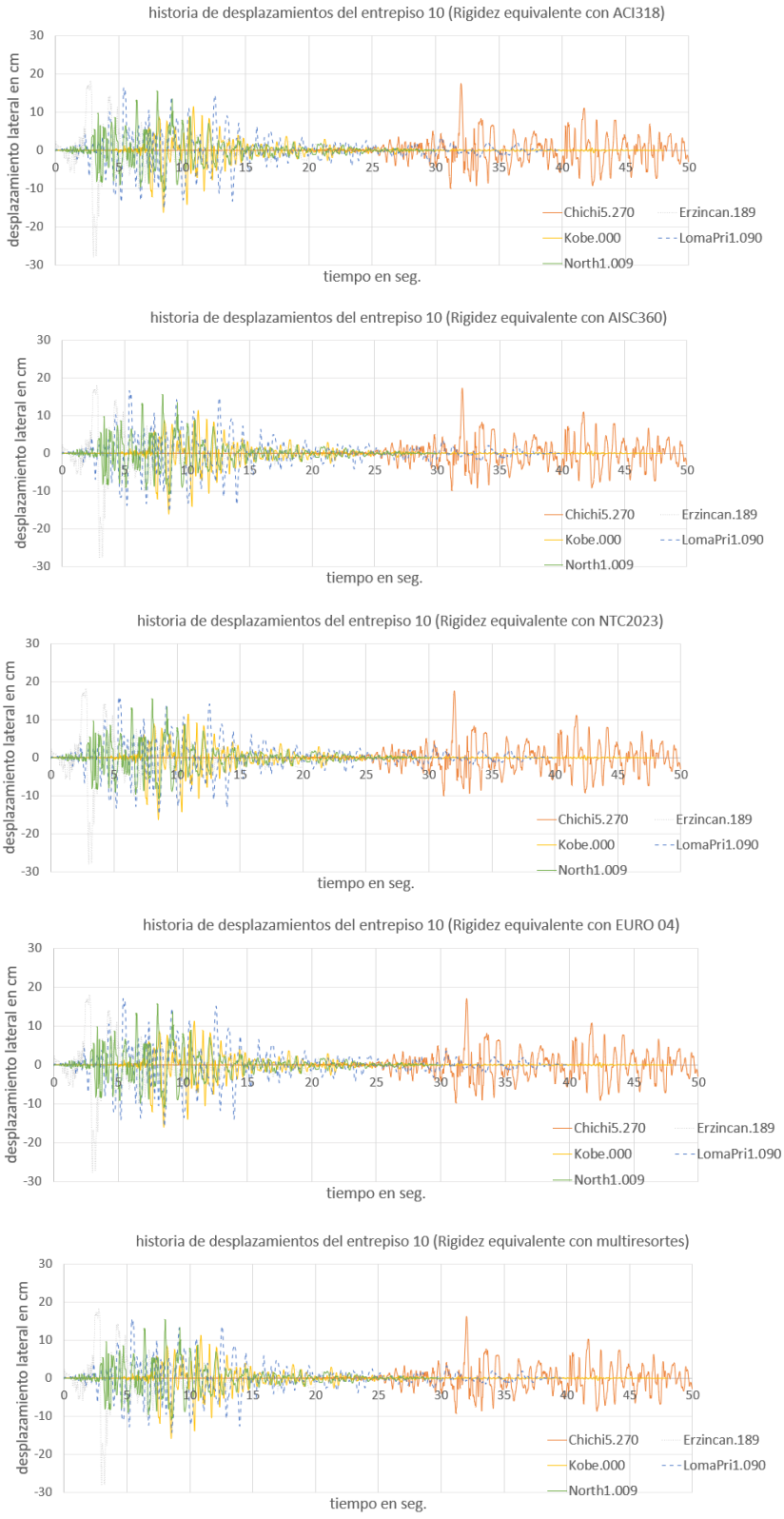


Figura 5.10. Historia de desplazamientos laterales en azotea en el marco de 10 niveles usando diferentes valores de la rigidez lateral efectiva

5.5 COMPARACIONES EN UN MARCO PLANO DE 15 NIVELES

En esta sección se estudia el comportamiento de las columnas compuestas que forman parte de un marco plano de 15 niveles, se compara la respuesta del marco en la etapa lineal evaluando la rigidez lateral efectiva que proponen diversas especificaciones y reglamentaciones, también se incluye la respuesta obtenida al usar el modelo multiresortes.

El marco plano que tiene columnas compuestas tipo SRC de 90x90 cm entre los niveles 1 al 10, con columnas SRC de 70x70 cm entre los niveles 11 al 15 y trabes de perfiles metálicos tipo W o IR, ver la Figura 5.11 para más detalles sobre las secciones. El marco cuenta con 15 niveles y cinco crujías. Se consideró que el primer nivel cuenta con una altura de entrepiso de 3.50m y en los niveles superiores una altura de 3.00m. Las crujías se espacian de manera uniforme con un claro de 6.0m. En la Figura 5.12 se muestra en elevación el marco plano descrito.

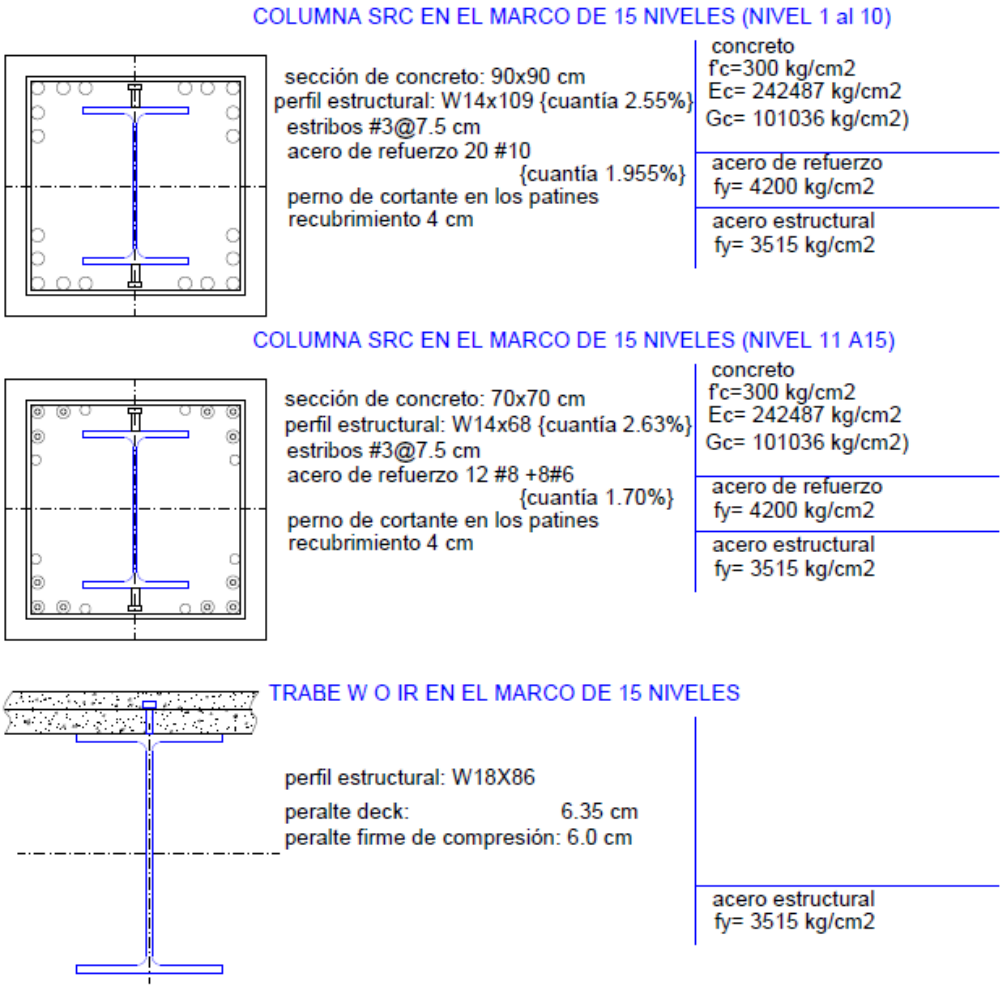


Figura 5.11. Características generales de las secciones transversales usadas en columnas y trabes para el marco de 15 niveles

Se considera que el edificio al que pertenece el marco tiene un uso de oficinas, que los marcos están espaciados a cada 5.0 m y las cargas actuantes son las mismas que se presentaron para el marco de cinco niveles.

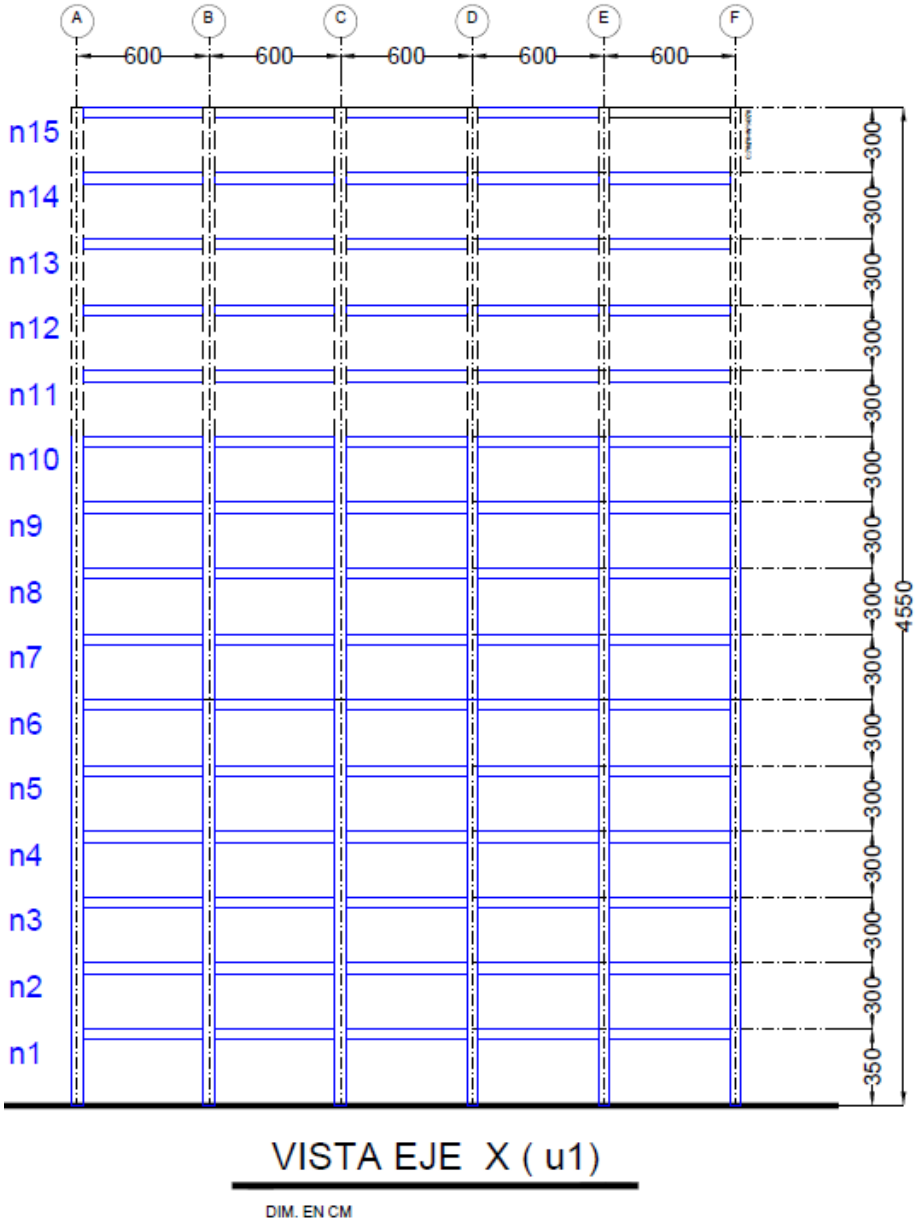


Figura 5.12. Elevación del marco plano de 15 niveles

La posición y el número de resortes en las columnas compuestas para el modelo multiresortes se mostraron en la Figura 5.13. En dicha figura se usaron 132 resortes para modelar el concreto, el acero de refuerzo y el perfil de acero estructural, tanto para la columna de 90x90 cm como para la columna de 70x70 cm se usaron los 132 resortes.

La Tabla 5.24 muestra la comparativa de las rigideces de las columnas en el marco plano de 15 niveles con valores normalizados respecto de la rigidez obtenida a partir del modelo multiresortes.

La Tabla 5.25 muestra la comparativa de los periodos fundamentales del marco plano de 15 niveles con valores normalizados respecto el periodo obtenido a partir del modelo multiresortes. Como se mencionó antes el modelo multiresortes refleja una degradación en la rigidez de la columna conforme los desplazamientos producto de las fuerzas laterales se acercan al desplazamiento de fluencia. Sin embargo, el periodo que entrega el programa Canny al introducir los datos de los multiresortes, es calculado con un valor de la rigidez lateral con una degradación mínima que resulta mayor que la rigidez lateral en la fluencia.

La Tabla 5.26 muestra la comparativa de las distorsiones en los entrepisos del marco plano de 15 niveles con valores normalizados respecto a las distorsiones obtenidas a partir del modelo multiresortes. En esta tabla el modelo multiresortes empleado cuenta con la calibración 1 descrita en la sección 4.2. Se uso la calibración 1 debido a que como se explicó en las conclusiones del Capítulo 4, entrega resultados razonables y con la finalidad de no generar un volumen mayor de datos. Las distorsiones de entrepiso se determinaron en los entrepisos del marco plano para cada uno de los cinco acelerogramas considerados.

Tabla 5.24 Comparación de rigideces a flexión en el marco plano de 15 niveles. Normalizadas respecto al valor usado el modelo multiresortes

Rigideces a flexión efectiva E I_{eff} (Valores normalizados) Columna SRC 90x90 cm y SRC 70x70 cm con perfil W			
E I_{eff}	Calibración 1 $EI_{eff}/EI_{eff(mr)}$	Calibración 2 $EI_{eff}/EI_{eff(mr)}$	Calibración 3 $EI_{eff}/EI_{eff(mr)}$
ACI318 (2019)	1.090	1.090	1.090
AISC360 (2022)	1.127	1.127	1.126
NTC Acero 2023	1.050	1.050	1.049
Euro 04	1.168	1.168	1.168
Modelo multiresortes	1.000	1.000	1.000

En la tabla anterior, mr indica multiresortes, la rigidez a flexión efectiva del modelo multiresortes se derivó de un modelo equivalente en el que se igualo el valor del periodo fundamental para obtener el valor tabulado.

Tabla 5.25 Comparación de periodos fundamentales en el marco de 15 niveles. Valores normalizados respecto al valor obtenido al usar el modelo multiresortes

Periodos fundamentales de acuerdo con las distintas rigideces a flexión efectiva E I_{eff} (Valores normalizados) Columna SRC 90x90 cm y SRC 70x70 cm con perfil W			
E I_{eff}	Calibración 1 $T_1\{EI_{eff}\}/T_1\{EI_{eff(mr)}\}$	Calibración 2 $T_1\{EI_{eff}\}/T_1\{EI_{eff(mr)}\}$	Calibración 3 $T_1\{EI_{eff}\}/T_1\{EI_{eff(mr)}\}$
ACI318 (2019)	0.994	0.994	0.994
AISC360 (2022)	0.992	0.992	0.992
NTC Acero 2023	0.997	0.997	0.997
Euro 04	0.989	0.989	0.989
Modelo multiresortes	1.000	1.000	1.000

En la tabla anterior, mr indica multiresortes.

Tabla 5.26 Comparación de distorsiones de entrepiso en el marco de 15 niveles. Valores normalizados respecto al valor obtenido al usar el modelo multiresortes con la calibración 1

Distorsiones en el marco plano de 15 niveles de acuerdo con las distintas rigideces a flexión efectiva E I_{eff} (Valores normalizados)						
Registro sísmico	Entrepiso	ACI318 (2019)	AISC360 (2022)	NTC Acero 2023	Euro 04	Modelo multiresortes
ChiChi5.270	15	1.017	1.017	1.016	1.018	1.000
	14	1.014	1.015	1.014	1.014	1.000
	13	1.011	1.012	1.010	1.009	1.000
	12	1.007	1.008	1.007	1.004	1.000
	11	1.004	1.004	1.003	0.999	1.000
	10	0.998	0.999	0.997	0.993	1.000
	9	0.991	0.991	0.991	0.986	1.000
	8	0.983	0.982	0.983	0.978	1.000
	7	0.974	0.973	0.975	0.970	1.000
	6	0.964	0.961	0.966	0.961	1.000
	5	0.951	0.948	0.954	0.949	1.000
	4	0.934	0.930	0.939	0.933	1.000
	3	0.909	0.904	0.915	0.909	1.000
	2	0.871	0.864	0.879	0.869	1.000
	1	0.802	0.793	0.812	0.797	1.000

Erzincan.189	15	1.005	1.003	1.008	1.000	1.000
	14	1.004	1.002	1.006	0.999	1.000
	13	1.002	1.000	1.005	0.997	1.000
	12	1.001	0.999	1.003	0.996	1.000
	11	1.000	0.997	1.002	0.995	1.000
	10	0.997	0.995	0.999	0.992	1.000
	9	0.992	0.990	0.995	0.987	1.000
	8	0.987	0.984	0.990	0.981	1.000
	7	0.980	0.976	0.983	0.973	1.000
	6	0.971	0.967	0.975	0.962	1.000
	5	0.958	0.953	0.963	0.948	1.000
	4	0.940	0.935	0.946	0.928	1.000
	3	0.914	0.907	0.922	0.899	1.000
	2	0.875	0.867	0.884	0.857	1.000
	1	0.806	0.796	0.818	0.785	1.000
Kobe.000	15	1.024	1.025	1.025	1.025	1.000
	14	1.020	1.018	1.020	1.019	1.000
	13	1.017	1.012	1.017	1.013	1.000
	12	1.015	1.004	1.013	1.007	1.000
	11	1.013	0.998	1.010	1.001	1.000
	10	1.010	0.992	1.007	0.996	1.000
	9	1.006	0.987	1.002	0.991	1.000
	8	1.000	0.984	0.997	0.987	1.000
	7	0.993	0.982	0.991	0.984	1.000
	6	0.986	0.983	0.985	0.984	1.000
	5	0.978	0.987	0.979	0.986	1.000
	4	0.969	0.992	0.972	0.989	1.000
	3	0.958	0.995	0.962	0.990	1.000
	2	0.940	0.993	0.947	0.985	1.000
	1	0.899	0.964	0.909	0.952	1.000
LomaPri1.090	15	1.066	1.069	1.062	1.073	1.000
	14	1.065	1.068	1.061	1.073	1.000
	13	1.065	1.068	1.061	1.074	1.000
	12	1.065	1.068	1.062	1.076	1.000
	11	1.066	1.069	1.063	1.080	1.000
	10	1.066	1.068	1.063	**1.082**	1.000
	9	1.063	1.064	1.061	1.081	1.000
	8	1.059	1.059	1.058	1.079	1.000
	7	1.053	1.053	1.053	1.075	1.000
	6	1.046	1.044	1.047	1.068	1.000
	5	1.035	1.032	1.038	1.058	1.000
	4	1.019	1.015	1.024	1.042	1.000
	3	0.995	0.989	1.002	1.018	1.000
	2	0.957	0.949	0.966	0.977	1.000
	1	0.885	0.875	0.896	0.900	1.000
North1.009	15	0.992	0.995	0.990	0.999	1.000
	14	0.988	0.990	0.986	0.993	1.000
	13	0.981	0.983	0.980	0.985	1.000
	12	0.972	0.973	0.972	0.974	1.000
	11	0.960	0.960	0.961	0.960	1.000
	10	0.945	0.944	0.948	0.942	1.000
	9	0.929	0.926	0.933	0.922	1.000
	8	0.910	0.905	0.917	0.900	1.000

Promedio de los 5 registros	7	0.889	0.881	0.897	0.874	1.000
	6	0.865	0.855	0.876	0.845	1.000
	5	0.839	0.827	0.852	0.814	1.000
	4	0.810	0.796	0.827	0.781	1.000
	3	0.780	0.763	0.799	0.745	1.000
	2	0.745	0.726	0.766	0.705	1.000
	1	0.697	0.676	0.721	**0.653**	1.000
	15	1.021	1.022	1.020	1.023	1.000
	14	1.018	1.019	1.018	1.020	1.000
	13	1.015	1.015	1.015	1.016	1.000
	12	1.012	1.010	1.011	1.011	1.000
	11	1.008	1.006	1.008	1.007	1.000
	10	1.003	0.999	1.003	1.001	1.000
	9	0.996	0.992	0.996	0.994	1.000
	8	0.988	0.983	0.989	0.985	1.000
	7	0.978	0.973	0.980	0.975	1.000
	6	0.966	0.962	0.970	0.964	1.000
	5	0.952	0.949	0.957	0.951	1.000
	4	0.935	0.933	0.941	0.935	1.000
	3	0.911	0.912	0.920	0.912	1.000
	2	0.878	0.880	0.889	0.879	1.000
	1	0.818	0.821	0.831	0.818	1.000

En la tabla anterior se resaltan los máximos y mínimos con el número en **negritas.**

El coeficiente de variación de las distorsiones normalizadas con las cuatro expresiones con las que se calcula la rigidez se presenta en la Tabla 5.27.

Tabla 5.27 Comparativa de los coeficientes de variación para las distorsiones normalizadas en el marco de 15 niveles.

Medida Estadística	**Rigidez lateral ACI 318**	**Rigidez lateral NTC 2023**	**Rigidez lateral AISC 360**	**Rigidez lateral Euro-04**
Media	0.967	0.965	0.970	0.966
Desviación Estándar	0.078	0.082	0.072	0.088
Coeficiente de Variación (CV)	0.081	0.085	0.075	0.091

En la tabla anterior para el marco plano, en las cuatro expresiones usadas se observa que en todas ellas se presenta un coeficiente de variación con valor absoluto menor a 30 %, lo que indica que las diferencias obtenidas son heterogéneas.

La menor diferencia de las medias se obtiene con la rigidez lateral efectiva del AISC360, el menor coeficiente de variación entre las distorsiones normalizadas para los 5 registros sísmicos se obtiene con la rigidez lateral efectiva del AISC360.

Para el marco de 15 niveles se muestra en la Figura 5.13, la comparación de las distorsiones (promedios por nivel de la respuesta al aplicar los 5 acelerogramas) de entrepiso que se obtuvieron para las distintas expresiones de la rigidez lateral efectiva mostradas en la Tabla 5.24, se incluye el límite de distorsión asociado a los desplazamientos horizontales para seguridad contra colapso que especifica el manual CFE para diseño por sismo (Comisión Federal de Electricidad, 2015) que corresponde a un sistema estructural con factor de comportamiento sísmico de Q=2 (marco rígido de ductilidad limitada).

De manera adicional, en la Figura 5.14 se muestra la historia de desplazamientos laterales para el nivel 15 del marco plano, en la que para cada acelerograma se usaron las cuatro expresiones que evalúan la rigidez lateral efectiva y el modelo multiresortes.

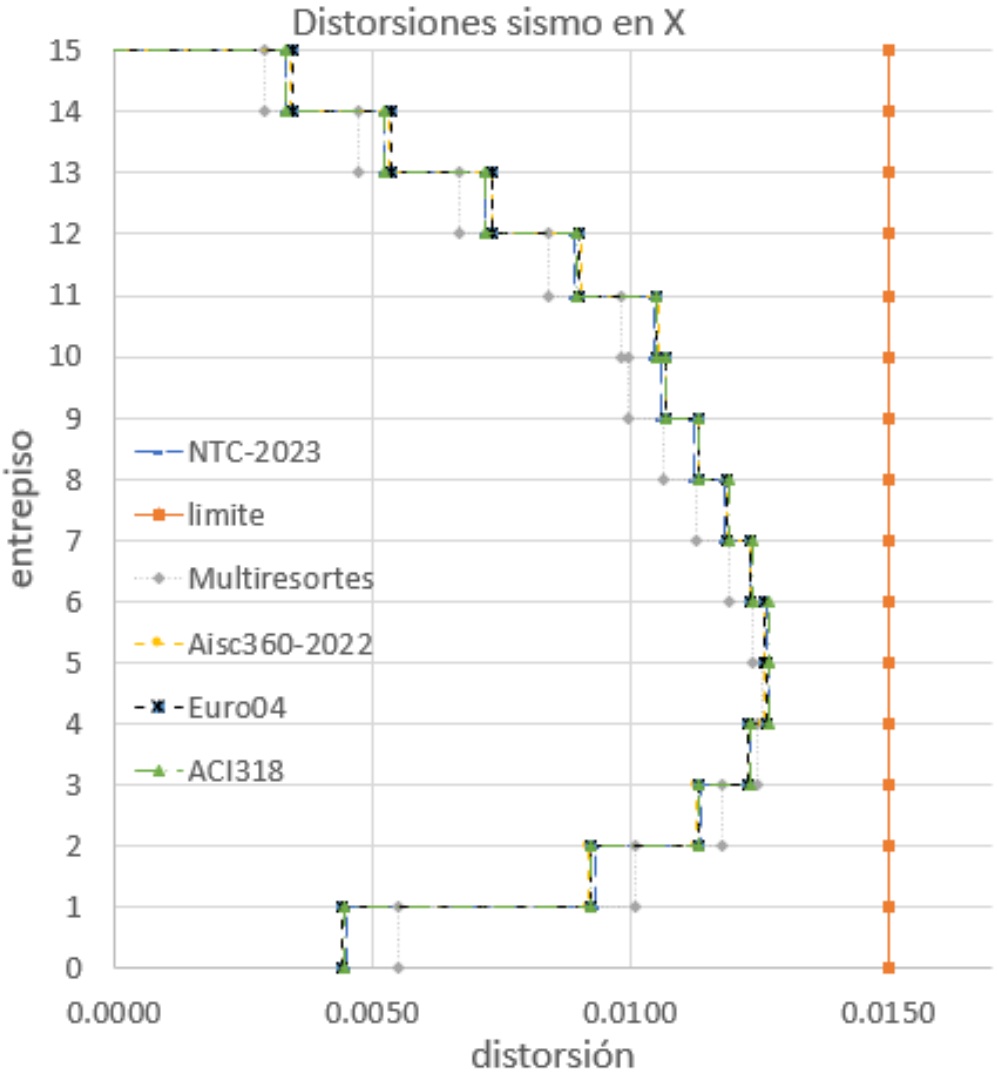


Figura 5.13. Distorsiones de entrepiso el marco de 15 niveles

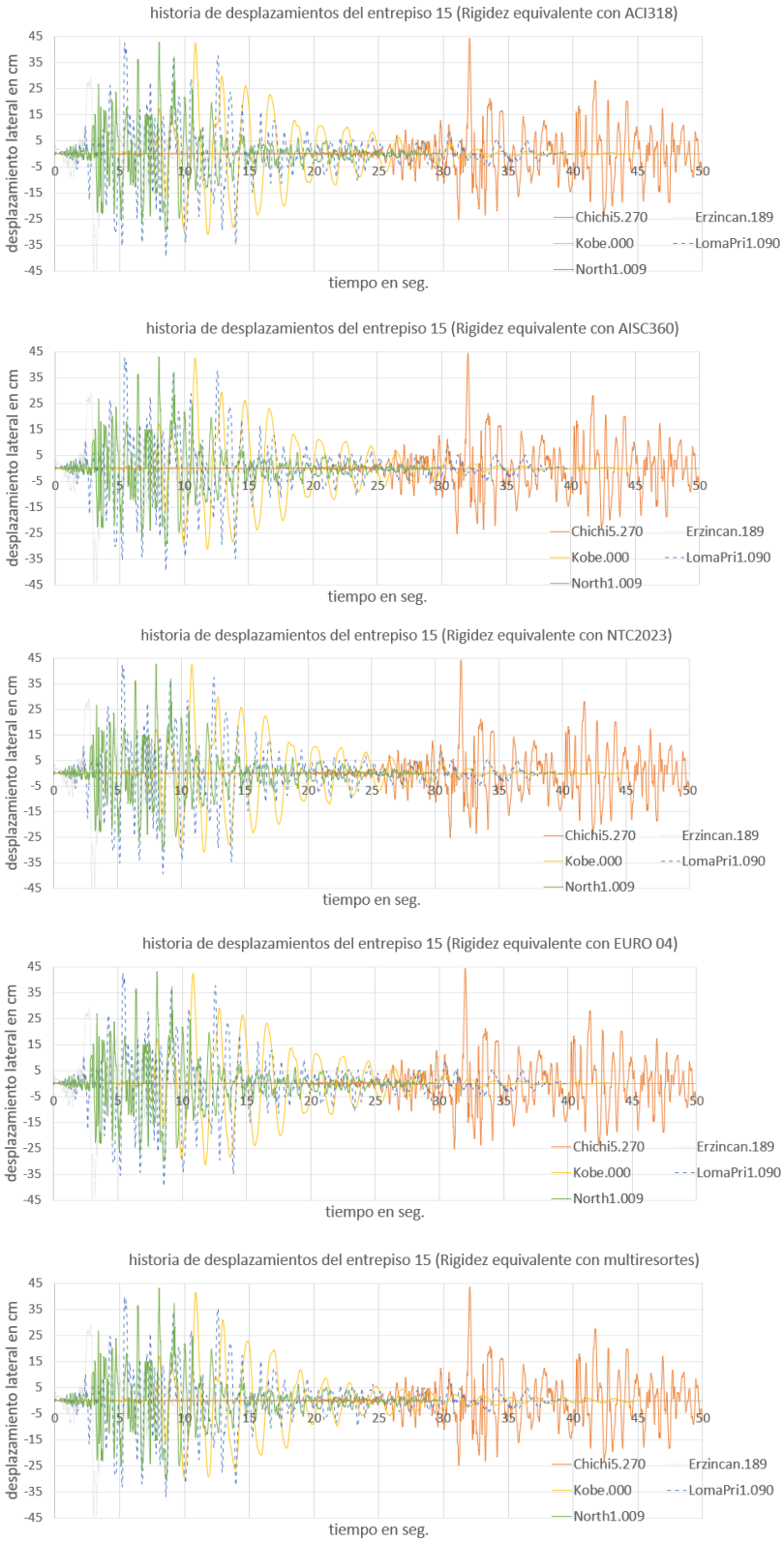


Figura 5.14 Historia de desplazamientos laterales en azotea en el marco de 15 niveles usando diferentes valores de la rigidez lateral efectiva

5.6 OBSERVACIONES Y ANÁLISIS DE RESULTADOS EN LAS COMPARACIONES HECHAS A LAS EXPRESIONES DE LA RIGIDEZ A FLEXIÓN EFECTIVA EN COLUMNAS INDIVIDUALES Y MARCOS PLANOS

Comparaciones en las columnas individuales usando las expresiones del ACI318, las NTC2023, el AISC360-22 y el Eurocódigo 04. Tablas 5.1 a 5.14

Para el caso de las columnas individuales las rigideces laterales resultantes de usar las cuatro expresiones cuentan con una variación máxima del 20% para el grupo de columnas de Ricles, de 13% para las columnas de Chen y de 19% para las columnas de Zhu.

Las rigideces laterales resultantes de usar las cuatro expresiones se mantienen constantes en la etapa elástica de los elementos, sin embargo, al comparar estos resultados contra los ensayos de laboratorio se encuentra que el valor de la rigidez lateral si tienen una degradación, por lo que es evidente que las expresiones de la rigidez a flexión efectiva no toman en cuenta este efecto.

Las rigideces laterales resultantes de usar las cuatro expresiones presentan una diferencia mínima para ductilidades equivalentes a μ=0.40 para las columnas de Ricles, este valor de ductilidad se asocia a una etapa previa al agrietamiento de las columnas.

Las rigideces laterales resultantes de usar las cuatro expresiones presentan una diferencia mínima para ductilidades equivalentes a μ=0.20 para las columnas de Chen, este valor de ductilidad se asocia a una etapa previa al agrietamiento de las columnas.

Las rigideces laterales resultantes de usar las cuatro expresiones presentan una diferencia mínima para ductilidades en el rango de a μ=0.40 a μ=0.80 para las columnas de Zhu, la variación de estos valores se puede asociar a el concreto de alta resistencia empleado a las columnas y/o a la variación en la carga axial empleada en los ensayos de laboratorio.

Predecir la rigidez de las columnas compuestas en la etapa elástica no es un tema fácil de abordar, dado que intervienen distintos niveles de carga axial, los materiales y sobre todo las relaciones esfuerzo deformación de cada uno de los componentes.

Como se mencionó en el capítulo 4 la modelación de las columnas compuestas con el modelo multiresortes, si refleja la degradación de la rigidez por lo que las diferencias en el que se incurre al tomar el valor absoluto del promedio se encuentran en el rango de 3.8% al 46.7%. Estos valores en las diferencias reflejan una mejor predicción en la magnitud de la rigidez respecto del valor constante que arrojan las cuatro expresiones.

Las diferencias entre la rigidez medida en el laboratorio de las columnas de Ricles contra cualquiera de las expresiones que evalúan la rigidez lateral efectiva para un desplazamiento igual al desplazamiento de fluencia, presentan valores de hasta 68% con valor positivo, lo que implica que se tiene una sobre estimación de la rigidez lateral o bien que se están considerando una estructura más rígida de lo que se tiene en la realidad.

Las diferencias entre la rigidez medida en el laboratorio de las columnas de Chen contra cualquiera de las expresiones que evalúan la rigidez lateral efectiva para un desplazamiento igual al desplazamiento de fluencia, presentan valores de hasta 77% con valor positivo, lo que implica que se tiene una sobre estimación de la rigidez lateral o bien que se están considerando una estructura más rígida de lo que se tiene en la realidad.

Las diferencias entre la rigidez medida en el laboratorio de las columnas de Zhu contra cualquiera de las expresiones que evalúan la rigidez lateral efectiva para un desplazamiento igual al desplazamiento de fluencia, presentan valores de hasta 19% con valor positivo, lo que implica que se tiene una sobre estimación de la rigidez lateral o bien que se están considerando una estructura más rígida de lo que se tiene en la realidad.

Comparaciones en las columnas que forman parte de marcos planos usando las expresiones del ACI318, las NTC2023, el AISC360-22 y el Eurocódigo 04. Tablas 5.15 a 5.27

Al comparar la rigidez a flexión efectiva de las columnas del marco de cinco niveles del modelo multiresortes contra las cuatro expresiones que evalúan la rigidez a flexión efectiva, se encuentra que hay una diferencia entre el 8% y el 22%, lo cual indica que el modelo multiresortes refleja una estructura más rígida respecto de las cuatro expresiones estudiadas.

Al comparar periodo fundamental para el marco de cinco niveles del modelo multiresortes contra las cuatro que evalúan la rigidez a flexión efectiva, se encuentra que hay una diferencia entre el 1.6% y el 5.2%, lo cual confirma que el modelo multiresortes refleja una estructura más rígida respecto de las cuatro expresiones estudiadas.

Al comparar las distorsiones para el marco de cinco niveles del modelo multiresortes contra las expresiones que evalúan la rigidez a flexión efectiva, se encuentra que hay una diferencia promedio entre el -6.9% y el 11.7%. Los porcentajes anteriores que indican que si se compara con las expresiones del ACI318 y de las NTC2023 el modelo multiresortes es más rígido. Por otro lado, si se compara contra las expresiones del AISC360 y del Euro 04 el modelo multiresortes es más flexible en la mayoría de los niveles.

Al comparar las distorsiones para el marco de cinco niveles del modelo multiresortes contra las expresiones que evalúan la rigidez a flexión efectiva, la expresión de las NTC2023 es la que presenta la menor diferencia en promedio.

Al comparar la rigidez a flexión efectiva de las columnas del marco de diez niveles del modelo multiresortes contra las cuatro expresiones que evalúan la rigidez a flexión efectiva, se encuentra que hay una diferencia entre el -7.6% y el 3.8%, lo cual indica que el modelo multiresortes refleja una estructura más flexible respecto de las expresiones del ACI318, de las NTC2023 y del AISC360. Sólo en el caso de la expresión del Euro 04 el modelo multiresortes refleja una estructura más rígida.

Al comparar periodo fundamental para el marco de diez niveles del modelo multiresortes contra las cuatro que evalúan la rigidez a flexión efectiva, se encuentra que hay una diferencia del 1%, lo cual refleja en la mayoría de los casos que el modelo multiresortes es estructura de similar rigidez respecto de las cuatro expresiones estudiadas.

Al comparar las distorsiones para el marco de diez niveles del modelo multiresortes contra las expresiones que evalúan la rigidez a flexión efectiva, se encuentra que hay una diferencia promedio entre el -10.2% y el 3.3%. Los porcentajes anteriores que indican que con las cuatro expresiones en los primeros cinco niveles el modelo multiresortes es más flexible, pero en los niveles superiores el modelo multiresortes es más rígido.

Las diferencias mostradas al comparar las distorsiones para el marco de diez niveles del modelo multiresortes contra las cuatro expresiones que evalúan la rigidez a flexión efectiva, reflejan también que en los niveles inferiores donde usualmente las distorsiones tienen su mayor magnitud el modelo multiresortes refleja la degradación de la rigidez, que no reflejan las cuatro expresiones estudiadas.

Al comparar la rigidez a flexión efectiva de las columnas del marco de 15 niveles del modelo multiresortes contra las cuatro expresiones que evalúan la rigidez a flexión efectiva, se encuentra que hay una diferencia entre el 4.9% y el 16.8%, lo cual indica que el modelo multiresortes refleja una estructura más flexible respecto de las cuatro expresiones estudiadas.

Al comparar periodo fundamental para el marco de 15 niveles del modelo multiresortes contra las cuatro que evalúan la rigidez a flexión efectiva, se encuentra que hay una diferencia del 1%, lo cual refleja en todos los casos que el modelo multiresortes es estructura de similar rigidez o con tendencia a ser más flexible respecto de las cuatro expresiones estudiadas.

Al comparar las distorsiones para el marco de 15 niveles del modelo multiresortes contra las expresiones que evalúan la rigidez a flexión efectiva, se encuentra que hay una diferencia promedio entre el -18.2% y el 2.3%. Los porcentajes anteriores que indican que con las cuatro expresiones en los primeros nueve niveles el modelo multiresortes es más flexible, pero en los niveles superiores el modelo multiresortes es más rígido.

Las diferencias mostradas al comparar las distorsiones para el marco de 15 niveles del modelo multiresortes contra las cuatro expresiones que evalúan la rigidez a flexión efectiva, reflejan que en los niveles inferiores donde usualmente las distorsiones tienen su mayor magnitud y en edificios de mayor altura el modelo multiresortes refleja la degradación de la rigidez, que no reflejan las cuatro expresiones estudiadas.

CAPÍTULO 6. RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 RESUMEN SOBRE LAS RIGIDECES A FLEXIÓN EFECTIVA

Para una columna compuesta resulta difícil determinar los valores de la rigidez a flexión conocida como "EI" (el producto del módulo de elasticidad por el momento de inercia). Una de las razones es que no pueden predecirse con precisión las contribuciones de cada uno de los materiales que las forman, el agrietamiento tiene variaciones a lo largo del eje, el concreto no es homogéneo y el valor del módulo de elasticidad del concreto Ec, cambia bajo cargas sostenidas.

En general las especificaciones de diseño de columnas compuestas se establecen expresiones para determinar la rigidez a flexión efectiva EI_{eff}, en elementos compuestos sujetos a flexocompresión, algunas expresiones de interés (NTC2023, AISC360-22, Eurocódigo 04 y ACI 318-19) se presentaron en la sección 2.4, estas tienen su ámbito de aplicación en la modelación numérica de estructuras en la etapa lineal.

Algunos de los parámetros de las expresiones para determinar la rigidez a flexión efectiva podían ajustarse para realizar un primer modelo que llevará a determinar las resistencias de los elementos. Por otro lado, es posible desarrollarían modelos adicionales en función de los valores de sus parámetros, estas expresiones alternativas son aptas para determinar distorsiones, desplazamientos, periodos, etc.

Las distintas expresiones llevan a determinar un valor de la rigidez a flexión efectiva, EI_{eff}, que involucra un módulo de elasticidad y un momento de inercia, este valor debe reflejarse dentro de los datos de entrada de la modelación de la estructura dentro de un programa de análisis.

Ya sea que se use uno u otro tipo de programa, el valor de la rigidez a flexión efectiva estará involucrado al formar las submatrices en las que se refleja cada elemento y se ensamblaran en la matriz de rigidez global de la estructura.

6.2 RESUMEN SOBRE EL MODELADO DE UNA COLUMNA SRC EN LA ETAPA ELÁSTICA Y EN LA ETAPA NO LINEAL USANDO MULTIRESORTES

El modelo multiresortes fue desarrollado por Lai et al., para elementos de concreto reforzado, es un modelo analítico inelástico que pretende simular el comportamiento histerético y la degradación de la rigidez de miembros de concreto reforzado, sujetos a carga axial en interacción con flexión biaxial.

Al modelar los efectos de la flexión biaxial en modelos con fibras o en modelos con elementos finitos, el tiempo para elaborar el modelo numérico y la interpretación de los resultados es alto. Si además, se suman las consideraciones que implican los análisis no lineales se aumenta la complejidad. El modelo multiresortes pretende no tener las complicaciones asociadas a modelos

más sofisticados como el modelo de fibras o un modelo de elementos finitos, además entrega una precisión razonable en la obtención de resultados.

El modelo multiresortes puede ser modificado para extender su uso a columnas compuestas, en un programa de análisis se separa el miembro considerado con multiresortes en dos subelementos inelásticos en los extremos y un subelemento lineal en la parte central. Cada subelemento inelástico, está compuesto por resortes individuales que reflejan la aportación de sus componentes. El modelo pretende ser una herramienta práctica para análisis tridimensionales inelásticos.

El miembro modelado con multiresortes se compone por varios resortes uniaxiales, el número de ellos depende del tamaño de la sección de concreto, y el arreglo de las barras de acero de refuerzo. En el caso de una columna compuesta, cada barra de acero de refuerzo puede ser reemplazada por un resorte que representa al material con coordenadas en el centro de la barra. De la misma forma los concretos confinados y sin confinar pueden ser discretizados en varias porciones y posicionando las coordenadas del resorte en el centro de esa porción. En lo que respecta al perfil estructural, por ejemplo un perfil W los patines y el alma se dividen en un número de porciones finitas en las que cada una de ellas es representada por un resorte.

Para considerar las propiedades a flexión en el modelo multiresortes, según el material de cada componente a los resortes se asigna un modelo histerético. Para los resortes que representan al concreto no confinado, el concreto confinado, al acero estructural y el acero de refuerzo se usó en el capítulo 4 y 5 un modelo trilineal con degradación de rigidez en la descarga.

Al usar el modelo histerético dentro de los multiresortes se requiere calibrar el valor de ciertos parámetros, lo que resulta en un proceso complejo en el que al comparar el estudio numérico con el estudio de laboratorio no necesariamente se tienen errores pequeños o inferiores al 5%. Esto se debe, entre otros factores, a que las resistencias y propiedades de los materiales no guardan un valor exacto entre uno o varios elementos del mismo lote de producción. Otro factor es que los materiales se asumen con propiedades de isotropía y en realidad la consideración no es del todo cierta.

Para los resultados presentados el capítulo 4 y 5 se realizaron una serie de calibraciones en los parámetros histeréticos dentro de los multiresortes, con los cuales se determinó la respuesta del modelo numérico de las columnas individuales. Al encontrarse resultados razonables estos valores de los parámetros se usaron para las comparaciones de los marcos planos.

La calibración hecha de los parámetros si logra reflejar la degradación de la rigidez lateral de la columna en la parte lineal, sin embargo, se tienen si existen diferencias entre los resultados medidos en laboratorio contra los generados en el modelo analítico.

La calibración de los parámetros de las columnas usada para las comparaciones en la etapa lineal no debe ser la misma que se use en la etapa no lineal.

Si se comparan las diferencias en la respuesta en la etapa lineal de las columnas compuestas, entre el modelo multiresortes contra los modelos analíticos en los que se usó alguna de las expresiones de la rigidez a flexión efectiva, el modelo multiresortes tiene una mejor aproximación en la predicción de la respuesta.

6.3 RESUMEN SOBRE EL MODELADO DE LOS MARCOS PLANOS EN LA ETAPA ELÁSTICA

La respuesta de un edificio ante una excitación depende de la rigidez (axial, a cortante, a flexión) de sus elementos. Para una columna compuesta se han propuesto distintas expresiones para evaluar su rigidez a flexión efectiva basadas en sus características geométricas y de sus materiales.

En las trabes compuestas principales de acero estructural de un edifico, en el caso de que sobre su patín superior existiera un sistema de deck y una capa de compresión de concreto, se tiene que el sistema sólo aporta un incremento de rigidez a flexión en una porción de la parte central del miembro, pare ser precisos en la zona donde se tienen presentes momentos positivos.

Esto lleva a la consideración de que las trabes compuestas principales se consideren como secciones simples de acero estructural, debido a que en la práctica es difícil modelar una barra que está formada por varios tramos y en el que las rigideces de cada tramo dependan de la combinación de cargas presentes.

En el caso de un modelo numérico de un edificio tridimensional, donde existen trabes compuestas de acero estructural secundarias en las que, sí se desarrolla el incremento de rigidez a lo largo de toda su longitud, este incremento de rigidez a flexión no se ve reflejado al estudiar la respuesta ante cargas laterales en los marcos.

En el capítulo 5 se estudió el comportamiento de las columnas compuestas que forman parte de marcos planos, el objetivo era subir el grado de dificultad en el estudio de la respuesta en la etapa lineal de las columnas compuestas al pasar de una columna individual a un grupo de marcos planos.

Se estudio la respuesta ante acciones laterales de tres marcos planos que tienen columnas compuestas, un marco plano de cinco niveles que pretende ser representativo de un edificio de baja altura, un marco plano de 10 niveles y uno de 15 niveles, que pretenden ser representativos de edificios de mediana altura.

Las conclusiones derivadas de los marcos planos con columnas compuestas en los que se usaron las expresiones de la rigidez a flexión efectiva, así como el uso del modelo multiresortes se presentan en la sección 6.4 .

6.4 CONCLUSIONES

Las columnas compuestas ensayadas en laboratorio tienen una degradación de rigidez desde ductilidades bajas (entre 0.2 y 1.0), esta magnitud variable de la rigidez resulta distinta al valor teórico que se estima constante.

Las mayores diferencias en la estimación de la rigidez obtenida de manera numérica se presentan en las columnas que tienen concretos de alta resistencia. Esto puede indicar que los multiresortes no necesariamente son la opción ideal para realizar modelos numéricos con columnas compuestas de alta resistencia con valores de f'c cercanos a 1000 kg/cm^2. Otra posible explicación es que las consideraciones hechas sobre el comportamiento de los materiales no son aplicables a los concretos reforzados de alta resistencia.

De las tres calibraciones de parámetros hechas para el modelo multiresortes, se asume que la primera calibración es una adecuada aproximación debido a que las diferencias obtenidas en la comparación de la respuesta se encuentran del lado conservador.

Para una columna compuesta como las estudiadas en el capítulo 4 en las que se usó el modelo multiresortes, la variación en su respuesta resultó sólo del 2% entre un modelo que incluía esfuerzos residuales en el acero del perfil estructural del núcleo y un modelo que no los incluía.

La columna compuesta de concreto de resistencia normal ensayada en el laboratorio con el acero de refuerzo concentrado en las esquinas cuenta con diferencias de hasta 35.8% en su rigidez lateral respecto de las columnas modeladas de manera numérica.

Las columnas compuestas de concreto de resistencia normal ensayadas en el laboratorio con el acero de refuerzo distribuido en las caras cuentan con diferencias de hasta 25% en su rigidez lateral respecto de las columnas modeladas de manera numérica.

En una columna compuesta de resistencia normal a menor número de resortes que corresponden al acero de refuerzo se tienen una mayor diferencia respecto de la rigidez lateral de la misma columna ensayada en laboratorio.

Para una columna compuesta de resistencia normal el valor de la rigidez lateral es más sensible al número de resortes que corresponden al acero de refuerzo que los que corresponden al perfil de acero estructural del núcleo.

Las columnas compuestas ensayadas en laboratorio una vez que alcanzan la ductilidad de fluencia continúan con una degradación en su rigidez conforme aumentan los ciclos de carga. En algunos casos la rigidez lateral última representa sólo el 25% de la rigidez que se tiene en el punto de fluencia.

Entre todas las columnas aisladas presentadas, las columnas compuestas presentan ductilidades mínimas de 3.43 y máximas de 6.0, lo que confirma que este tipo de columnas son una excelente opción para su uso en estructuras en las que se busca un comportamiento dúctil.

La modelación de las columnas compuestas en estructuras en las que se busca determinar la respuesta en la etapa no lineal, con la cuarta calibración de los parámetros arroja menores diferencias, esta modelación es útil por ejemplo para obtener una curva de capacidad o los niveles de desempeño de una estructura.

En las columnas compuestas individuales al comparar las rigideces laterales producto de usar las cuatro expresiones para la rigidez lateral efectiva, se tiene una variación máxima del 20% para el grupo de columnas de Ricles, de 13% para las columnas de Chen y de 19% para las columnas de Zhu.

Las rigideces laterales resultantes de usar las cuatro expresiones para la rigidez lateral efectiva se mantienen constantes en la etapa elástica de las columnas compuestas, sin embargo, al comparar estos resultados contra los ensayos de laboratorio se encuentra que el valor de la rigidez lateral tiene una degradación, por lo que es evidente que las expresiones no toman en cuenta este efecto.

En las columnas compuestas individuales de concreto de resistencia normal al comparar las rigideces laterales producto de usar las cuatro expresiones para la rigidez lateral efectiva contra las columnas de laboratorio, se tienen las menores diferencias a ductilidades del orden de μ=0.20 y μ=0.40, es decir las expresiones parecen estar mejor calibradas para la etapa de las columnas previa al agrietamiento.

Predecir la rigidez de las columnas compuestas en la etapa elástica no es un tema fácil de abordar, dado que intervienen distintos niveles de carga axial, los materiales y sobre todo las relaciones esfuerzo deformación de cada uno de los componentes.

En el pasado se han desarrollaron expresiones para predecir la rigidez lateral efectiva de las columnas compuestas, sin embargo, debido a su complejidad distan de parecerse a la forma actual que tienen las cuatro expresiones estudiadas.

Las diferencias entre la rigidez medida en el laboratorio de las columnas de Ricles contra cualquiera de las expresiones que evalúan la rigidez lateral efectiva para un desplazamiento igual al desplazamiento de fluencia, presentan valores de hasta 68% con valor positivo, lo que implica que se tiene una sobre estimación de la rigidez lateral o bien que se están considerando una estructura más rígida de lo que se tiene en la realidad.

Al comparar la rigidez a flexión efectiva de las columnas del marco de cinco niveles del modelo multiresortes contra las cuatro expresiones que evalúan la rigidez a flexión efectiva, se encuentra que hay una diferencia entre el 8% y el 22%, lo cual indica que el modelo multiresortes refleja una estructura más rígida respecto de las cuatro expresiones estudiadas.

Al comparar periodo fundamental para el marco de cinco niveles del modelo multiresortes contra las cuatro que evalúan la rigidez a flexión efectiva, se encuentra que hay una diferencia entre el 1.6% y el 5.2%, lo cual confirma que el modelo multiresortes refleja una estructura más rígida respecto de las cuatro expresiones estudiadas.

Al comparar las distorsiones para el marco de cinco niveles del modelo multiresortes contra las expresiones que evalúan la rigidez a flexión efectiva, se encuentra que hay una diferencia promedio entre el -6.9% y el 11.7%. Los porcentajes anteriores que indican que si se compara con las

expresiones del ACI318 y de las NTC2023 el modelo multiresortes es más rígido. Por otro lado, si se compara contra las expresiones del AISC360 y del Euro 04 el modelo multiresortes es más flexible en la mayoría de los niveles.

Al comparar las distorsiones para el marco de cinco niveles del modelo multiresortes contra las expresiones que evalúan la rigidez a flexión efectiva, la expresión de las NTC2023 es la que presenta la menor diferencia en promedio.

Al comparar la rigidez a flexión efectiva de las columnas del marco de diez niveles del modelo multiresortes contra las cuatro expresiones que evalúan la rigidez a flexión efectiva, se encuentra que hay una diferencia entre el -7.6% y el 3.8%, lo cual indica que el modelo multiresortes refleja una estructura más flexible respecto de las expresiones del ACI318, de las NTC2023 y del AISC360. Sólo en el caso de la expresión del Euro 04 el modelo multiresortes refleja una estructura más rígida.

Al comparar periodo fundamental para el marco de diez niveles del modelo multiresortes contra las cuatro que evalúan la rigidez a flexión efectiva, se encuentra que hay una diferencia del 1%, lo cual refleja en la mayoría de los casos que el modelo multiresortes es estructura de similar rigidez respecto de las cuatro expresiones estudiadas.

Al comparar las distorsiones para el marco de diez niveles del modelo multiresortes contra las expresiones que evalúan la rigidez a flexión efectiva, se encuentra que hay una diferencia promedio entre el -10.2% y el 3.3%. Los porcentajes anteriores que indican que con las cuatro expresiones en los primeros cinco niveles el modelo multiresortes es más flexible, pero en los niveles superiores el modelo multiresortes es más rígido.

Las diferencias mostradas al comparar las distorsiones para el marco de diez niveles del modelo multiresortes contra las cuatro expresiones que evalúan la rigidez a flexión efectiva, reflejan también que en los niveles inferiores donde usualmente las distorsiones tienen su mayor magnitud el modelo multiresortes refleja la degradación de la rigidez, que no reflejan las cuatro expresiones estudiadas.

Al comparar la rigidez a flexión efectiva de las columnas del marco de 15 niveles del modelo multiresortes contra las cuatro expresiones que evalúan la rigidez a flexión efectiva, se encuentra que hay una diferencia entre el 4.9% y el 16.8%, lo cual indica que el modelo multiresortes refleja una estructura más flexible respecto de las cuatro expresiones estudiadas.

Al comparar periodo fundamental para el marco de 15 niveles del modelo multiresortes contra las cuatro que evalúan la rigidez a flexión efectiva, se encuentra que hay una diferencia del 1%, lo cual refleja en todos los casos que el modelo multiresortes es estructura de similar rigidez o con tendencia a ser más flexible respecto de las cuatro expresiones estudiadas.

Al comparar las distorsiones para el marco de 15 niveles del modelo multiresortes contra las expresiones que evalúan la rigidez a flexión efectiva, se encuentra que hay una diferencia promedio entre el -18.2% y el 2.3%. Los porcentajes anteriores que indican que con las cuatro expresiones en los primeros nueve niveles el modelo multiresortes es más flexible, pero en los niveles superiores el modelo multiresortes es más rígido.

Las diferencias mostradas al comparar las distorsiones para el marco de 15 niveles del modelo multiresortes contra las cuatro expresiones que evalúan la rigidez a flexión efectiva, reflejan que en los niveles inferiores donde usualmente las distorsiones tienen su mayor magnitud y en edificios de mayor altura el modelo multiresortes refleja la degradación de la rigidez, que no reflejan las cuatro expresiones estudiadas.

La hipótesis presentada al inicio de este trabajo, en la que se supone que la respuesta de un edificio regular depende de la forma que se estima la rigidez a flexión efectiva con un error inferior al 15% sí se cumple, para edificios iguales o menores a 10 niveles. Para marcos de 15 niveles se tienen diferencias superiores al 15 % y no se cumple sobre todo porque las expresiones no reflejan la degradación de la rigidez.

6.5 RECOMENDACIONES

Verificar los resultados de las comparaciones hechas en los marcos planos de 10 y 15 niveles con marcos de hasta 40 niveles o inferiores a 200m de altura (que pretenden ser representativos de edificios altos), la cual refleja periodos parecidos entre el modelo multi resortes y las expresiones, pero distorsiones menores por parte de las expresiones en primeros niveles.

Extender el estudio del modelo multiresortes y de las expresiones a rigidez a flexión efectivas a estructuras regulares más complejas como es el caso de edificios tridimensionales.

Verificar que variaciones tiene la respuesta de los marcos planos al considerar los efectos de la interacción suelo estructura.

El uso de las expresiones para considerar la rigidez a flexión efectiva de las NTC-DCEA-2023 o la especificación ASIC-360-22 en modelos numéricos de estructuras entregan resultados en la respuesta muy similares. Pero se debe guardar cierta precaución con las distorsiones calculadas debido a que las expresiones no logran reflejar la degradación de la rigidez lateral de las columnas compuestas en el rango lineal.

El uso de multiresortes para la revisión por desempeño de una estructura con columnas compuestas es una opción viable, ya que logra reflejar con una aproximación aceptable la degradación de la rigidez lateral.

Estudiar la respuesta de estructuras con columnas compuestas por tubos rellenos o CFT al usar el modelo multiresortes y estar sometidas a la acción sísmica.

Para el uso del modelo multiresortes se estudie una configuración de parámetros que reflejen la relación esfuerzo deformación de una manera más precisa para columnas compuestas, con concretos de alta resistencia en un rango de resistencias a la compresión entre 500 y 1100 kg/cm2.

El desarrollo de estudios numéricos adicionales de la respuesta de estructuras con columnas compuestas tipo SRC, en la etapa no lineal y su comportamiento cuando se realicen diseños por desempeño.

Verificar las diferencias que se pueden dar en la respuesta de la estructura en la etapa no lineal con columnas compuestas que usan el modelo multiresortes, contra los modelos de plasticidad concentrada que están propuestos en las NTC2023 vigentes.

REFERENCIAS

ACI (2019). ”Building code requirements for Structural Concrete and Commentary”

AISC. (1992). “Steel Design Guide Series 6, Load and resistance factor design of W shapes encased in concrete”.

AISC .(2010). “ AISC 341-10 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings” .

AISC. (2010). “ ANSI/ AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings”.

AISC. (2022). “ ANSI/ AISC 360-22 Specification for Structural Steel Buildings”.

ASCE. (2010). “Minium Design Loads and Associaded Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-10”.

Aslani, F., Lloyd R., Uy, B., Kang W.H. and Hicks S. (2015). “Statistical calibration of safety factors for flexural stiffness of composite columns”. Steel and Composite Structures. 20 (1), 127-145.

Chang, and Mander, J.B. (1994) “Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: Part I- Evaluation of seismic capacity”. Technical Report NCEER-94-006. University at Buffalo, State university of New York.

CEN. (2004). “Eurocode 4: design of composite steel and concrete structures – part 1-1. General rules and rules for buldings.” Brussels (Belgium): European Committee for Standardization

Chen, C., Wang, C., y Sun, H. (2014). “Experimental study on seismic behavior of full encased steel-concrete composite columns” . *Journal of Structural Engineering*, *140*(6), 04014024.

CISC. (2016). “Handbook of Steel Construction” Willowdale, Ontario. Canadian Institute of Steel Construction. 11 Ed.

Comisión Federal de Electricidad. (2015). “Manual de diseño de obras civiles, Diseño por sismo”.

Computer and Structures. (2011).”Etabs Nonlinear Version 9, Extended 3D análisis of buildings systems”.

Considère A. (1903). “Résistance á la Compression du Béton Armé et du Béton Fretté”. Génie Civil.

CSA. (2014). “S16-14, Limit States Design of Steel Structures”. Canadian Standars Association.

De Buen, O. (2004). “Diseño de estructuras de acero Construcción compuesta”. Fundación ICA, A.C.

Denavit, M. D. and Hajjar, J. F. (2014). “*Characterization of behavior of steel-concrete composite members and frames with applications for design”*. Newmark Structural Engineering Laboratory University of Illinois at Urbana-Champaign. Report Series 034.

Denavit, M. D. and Hajjar, J. F. (2015). “Stability análisis and designo f composite structures” Journal of Structural Engineering ASCE. 142(3), 04015157.

Denavit, M. D., Hajjar, J. F., Perea, T.,Leon, R.T., (2018). “Elastic flexural rigidity of steel concrete composite columns”.Engineering Structures Elsevier. 160,293-303.

Deierling, G.G., Reinhorn,A. M. and Willford, M.R. (2010). “ Nonlinear structural análisis for seismic design”. NEHRP seismic design technical brief. 4,1-36.

Eggemann, H. (2003). “Simplified design of composite columns, based on a comparative study of the development of building regulations in Germany and the United States”. Industrial Journal, (2), 11-23.

El-Tawil, S., & Deierlein, G. G. (1999). Strength and ductility of concrete encased composite columns. *Journal of Structural engineering*, *125*(9), 1009-1019.

European Committee for Standardization. (2004)., “Eurocode 4: Design of composite Steel and concrete structures.”.

Federal Emergency Management Agency. (1997). “ ATC/BSSC, NEHRP Guidelines for seismic rehabilitation of buildings, applied technology council for building seismic safety council ”.

Foroughi, H, Wei, G. Torabian, S., M. R., y Schafer, B. W. (2021). “Seismic behavior of steel SCBF buildings including consideration of diaphragm inelasticity”. Cold -Formed Steel Research Consortium Report Series CFSRC R-2021-01

Furlong, R. W., (1976). “AISC Column design logic makes sense for composite columns. Engineering Journal AISC, 13 (1), 1-7

Galambos, T.V., y Ketter, R.L.” Columns under Combined Bending and Thrust”. Journal of Engineering Mechanical Division, ASCE, 85(2),135-152.

Gobierno CDMX. (2023). “Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero”.

Gobierno CDMX. (2023). “Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de concreto”.

Gobierno CDMX. (2023). “Norma Técnica Complementaria para Diseño por sismo”.

Hognestad, E. (1951). “Study of combined vending and axial load in reinforced concrete members”. University of Illinois. Engineering Experiment Station. Bulletin; no 399.

Instituto Mexicano de la construcción en acero. (2022). “Manual de la construcción en acero”, Editorial Limusa.

Kent, D. C., & Park, R. (1971). #Flexural members with confined concrete”. Journal of the structural division, 97(7), 1969-1990.

Kim, D. K., (2005). “A database for composite columns”. Master of Science Thesis, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia.

Lai, S. S., Will, G. T. and Otani. S. (1984) “Model for inelastic biaxial bending of concrete members”. Journal of Structual Enginnering, 110(11), 2563-2584.

Leon, R.T., Kim, D. T. Hajjar, J. F., (2007). “Limit state response of composite columns and beam columns Part 1: Formulation of design provisions for the 2005 AISC specification”. Engineering Journal AISC. 103 (10), 341-358.

Leon, R.T., Hajjar, J. F. and Perea, T. (2015). “Seismic designo f composite structures: The AISC 2016 seismic provisions”. Steel Innovations Conference 2015. Auckland, New Zeeland.

Levi, E. (1982). Mecánica del medio continuo. 4a Reimpresión. Ed. Limusa, México, 146.

Li, K. N. (1996). “Canny-E three dimensional nonlinear dynamic structural analysis computer program package: Users’ manual ”.

Li, K. N. (2009). “Canny 3-Dimensional nonlinear static/dynamic structural analysis computer program: Data input manual”.

Li, K.N. (2009). “Canny 3-Dimensional nonlinear static/dynamic structural analysis computer program: Users’ manual ”.

Ma, S. Y. M., Bertero, V. V., & Popov, E. P. (1976). “Experimental and analytical studies on the hysteretic behavior of reinforced concrete rectangular and T-beams. Earthquake Engineering Research Center”, College of Engineering, University of California.

MacGregor, J.M. and Hage, S.E. (1977). “Stability análisis and design of concrete frames”. Journal of the Structural División, 103(10), Oct., 1953-1970.

Mander, J. B., Panthaki, F. D., & Kasalanati, A. (1994). Low-cycle fatigue behavior of reinforcing steel. Journal of Materials in Civil Engineering, 6(4), 453-468.

Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). “Theoretical stress-strain model for confined concrete”. *Journal of structural engineering*, *114*(8), 1804-1826.

Mazzoni,S., McKenna, F., Scott, M. H. and Fenves, G. (2006). “ OpenSees Command manual”. Pacific Earhquake Engineering research (PEER) center.

Meli, R. (2003), Mexican design practice and codes for composite construction, Baltimore, MD, México D.F., pp. 1-7.

Menegotto, M. and Pinto. (1973). “Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and vending”. In Proc. of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, Lisbon 1973.

McCormac J., Csernak S.F. (2012). “Diseño de estructuras de acero”, Alfaomega Grupo Editor.

Mirza, S. A. and Tikka, T. K. (1999). “Flexural stiffnes of composite columns subjected to vending about the major axis bending”. ACI Structural Journal, 96 (1), 19-28

Ollgaard, J. G., Slutter, R. G. and Fisher, J. W. (1971). “Shear strength of stud connectors in lightweight and normal weight concrete”. AISC Engineering Journal. 71(10), 55-64.

Pacific Eartquake Engineering Research Center (2016), “OPENSEES, Open System for Earthquake Engineering Simulation Version 3.3.0”

Paultre, P. and Légeron, F. (2008). Confinement reinforced design for reinforced concrete columns. Journal of structural engineering, 134(5), 738-749.

Perea, T. and León R. T., (2004). "Revisión de las NTC (2004) para el diseño de columnas compuestas". XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Puerto Vallarta, México.

Perea, T. (2010). "Analytical and Experimental Study on Slender Concrete-Filled Steel Tube Columns and Beam -Columns" PhD. Dissertation, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia.

Popovics, S. (1973). A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. Cement and concrete research, 3(5), 583-599.

Ramberg, W., & Osgood, W. R. (1943). "Description of stress-strain curves by three parameters". Technical Notes, National Advisory Commitee for Aeronautics,No. 902.

Restrepo, J. I. and Rodríguez, M. E. (2020). Evaluación de la rigidez lateral efectiva de columnas de concreto reforzado. serie investigación y desarrollo, Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Richart, F. E., Brandzaeg, A., and Brown, R. L., 1929, "The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression". Bulletin No. 190, University of Illinois Enginnering Experiment Station, Urbana, IL, Apr., 74 pp.

Ricles, J. M., & Paboojian, S. D. (1994). "Seismic performance of steel-encased composite columns. *Journal of Structural Engineering"*, *120*(8), 2474-2494.

Roik, K. and Bergmann, R. (1988). "Eurocode 4: Composite columns". Report EC4/6/89, U. Bochum.

Sheikh, S. A. and Uzumeri S. M.(1980). "Strength and ductility of tied concrete columns". Journal of the structural división. 106 (5), 1079-1102.

Shen, C., P. Mamaghani, I. H., Mizuno, E., & Usami, T. (1995). Cyclic behavior of structural steels. II: Theory. Journal of Engineering Mechanics, 121(11), 1165-1172.

Seminar, C. H. A. R. L. E. S. T. O. N. (1997). NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 273). Building Seismic Safety Council: Washington, DC, USA.

Standard, A. A. (2011, August). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11). In American Concrete Institute.

SSRC Task Group 20. (1979) "A specification for the design of steel concrete composite columns". Engineering Journal, AISC, 16(4), 101-115

Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N. (1970)- "Reinforced concrete response to simulated earthquakes". *Journal of the structural division*, *96*(12), 2557-2573.

Tikka, T. K. and Mirza, (2006). "Nonlinear Equation for flexural Stiffness of Slender Composite Columns in Major Axis Bending". Journal of Structural Engineering ASCE. 132(3), 387-399

Thürlimann, B. (1959). "Fatigue and static strenght of stud shear connecors". Fritz Laboratory Reprint No. 144 (59-8) Lehigh University, Bethlehem,Pa.

Weng, C. C., Yin, Y. L., Wang, J. C., Liang, C. Y., & Huang, C. M. (2006, October). Experimental investigation on rectangular SRC columns with multi-spiral confinements. In *4th International Conference on Earthquake Engineering*.

Weng, C. C., Yin, Y. L., Wang, H. S., & Yang, C. H. (2008). Experimental study on seismic performance of steel beam to SRC column connections. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, *31*(2), 239-252.

Wood, A. (Eds.). (2022). The world's 118 tallest buildings . Chicago: Council on tall bulidings and Urban Habitat.

Ziemian, R. (2010). "Guide to stability design criteria for metal structures". John Willey & Sons

Zhu, W., Jia, J., Gao, J., & Zhang, F. (2016). Experimental study on steel reinforced high-strength concrete columns under cyclic lateral force and constant axial load. Engineering Structures, 125, 191-204.

APÉNDICE A ACELEROGRAMAS SELECCIONADOS EN LOS ANÁLISIS PASO A PASO .

Para realizar los análisis paso a paso en la etapa lineal en los que se evaluaron las cuatro expresiones para la rigidez lateral efectiva y además para el modelo multiresortes, fue necesario considerar cinco acelerogramas de distintas partes del mundo, la elección de estos registros se basó en su espectro de respuesta correspondiera a un terreno tipo 1 y que además mediante un factor de escala causarán grandes desplazamientos en los marcos planos. En la Tabla A.1 se muestra la información general de los registros seleccionados.

Tabla A.1 Datos de origen de los acelerogramas seleccionados

Registro	Estación	País	fecha	Clave
Chi-Chi	CHY074	China Taipéi (Taiwán)	20/Septiembre/1999	ChiChi5
Erzincan	Erzincan-Metereorologij Mudurdugu	Turquía	13/Marzo/1992	Erzincan
Kobe	KIMA	Japón	16/enero/1995	Kobe
Loma Prieta	APEEL 10-Skyline	EUA	18/Octubre/1989	LomaPri
Northridge	Beberly Hills - 14145 Mulholland	EUA	17/enero/1994	North1

Los espectros de respuesta de los acelerogramas seleccionados se muestran en la Figura A.1.

En la Figura A.2 se muestra gráficamente la historia de aceleraciones registrada en cada uno de los registros seleccionados.

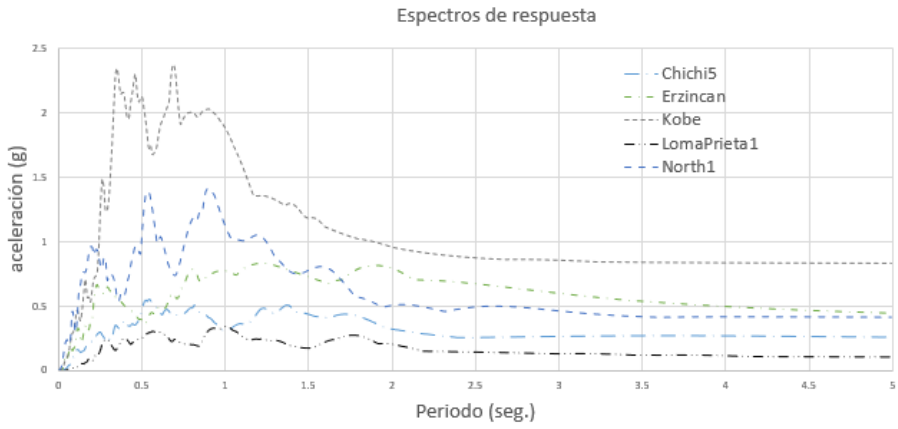


Figura A.1 Espectros de respuesta de los acelerogramas seleccionados sin escalar para análisis (ξ=5%)

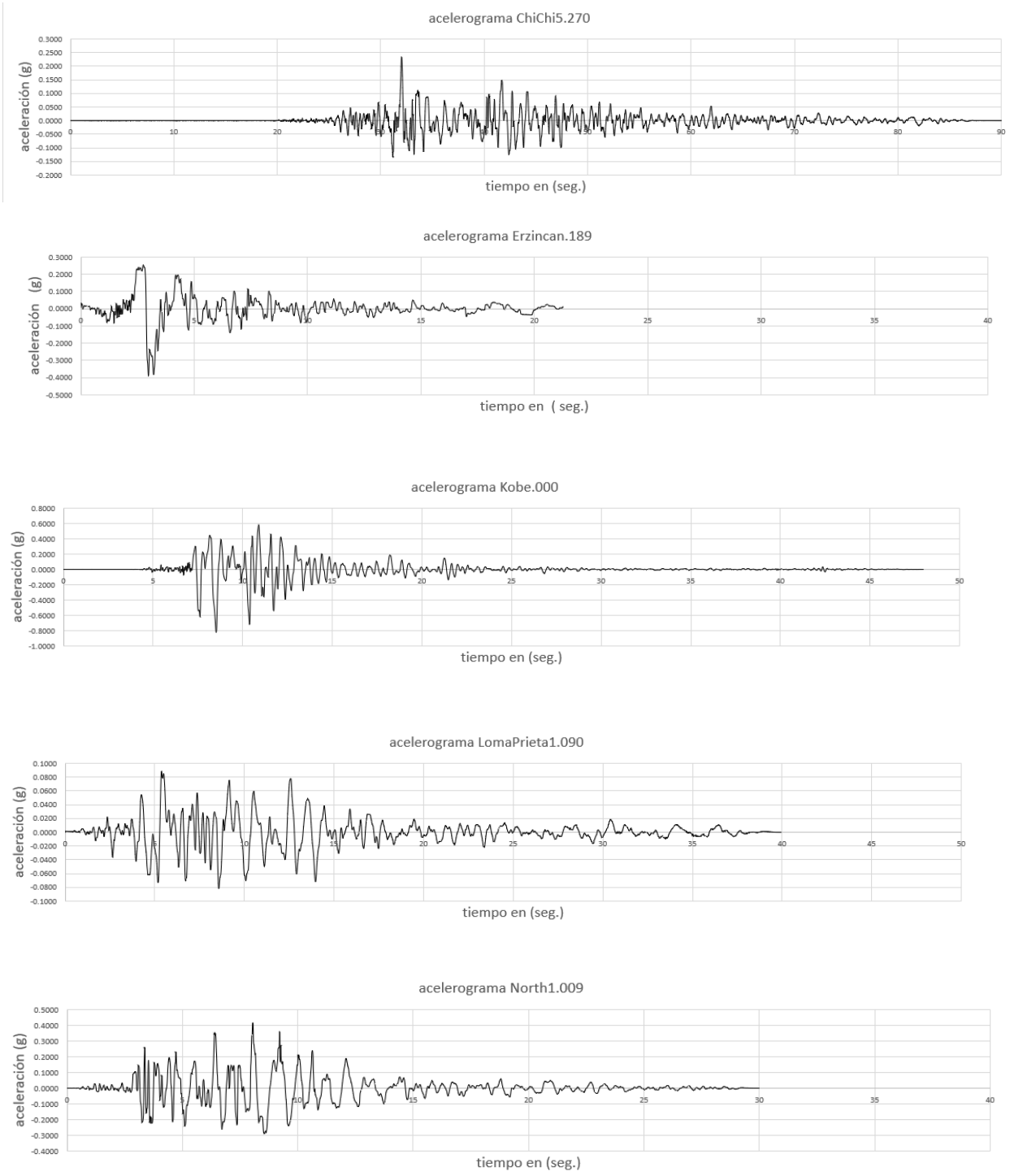


Figura A.2 Acelerogramas considerados

APÉNDICE B EJEMPLOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A FLEXIÓN DE UNA TRABE COMPUESTA

EJEMPLO B.1 {el eje neutro cae en la losa de concreto}

Determinar el momento resistente $\phi_b M_n$ de una trabe secundaria central que se usará en el entrepiso de una edificación de cinco niveles, en la que se tienen marcos planos de tres crujías como los estudiados en la sección 5.3. Se pretende usar una trabe W14x26 lb/ft, de acero A992 (fy=3515kgf/cm2), la trabe se encuentra simplemente apoyada y cuenta con un claro de 6.0m, cuenta con un deck de lámina acanalada de peralte 6.4 cm (Figura B.1) y un firme de compresión de 6 cm de concreto con resistencia a la compresión de f'c=280 kgf/cm2= 4 ksi (peso volumétrico 2400kgf/m3=145 pcf). Las trabes secundarias están espaciadas a cada 2.0m entre centros y las costillas del deck están colocadas perpendicularmente al eje longitudinal de la trabe secundaria. Considerar que se usan pernos de cortante con cabeza de diámetro ¾ de plg. Obtener el momento resistente si se desea tener acción compuesta total, si se desea usar sólo el 75% de los pernos requeridos para la acción compuesta total y si se desea usar sólo el 50% de los pernos requeridos para la acción compuesta total. Usar la especificación AISC 360.

SOLUCIÓN

Ancho efectivo b_e del patín: el ancho efectivo de la losa de concreto a cada lado del eje de la trabe de acero se toma igual al menor de las tres dimensiones siguientes (Figura B.1):

- Un octavo del claro de la trabe, medido entre centros de apoyos

$b_e = 2\left(\frac{1}{8}x600\ cm\right) = 150\ cm$ ←Rige

- La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente

$b_e = 2\left(\frac{1}{2}x200\ cm\right) = 200\ cm$

- La distancia al borde de la losa

→No aplica debido a que es una trabe central, y este criterio aplica para una trabe de borde

El perfil W14x26 lb/ft, tiene las siguientes propiedades A=49.7 cm2, d= 35.4 cm, tw=0.65 cm, bf=12.8cm, tf=1.07 cm, k= 2.1 cm.

Para determinar el valor de Mn se verifica que se pueda usar la expresión de la distribución plástica de esfuerzos de la sección compuesta para el estado límite de fluencia (momento plástico).

$h = d - 2k = 35.4 - (2)(2.1) = 31.2\ cm$

se revisa la relación ancho- grueso del alma contra el límite ancho grueso λ_p para una sección compacta

$$\frac{h}{t_w} = \frac{31.2\ cm}{0.65\ cm} = 48.0 < 3.76\sqrt{\frac{E}{f_{yt}}} = 3.76\sqrt{\frac{2040000}{3515}} = 90.58$$

Entonces si es posible determinar Mn con la distribución plástica de esfuerzos de la sección compuesta para el estado límite de fluencia (momento plástico).

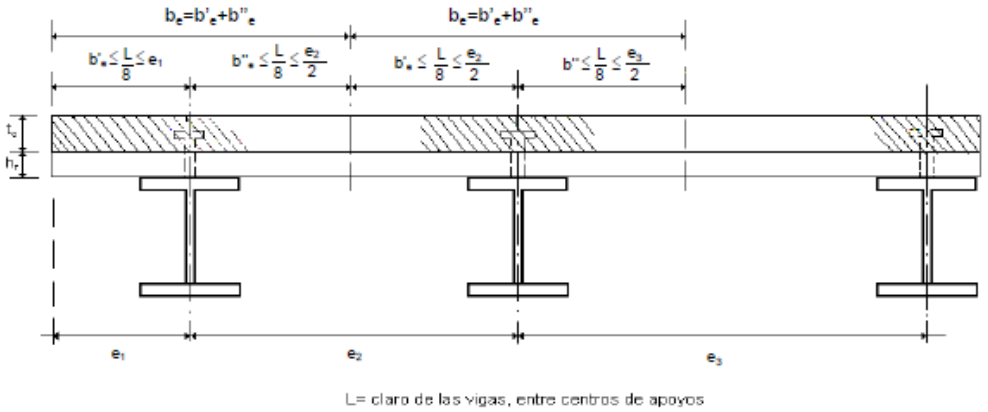


Figura B.1 Definición del ancho efectivo de losa colada sobre un deck en una trabe compuesta (tomada de McCormak, 2012)

Se localiza el eje neutro PNA (eje neutro plástico) a una distancia "a" del paño superior de la losa, para mayor referencia ver la Figura B.2

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f_c' b_e} = \frac{(49.7\ cm2)(3515\frac{kgf}{cm2})}{(0.85)(280\frac{kgf}{cm2})(150\ cm)} = 4.89\ cm < 6\ cm$$

Con lo que se confirma que el PNA cae en el espesor de la losa

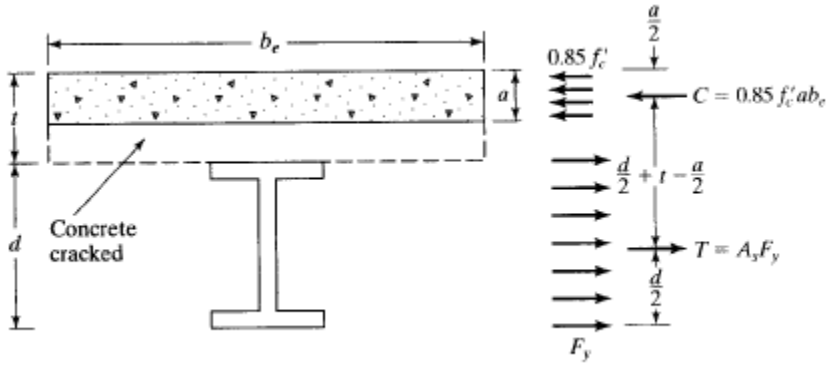


Figura B.2 Ubicación del eje neutro plástico PNA en una trabe compuesta. (tomada de McCormak, 2012)

Por lo que :

$$M_n = M_p = A_s F_y \left(\frac{d}{2} + t - \frac{a}{2}\right) = (49.7\ cm2)\left(3515\frac{kgf}{cm2}\right)\left[\frac{35.4\ cm}{2} + 6\ cm - \frac{4.89\ cm}{2}\right]$$

$$M_n = 4830909\ kgf.cm = 48.30\ tonf.m$$

$$\phi_b M_n = (0.9)(48.3\ tonf.m) = 43.47\ tonf.m$$

Para el número de pernos de cortante con cabeza de diámetro ¾ de plg

De la tabla 3-21 del manual AISC (15va edición basado en la especificación AISC360-16) se puede obtener la resistencia de un perno de cortante ahogado en un concreto de peso normal y de resistencia a la compresión de 4 ksi. También se considera que cada perno se encuentra en una sola costilla y que los pernos de cortante se encuentran en la posición fuerte

La resistencia de un perno resulta $Q_n = 21.5\ kips = 9761\ kgf$

Esta resistencia se puede comprobar con la formula siguiente:

$$Q_n = 0.5 A_{sa}\sqrt{f_c' E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u$$

Considerando: A_{sa}=0.442 plg^2 , wc= 145 pcf, E_c= 3492.06 ksi

F_u= 65 ksi

R_g=1.0 (con el deck orientado perpendicular al eje de la viga, un conector soldado en la costilla de la lámina, radio ancho de costilla a alto de costilla >=1.5)

R_p=0.75 (con el deck orientado perpendicular al eje de la viga)

$Q_n = (0.5)(0.442\ plg^2)\sqrt{[(4\ ksi)(3492.06\ ksi)]} = 26.119\ kip$

$Q_n = (1.0)(0.75)(0.442\ plg^2)(65\ ksi) = 21.54\ kip$ ← rige

El valor mostrado es prácticamente el mismo que el tabulado en el manual AISC

La resistencia nominal de un conjunto de pernos ΣQ_n, para desarrollar el momento

Mn= 48.3 tonf.m, en una acción compuesta total se determina como:

$$\Sigma Q_n = A_s F_y = (49.7\ cm2)\left(3515\frac{kgf}{cm2}\right) = 174695.5\ kgf$$

$$número\ de\ conectores\ requerido = \frac{\Sigma Q_n}{Q_n} = \frac{174695.5\ kgf}{9761\ kgf} = 17.89$$

Por lo que se requiere colocar 18 pernos a cada lado del punto de momento máximo, es decir que para una viga simplemente apoyada como la que aquí se ilustra se requieren 36 pernos de cortante de diámetro ¾ de plg

Para la resistencia nominal de la viga de acero por cortante:

De la tabla 3-2 del manual AISC para la trabe W14x26 lb/ft se puede obtener el siguiente valor

$$\phi_s V_n = 106\ kips = \ 48124 kgf$$

Por simple inspección de la resistencia de la trabe trabe W14x26 lb/ft, actuando de manera individual sin la acción compuesta se tiene que:

Si se considera que se tiene soporte lateral en el patín superior que se encuentra en compresión con una distancia Lb<114 cm

De la sección F2 de la especificación AISC360-16, se puede calcular la longitud Lp, suponiendo que la trabe esta soportada en una distancia menor a este valor, se puede alcanzar el momento Mn calculado en el estado límite de fluencia

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 114.48\ cm$$

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 23.16\ tonf.m$$

Que representa sólo el 47.9% del momento resistente, cuando se considera la trabe actuando en sección compuesta

Cuando para una trabe compuesta sólo se requiere desarrollar de manera parcial la acción compuesta se puede reducir el número de pernos de cortante, con la consiguiente disminución del momento nominal.

Si sólo se desea usar el 75% de los pernos requeridos para desarrollar la acción compuesta total se tienen que (0.75)(18)=13.5 pernos

Al revisar el momento resistente con 14 pernos a cada lado del punto de momento máximo

$$\Sigma Q_n = (14)(9761\ kgf) = 136654\ kgf$$

$$a = \frac{\Sigma Q_n}{0.85 f_c' b_e} = \frac{(136654\ cm2)}{(0.85)(280\frac{kgf}{cm2})(150\ cm)} = 3.82\ cm < 6\ cm$$

Con lo que se confirma que el PNA cae en el espesor de la losa

Por lo que :

$$M_n = M_p = \Sigma Q_n \left(\frac{d}{2} + t - \frac{a}{2}\right) = (136654)\left[\frac{35.4\ cm}{2} + 6\ cm - \frac{3.82\ cm}{2}\right]$$

$$M_n = 3851740\ kgf.cm = 38.51\ tonf.m$$

$$\phi_b M_n = (0.9)(38.51\ tonf.m) = 34.65\ tonf.m$$

Si sólo se desea usar el 50% de los pernos requeridos para desarrollar la acción compuesta total se tienen que (0.5)(18)=9 pernos

Al revisar el momento resistente con 9 pernos a cada lado del punto de momento máximo

$$\Sigma Q_n = (9)(9761\ kgf) = 87849\ kgf$$

$$a = \frac{\Sigma Q_n}{0.85 f_c' b_e} = \frac{(87849\ cm2)}{(0.85)(280\frac{kgf}{cm2})(150\ cm)} = 2.46\ cm < 6\ cm$$

Con lo que se confirma que el PNA cae en el espesor de la losa

Por lo que:

$$M_n = M_p = \Sigma Q_n \left(\frac{d}{2} + t - \frac{a}{2}\right) = (87849)\left[\frac{35.4\ cm}{2} + 6\ cm - \frac{2.46\ cm}{2}\right]$$

$$M_n = 2536167\ kgf.cm = 25.36\ tonf.m$$

$$\phi_b M_n = (0.9)(25.36\ tonf.m) = 22.82\ tonf.m$$

Que representa sólo el 52.4% del momento resistente, cuando se considera la trabe actuando en sección compuesta total.

El disminuir a la mitad la cantidad de pernos de cortante, conlleva un decremento en el momento nominal, tanto como si no se tuviera la ventaja del uso de una sección compuesta. Pero por otro lado también se disminuye el momento de inercia equivalente con el que se pueden determinar las deflexiones de la viga, para fines de este ejemplo se omitió verificar el aporte del trabajo de una sección compuesta total en la flecha resultante en unta trabe simplemente apoyada.

EJEMPLO B.2 {evaluación de las deflexiones verticales en una trabe compuesta al variar el número de pernos de cortante}

Evaluar la deformación vertical de la trabe secundaria del ejemplo B.1. Considerar que la trabe tiene una carga uniformemente repartida debida a carga muerta más carga viva de w=2500 kgf/m (las cargas no se encuentran factorizadas). Considerar que se usan pernos de cortante con cabeza de diámetro ¾ de plg. Obtener las deflexiones si se desea tener acción compuesta total, si se desea usar sólo el 75% de los pernos requeridos para la acción compuesta total y si se desea usar sólo el 50% de los pernos requeridos para la acción compuesta total. Verificar la deformación si la trabe actúa sin la acción compuesta. Usar la especificación AISC 360. Comparar la deflexión obtenida con el límite:

$$\Delta vertical = \frac{Claro}{240}$$

La deflexión y el claro están expresados en cm.

SOLUCIÓN

El perfil W14x26 lb/ft, tiene las siguientes propiedades A=49.7 cm2, d= 35.4 cm, tw=0.65 cm, bf=12.8cm, tf=1.07 cm, k= 2.1 cm, Ix=8492 cm4, Iy=720 cm4.

El límite de deformación resulta:

$$\Delta vertical = \frac{600\ cm}{240} = 2.50\ cm$$

El comportamiento de las secciones compuestas en condiciones de servicio es elástico, por lo que el momento de inercia de la sección transversal con la que se pretende evaluar las deformaciones se basa en la teoría de la elasticidad. La losa de concreto es sustituida por un área de acero equivalente y de esa manera se obtiene una sección transformada equivalente, finalmente se obtiene el momento de inercia I_t.

En este ejemplo se determinan las deformaciones en la trabe compuesta al momento en que el concreto ha fraguado y cuenta con la resistencia de diseño.

Para la trabe W14x26 sin el efecto de la acción compuesta, considerando que se encuentra simplemente apoyada, la deformación vertical se puede calcular como:

w=2500 kgf/m=25kgf/cm

$$\Delta actual = \frac{5wL^4}{384\ E\ Ix} = \frac{(5)(25\ {}^{kfg}/_{cm})(600^4\ cm^4)}{(384)(\ 2040000\ {}^{kgf}/_{cm^2})(8492\ cm^4)} = 2.435\ cm \leftarrow \text{se acepta}$$

la deformación vertical para la trabe sin la acción compuesta está por debajo del límite con un radio de 97.4%

Se obtiene la relación modular $n = E\ \ /E_c$

E_c= 3492.06 ksi= 244444 kgf/cm2

$n = \frac{2040000\ {}^{kgf}/_{cm^2}}{244444\ {}^{kgf}/_{cm^2}}$=8.345

El ancho equivalente de la losa de concreto $= \frac{150\ cm}{8.345} = 17.974\ cm$

SOLUCIÓN

Ancho efectivo b_e del patín: el ancho efectivo de la losa de concreto a cada lado del eje de la trabe de acero se toma igual al menor de las tres dimensiones siguientes

- Un octavo del claro de la trabe, medido entre centros de apoyos

$b_e = 2\left(\frac{1}{8}x450\ cm\right) = 112.5\ cm$ ←Rige

- La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente

$b_e = 2\left(\frac{1}{2}x200\ cm\right) = 200\ cm$

- La distancia al borde de la losa

→No aplica debido a que es una trabe central, y este criterio aplica para una trabe de borde

El perfil W14x26 lb/ft, tiene las siguientes propiedades A=49.7 cm2, d= 35.4 cm, tw=0.65 cm, bf=12.8cm, tf=1.07 cm, k= 2.1 cm.

Para determinar el valor de Mn se verifica que se pueda usar la expresión de la distribución plástica de esfuerzos de la sección compuesta para el estado límite de fluencia (momento plástico).

$h = d - 2k = 35.4 - (2)(2.1) = 31.2\ cm$

se revisa la relación ancho- grueso del alma contra el límite ancho grueso λ_p para una sección compacta

$$\frac{h}{t_w} = \frac{31.2\ cm}{0.65\ cm} = 48.0 < 3.76\sqrt{\frac{E}{f_{yt}}} = 3.76\sqrt{\frac{2040000}{3515}} = 90.58$$

Entonces si es posible determinar Mn con la distribución plástica de esfuerzos de la sección compuesta para el estado límite de fluencia (momento plástico).

Se revisa si el eje neutro PNA (eje neutro plástico) se ubica a una distancia “a” del paño superior de la losa,

EJEMPLO B.4 {el eje neutro cae en el patín superior de la trabe metálica}

Determinar el momento resistente $\phi_b M_n$ de una trabe secundaria central que se usará en el entrepiso de una edificación de cinco niveles, en la que se tienen marcos planos de tres crujías como los estudiados en la sección 5.3. Se pretende usar una trabe W14x26 lb/ft, de acero A992 (fy=3515kgf/cm2), la trabe se encuentra simplemente apoyada y cuenta con un claro de 4.50m, cuenta con un deck de lámina acanalada de peralte 6.4 cm y un firme de compresión de 6 cm de concreto con resistencia a la compresión de f'c=280 kgf/cm2= 4 ksi (peso volumétrico 2400kgf/m3=145 pcf). Las trabes secundarias están espaciadas a cada 2.0 m entre centros y las costillas del deck están colocadas perpendicularmente al eje longitudinal de la trabe secundaria. Considerar que se usan pernos de cortante con cabeza de diámetro ¾ de plg. Obtener el momento resistente si se desea tener acción compuesta total. Usar la especificación AISC 360.

SOLUCIÓN

Ancho efectivo b_e del patín: el ancho efectivo de la losa de concreto a cada lado del eje de la trabe de acero se toma igual al menor de las tres dimensiones siguientes

- Un octavo del claro de la trabe, medido entre centros de apoyos

$b_e = 2\left(\frac{1}{8} x 450\ cm\right) = 112.5\ cm$ ←Rige

- La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente

$b_e = 2\left(\frac{1}{2} x 200\ cm\right) = 200\ cm$

- La distancia al borde de la losa

→No aplica debido a que es una trabe central, y este criterio aplica para una trabe de borde

El perfil W14x26 lb/ft, tiene las siguientes propiedades A=49.7 cm2, d= 35.4 cm, tw=0.65 cm, bf=12.8cm, tf=1.07 cm, k= 2.1 cm.

Para determinar el valor de Mn se verifica que se pueda usar la expresión de la distribución plástica de esfuerzos de la sección compuesta para el estado límite de fluencia (momento plástico).

$h = d - 2k = 35.4 - (2)(2.1) = 31.2\ cm$

se revisa la relación ancho- grueso del alma contra el límite ancho grueso λ_p para una sección compacta

$$\frac{h}{t_w} = \frac{31.2\ cm}{0.65\ cm} = 48.0 < 3.76\sqrt{\frac{E}{f_{yt}}} = 3.76\sqrt{\frac{2040000}{3515}} = 90.58$$

Entonces si es posible determinar Mn con la distribución plástica de esfuerzos de la sección compuesta para el estado límite de fluencia (momento plástico).

Se revisa si el eje neutro PNA (eje neutro plástico) se ubica a una distancia “a” del paño superior de la losa, para mayor referencia ver la Figura B.2

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f_c' b_e} = \frac{(49.7\ cm2)(3515\frac{kgf}{cm2})}{(0.85)(280\frac{kgf}{cm2})(112.5\ cm)} = 6.52\ cm > 6\ cm$$

Por lo que el PNA no se ubica en el espesor de la losa, es decir cae en el patín superior de la trabe o bien en un punto intermedio del alma.

Se explora si el PNA cae dentro del patín superior (ver la Figura B.3), para ello se calculan las fuerzas de tensión y compresión considerando que el PNA está en la base del patín

$$C = 0.85 f_c' b_e t + F_f b_f t_f =$$

$$C = (0.85)\left(280\ {}^{kgf}/_{cm^2}\right)(112.5\ cm)(6\ cm) + \left(3515\ {}^{kgf}/_{cm^2}\right)(12.8\ cm)(1.07\ cm)$$

$$C = 208791.4\ kgf$$

$$T = F_y\left(A_s - b_f t_f\right) =$$

$$T = \left(3515\ {}^{kgf}/_{cm^2}\right)(49.7\ cm^2 - (12.8\ cm\ )(1.07\ cm))$$

$$T = 126554.1\ kgf$$

Como C > T, el PNA se encuentra en el patín superior de la trabe y su posición es la siguiente:

$$\bar{y} = \frac{F_y A_s - 0.85 f_c' b_e t}{2 F_y b_f}$$

$$\bar{y} = \frac{\left(3515\ {}^{kgf}/_{cm^2}\right)(49.7\ cm^2) - 0.85\left(280\ {}^{kgf}/_{cm^2}\right)(112.5\ cm)(6\ cm)}{2(3515\ {}^{kgf}/_{cm^2}\ )(12.8\ cm)} = 0.156\ cm$$

El momento nominal de la sección es:

$$M_n = M_p = 0.85 f_c' b_e t\left(\frac{t}{2} + \bar{y}\right) + 2F_f b_f \bar{y}\left(\frac{\bar{y}}{2}\right) + F_y A_s\left(\frac{d}{2} - \bar{y}\right) =$$

$$M_n = (0.85)\left(280\ {}^{kgf}/_{cm^2}\right)(112.5\ cm)(6\ cm)\left(\frac{6\ cm}{2} + 0.156\ cm\right)$$
$$+ (2)\left(3515\ {}^{kgf}/_{cm^2}\right)(12.8\ cm)(0.156\ cm)\left(\frac{0.156\ cm}{2}\right)$$
$$+ \left(3515\ {}^{kgf}/_{cm^2}\right)(49.7\ cm^2)\left(\frac{35.4\ cm}{2} - 0.156\ cm\right)$$

$$M_n = 4601124\ kgf.cm = 46.01\ tonf.m$$

$$\phi_b M_n = (0.9)(4601124\ tonf.m = 41.409\ tonf.m$$

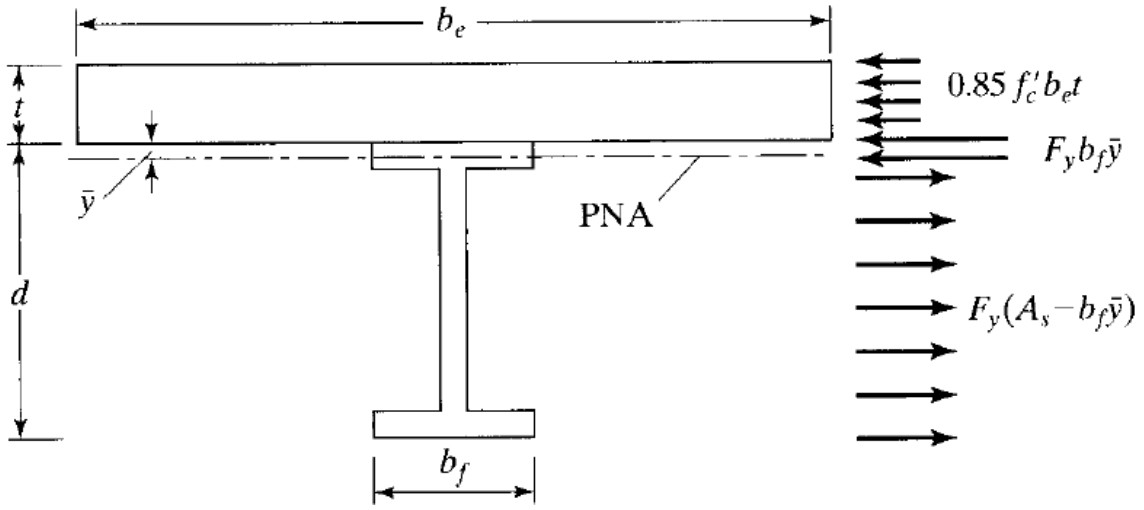


Figura B.3 Posición del eje neutro PNA dentro del patín superior de la trabe metálica (tomada de McCormak et al., 2012)

Para el número de pernos de cortante con cabeza de diámetro ¾ de plg

De la tabla 3-21 del manual AISC (15va edición basado en la especificación AISC360-16) se puede obtener la resistencia de un perno de cortante ahogado en un concreto de peso normal y de resistencia a la compresión de 4 ksi. También se considera que cada perno se encuentra en una sola costilla y que los pernos de cortante se encuentran en la posición fuerte

La resistencia de un perno resulta $Q_n = 21.5\ kips = 9761\ kgf$

La resistencia nominal de un conjunto de pernos ΣQ_n, para desarrollar el momento

Mn= 46.01 tonf.m, en una acción compuesta total se determina como:

$$\Sigma Q_n = (A_s - b_f\bar{y})F_y = \left(49.7\ cm2 - (12.8\ cm)(0.156\ cm)\right)\left(3515\frac{kgf}{cm2}\right) = 167676\ kgf$$

$$número\ de\ conectores\ requerido = \frac{\Sigma Q_n}{Q_n} = \frac{167676\ kgf}{9761\ kgf} = 17.17$$

Por lo que se requiere colocar 18 pernos a cada lado del punto de momento máximo, es decir que para una viga simplemente apoyada como la que aquí se ilustra se requieren 36 pernos de cortante de diámetro ¾ de plg

APÉNDICE C EJEMPLO PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESIÓN DE UNA COLUMNA COMPUESTA DE ACERO EMBEBIDO EN CONCRETO (SRC)

EJEMPLO C.1

Revisar por flexocompresión la columna que se usará en el entrepiso de una edificación de cinco niveles usando las Normas NTC-DCEA 2023, en la que se tienen en una dirección marcos planos de tres crujías como los estudiados en la sección 5.3. Los marcos en la dirección transversal están espaciados a cada 5.0 m. Considérese que está trabajando bajo los siguientes elementos mecánicos:

P_u= 134.7 tonf

M_{ux}= 22.40 tonf.m (eje fuerte)

M_{uy}=4.73 tonf.m (eje débil)

Se pretende usar una columna compuesta de 50x50 cm armada con 4var#8 y 8var#6, la columna cuenta con un perfil estructural W12x40 lb/ft embebido. El perfil estructural de acero A992 (fy=3515kgf/cm^2), el acero de refuerzo cuenta con un fy=4200 kgf/cm^2, el concreto tiene una resistencia a la compresión de f'c=300 kgf/cm^2. Hay que considerar que se usan pernos de cortante con cabeza de diámetro ¾ de plg.

SOLUCIÓN

Primero se determina la resistencia a la compresión axial resistente R_c, esta formula y otras usadas en este ejemplo se presentaron en las secciones 2.4.2 y 2.8.1.

$$R_c = F_R \chi P_0$$

F_R, es el factor de resistencia, igual que 0.75

$$\boldsymbol{\chi} = \frac{\mathbf{1}}{(\mathbf{1}+\boldsymbol{\lambda}_c^{2\boldsymbol{n}})^{\frac{\mathbf{1}}{\boldsymbol{n}}}}$$

$$\boldsymbol{\lambda_c} = \sqrt{\frac{\boldsymbol{P_0}}{\boldsymbol{P_e}}}$$

El perfil W12x40 lb/ft, tiene las siguientes propiedades Ae=75.50 cm^2, d= 30.3 cm, tw=0.75 cm, bf=20.4cm, tf=1.31 cm, Ixx= 12799 cm^4 (eje mayor), Iyy= 1836 cm^4 (eje menor), Zxx= 935 cm^3 (eje mayor), Zyy=275 cm^4 (eje menor).

Considérese los siguientes datos de los materiales.

Para el concreto, el módulo de elasticidad es:

f'c=300 kgf/cm^2 $\boldsymbol{E_c} = 14000\sqrt{f'_c}$

Ec=242487.11 kgf/cm^2

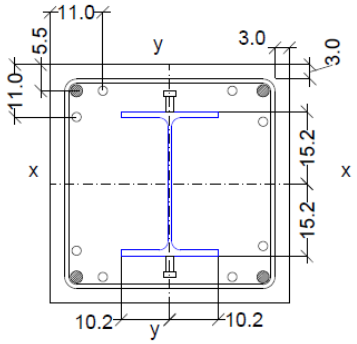
Para el acero estructural, el módulo de elasticidad es:

$$\boldsymbol{E_a} = 2040000 \text{ kgf/cm}^2$$

Para el acero de refuerzo, el módulo de elasticidad es:

$$\boldsymbol{E_r} = 2040000 \text{ kgf/cm}^2$$

La ubicación del acero de refuerzo es:



Las propiedades del acero de refuerzo en ambos ejes son:

Propiedades del acero longitudinal de refuerzo

Para eje X eje fuerte

	lecho	pzas	área cm^2	inercia cm^4	y cm	Ay	d cm	d^2	I+A d^2	
2#8	1	2	10.16	4.10	5.50	55.88	19.50	380.25	3867.44	
2#6	2	2	5.70	1.32	5.50	31.35	19.50	380.25	2168.75	
2#6	3	2	5.70	1.32	11.00	62.70	14.00	196.00	1118.52	
2#6	4	2	5.70	1.32	39.00	222.30	-14.00	196.00	1118.52	
2#6	5	2	5.70	1.32	44.50	253.65	-19.50	380.25	2168.75	
2#8	6	2	10.16	4.10	44.50	452.12	-19.50	380.25	3867.44	
	sumas		43.12			1078.00				
	centroide respecto fibra inferior =			yt=		25.00		I x=	14309.41	cm^4

Para eje y eje débil

	lecho	pzas	área cm^2	inercia cm^4	x cm	Ax	d cm	d^2	I+A d^2	
2#8	1	2	10.16	4.10	5.50	55.88	19.50	380.25	3867.44	
2#6	2	2	5.7	1.32	5.50	31.35	19.50	380.25	2168.75	
2#6	3	2	5.7	1.32	11.00	62.70	14.00	196.00	1118.52	
2#6	4	2	5.7	1.32	39.00	222.30	-14.00	196.00	1118.52	
2#6	5	2	5.7	1.32	44.50	253.65	-19.50	380.25	2168.75	
2#8	2	2	10.16	4.10	44.50	452.12	-19.50	380.25	3867.44	
	sumas		43.12			1078.00				
	centroide respecto fibra izquierda =			xt=		25.00		I y=	14309.41	cm^4

Para la sección bruta del concreto

Ab=50x50= 2500 cm^2 área de la sección bruta

I_{bx}= 50x50^3/12 = 520833.33 cm^4 inercia de la sección bruta eje fuerte

I_{by}= 50x50^3/12 = 520833.33 cm^4 inercia de la sección bruta eje débil

Para las propiedades de la sección neta de concreto se considera que, dado que la inercia del perfil estructural y del arreglo del acero de refuerzo comparten el mismo centroide, el cálculo para la inercia neta se simplifica. Si hubiera un arreglo asimétrico o la posición del perfil estructural tuviera un desface, se tendría que hacer una tabla similar a la usada con las varillas de refuerzo longitudinales.

$A_c=A_b-A_e-A_r$=2500-75.5-43.12= 2381.38 cm^2 área de la sección neta de concreto

I_{cx}=520833.33-12779.00-14309.41

=493744.92 cm^4 inercia de la sección neta de concreto eje fuerte

I_{cy}= 520833.33-1836-14309.41

=504687.92 cm^4 inercia de la sección neta de concreto eje débil

$$\rho_a = \frac{A_a+A_r}{A_t} = \frac{75.50-43.12}{2500} = 0.04744$$

Por otro lado

$$C_c = 0.25 + 3\rho_a \leq 0.7$$

=0.25+(3)(0.04744)=0.39234

Se considera que el uso del edificio al que pertenece la columna es de oficinas, por lo que el parámetro **u** resultaría:

CM= 500 kgf/m^2 CM+CVM=750 kgf/cm^2

CVM= 250 kgf/cm^2 CM+CVmedia=600 kgf/cm^2

CVI= 180 kgf/cm^2

CVmedia= 100 kgf/cm^2

$$u = \frac{600}{750} = 0.80$$

Con los datos anteriores se puede calcular la rigidez efectiva EI_e para ambos sentidos de la columna

$$\boldsymbol{EI_e = EI_a + EI_r + \frac{C_c E_c I_c}{1+u}}$$

Para el eje fuerte x

$$\boldsymbol{EI_{xe} = EI_{xa} + EI_{xr} + \frac{C_c E_c I_{xc}}{1+u}}$$

$$\boldsymbol{= 2040000(12779 + 14309.41) + \frac{(0.39234)(242847.11)(493744.92)}{1+0.8}}$$

= 81 357 069 835

Para el eje débil y

$$\boldsymbol{EI_{ye} = EI_{ya} + EI_{yr} + \frac{C_c E_c I_{yc}}{1+u}}$$

$$\boldsymbol{= 2040000(1836 + 14309.41) + \frac{(0.39234)(242847.11)(504687.92)}{1+0.8}}$$

= 59 611 738 233

De esta manera se puede calcular la carga crítica de pandeo elástico del miembro compuesto

Para el eje fuerte x

$$\boldsymbol{P_{ex} = \frac{\pi^2 EI_{xe}}{(KLx)^2}}$$

Kx es el factor de longitud efectiva

L es la longitud no soportada del miembro

Considérese para este ejemplo que KLx=KLy=419.26 cm

$\boldsymbol{P_{ex} = \frac{\pi^2(81\,357\,069\,835)}{(419.26)^2}}$=4567967 kgf =4567.96 tonf

Para el eje débil y

$\boldsymbol{P_{ey} = \frac{\pi^2(59\,611\,738\,233)}{(419.26)^2}}$=3347029 kgf =3347.02 tonf

➔ Rige el valor mínimo por lo que Pe= 3347.02 tonf

En seguida se calcula Po, que es la resistencia nominal en compresión de la sección compuesta

$P_0 = P_a + P_r + P_c$

$P_a, P_r, y\ P_c$, son la resistencia plástica de los componentes de acero estructural, del acero de refuerzo longitudinal y del concreto, que se calculan con las expresiones:

$\boldsymbol{P_a = F_{ya} A_a = (3515)(75.5) = 265760\ kgf = 365.76\ tonf}$

$\boldsymbol{P_r = F_{yr}\ A_r}$=(4200)(43.12) =181104 $\boldsymbol{kgf = 181.10\ tonf}$

$\boldsymbol{P_c = f_c''\quad A_c}$ = (0.85)(300)(2381.38)=607251 $\boldsymbol{kgf = 607.25\ tonf}$

$F_{ya}\ y\ F_{yr}$, son los esfuerzos de fluencia del perfil de acero estructural y del acero de refuerzo longitudinal, respectivamente.

f_c'', es el esfuerzo del bloque equivalente en compresión del concreto.

A_c , es el área neta del concreto.

$\boldsymbol{P_0} = 1054115\ kgf = 1054.11\ tonf$

Con este dato se puede obtener el parámetro de esbeltez

Para el eje fuerte x

$$\boldsymbol{\lambda_{xc}} = \sqrt{\frac{\boldsymbol{P_0}}{\boldsymbol{P_{ex}}}} = \sqrt{\frac{\mathbf{1\,054\,115}}{\mathbf{4\,567\,967}}} = \mathbf{0.4804}$$

Con n=1.4

$$\boldsymbol{\chi_x} = \frac{1}{(1+\lambda_c^{2n})^{\frac{1}{n}}} = \frac{1}{\left(1+0.4804^{2.8}\right)^{\frac{1}{1.4}}} = 0.9173$$

Para el eje débil y

$$\boldsymbol{\lambda_{yc}} = \sqrt{\frac{\boldsymbol{P_0}}{\boldsymbol{P_{ey}}}} = \sqrt{\frac{\mathbf{1\,054\,115}}{\mathbf{3\,347\,029}}} = \mathbf{0.5611}$$

$$\boldsymbol{\chi_y} = \frac{1}{(1+\lambda_c^{2n})^{\frac{1}{n}}} = \frac{1}{\left(1+0.5611^{2.8}\right)^{\frac{1}{1.4}}} = 0.8787$$

Por lo que se puede calcular el valor de Rc, donde es evidente que el valor de $\boldsymbol{\chi_y}$ lleva al valor mínimo de Rc que es el que rige como resistencia de diseño a la compresión axial

$R_c = F_R \chi P_0$=(0.75)(0.8787)(1054115)=694717 kgf=694.71 tonf

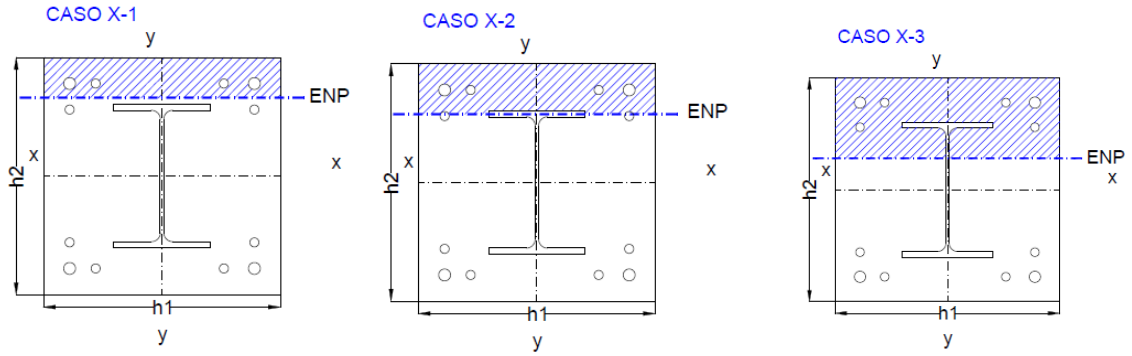
Enseguida se determina la resistencia a flexión alrededor del eje fuerte x

Pueden considerarse de manera general tres casos:

Caso X-1 el eje neutro plástico (ENP) esta afuera de la sección de acero estructural

Caso X-2 el eje neutro plástico (ENP) atraviesa la sección de acero estructural y pasa por el patín

Caso X-3 el eje neutro plástico (ENP) atraviesa la sección de acero estructural y pasa por el alma



De manera general y, a diferencia de una columna de concreto reforzado es importante tener claro la posición del acero de refuerzo intermedio respecto de los limites del perfil estructural, esto puede convertir en laborioso el proceso de determinar la posición del eje neutro.

La profundidad del eje neutro ENP se obtiene igualando las fuerzas de compresión y las de tensión

Para el **caso X-1** (el eje neutro plástico ENP esta afuera de la sección de acero estructural)

$Cc + Cre = Ta + Trm + Tre$

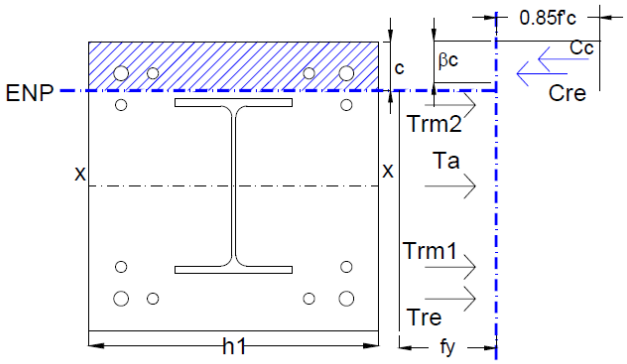
Cc es la fuerza de compresión del bloque de concreto

Cre es la fuerza de compresión del acero de refuerzo exterior

Ta es la fuerza de tensión del perfil de acero estructural

Trm es la fuerza de tensión del refuerzo medio

Tre es la fuerza de tensión del acero de refuerzo exterior



Por lo tanto

$(0.85f'c)(\beta c)(h_1)+(fyr-0.85f'c)(Are) =(fya)(Aa)+(fyr)(Arm1)+(fyr)(Arm2)+(fyr)(Are)$

De la expresión anterior la incógnita es el valor de c

De tal manera que

$$c = \frac{(\mathrm{fya})(\mathrm{Aa}) + (\mathrm{fyr})(\mathrm{Arm1}) + (\mathrm{fyr})(\mathrm{Arm2}) + (\mathrm{fyr})(\mathrm{Are}) - (\mathrm{fyr} - 0.85\mathrm{f'c})(\mathrm{Are})}{(0.85\mathrm{f'c})(\beta)(\mathrm{h1})}$$

Resultando c=31.145 cm

➔ Como el valore de c es mayor que la suposición de que el eje ENP se ubicaba fuera del perfil estructural $c \leq 9.85\ cm$, se estudia el segundo caso.

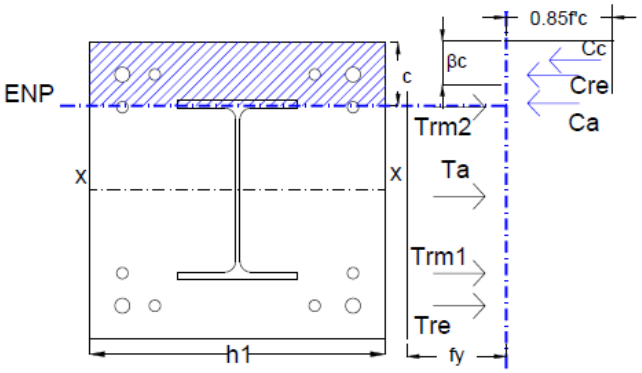
Para el **caso X-2** (el eje neutro plástico ENP atraviesa la sección de acero estructural y pasa por el patín es decir $9.85\ cm \leq c \leq 11.16\ cm$) en este caso hay dos subcasos por explorar

El primer subcaso implica que el ENP pasa por el patín y además el acero de refuerzo medio se encuentra en tensión es decir $9.85\ cm \leq c \leq 11.0\ cm$

El segundo subcaso implica que el ENP pasa por el patín y además el acero de refuerzo medio se encuentra en compresión es decir $11.00\ cm \leq c \leq 11.16\ cm$

Primer subcaso

En la siguiente gráfica se presentan las fuerzas de tensión y compresión involucradas



Por equilibrio se plantea

$$Cc + Cre + C_{a\ patín\ sup} = T_{a\ tensión} + Trm + Tre$$

$(0.85f'c)(\beta c)(h_1)+(fyr-0.85f'c)(Are)+(fya-0.85f'c)(Aa_{patín})=$
$(fya)(Aa_{tensión})+(fyr)(Arm1)+(fyr)(Arm2)+(fyr)(Are)$

De la expresión anterior la incógnita es el valor de c, pero ahora la incógnita c se incluye en el valor de Cc , en $Ca_{patín\ sup}$ y en $Ta_{tensión}$

De tal manera que se recomienda usar un proceso de tanteos para llegar al valor que equilibre ambos lados de la igualdad con un margen de error aceptable

Después de varios tanteos que se encontró que para un valor de c= 10.99 cm se tiene un error superior al 14% en la igualdad planteada por lo que se considera un error no aceptable y se estudia el segundo subcaso.

Segundo subcaso

Por equilibrio se plantea

$$Cc + Cre + C_{a\ patín\ sup} + C_{rm2} = T_{a\ tensión} + T_{rm1} + Tre$$

$(0.85f'c)(\beta c)(h_1)+(fyr-0.85f'c)(A_{re})+(fya-0.85f'c)(A_{a\ patín})+ (fyr-0.85f'c)(A_{rm2})=$
$(fya)(A_{a\ tensión})+(fyr)(A_{rm1})+(fyr)(Are)$

De tal manera que para encontrar el valor de c, se recomienda usar un proceso de tanteos para llegar al valor que equilibre ambos lados de la igualdad con un margen de error aceptable

Después de varios tanteos que se encontró que para un valor de c= 11.001 cm se tiene un error inferior al 1% en la igualdad planteada por lo que para fines de este ejemplo se considera un error aceptable y no es necesario estudiar el caso X-3

Una vez que se tiene la profundidad del eje ENP, se puede determinar la resistencia nominan a flexión Mnx en el eje fuerte.

Este momento flexionante es el resultado de la sumatoria de todas las fuerzas de tensión y compresión involucradas multiplicadas por el brazo de su posición hasta el ENP

Profundidad del eje neutro ENP c= 11.001 cm

Fuerza tensión/Compresión	Valor numérico de la fuerza [kgf]	Valor numérico del brazo de la fuerza hasta el ENP [cm]	Momento= (fuerza)(brazo) [kgf.cm]
Cc =(0.85f'c)(βc)(h_1)	112 210	6.600	740 655
Cre =(fyr-0.85f'c)(A_{re})	62 567	5.501	344 185
$C_{a\ patin\ sup}$=(f_{ya}-0.85f'c)($A_{a\ patín\ sup}$)	76 663	0.575	44 120
C_{rm2}=(fyr-0.85f'c)(A_{rm2})	22 486	0.001	22
$T_{a\ tensión\ 1}$=(fya)($A_{a\ patin\ sup}$)	11 417	0.079	908
$T_{a\ tensión\ 2}$=(fya)($A_{a\ alma}$)	73 075	13.999	1 202 980
$T_{a\ tensión\ 3}$=(fya)($A_{a\ patin\ inf}$)	94 068	28.494	2 680 387
T_{rm1}=(fyr)(A_{rm1})	23 940	27.999	670 296
T_{re}=(fyr)(A_{re})	66 612	33.499	2 231 435
Suma =Mnx=			7 734 488

Por lo que Mnx= 7 734 488 kgf.cm = 77.344 tonf.m

Enseguida se determina la resistencia a flexión alrededor del eje débil y

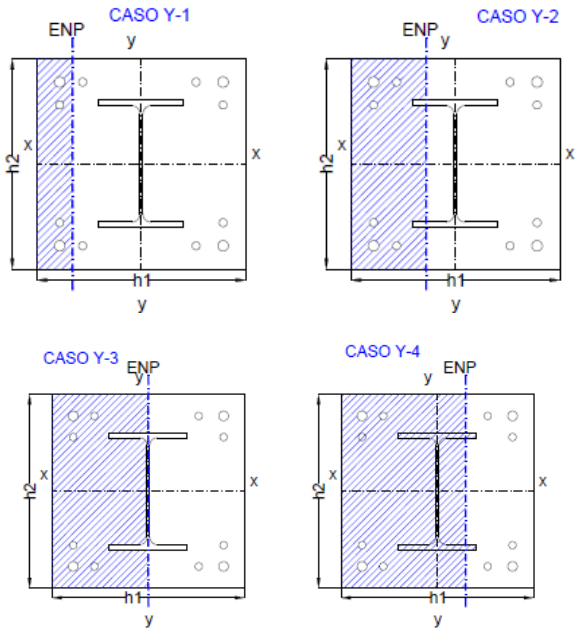
Pueden considerarse de manera general cuatro casos:

Caso Y-1 el eje neutro plástico (ENP) esta afuera de la sección de acero estructural

Caso Y-2 el eje neutro plástico (ENP) atraviesa la sección de acero estructural y pasa por los patines izquierdos

Caso Y-3 el eje neutro plástico (ENP) atraviesa la sección de acero estructural y pasa por el alma

Caso Y-4 el eje neutro plástico (ENP) atraviesa la sección de acero estructural y pasa por los patines derechos



Para el **caso Y-1** (el eje neutro plástico ENP esta afuera de la sección de acero estructural)

Se tienen dos subcasos, el primero de ellos resulta cunado en acero de refuerzo medio se encuentra en tensión y el segundo resulta cuando el acero de refuerzo medio se encuentra en compresión.

Para fines de este ejemplo solo se explora el segundo subcaso del Y-1

El equilibrio de fuerzas se encuentra cuando:

$$Cc + Cre + Crm = Ta + Trm + Tre$$

Cc es la fuerza de compresión del bloque de concreto

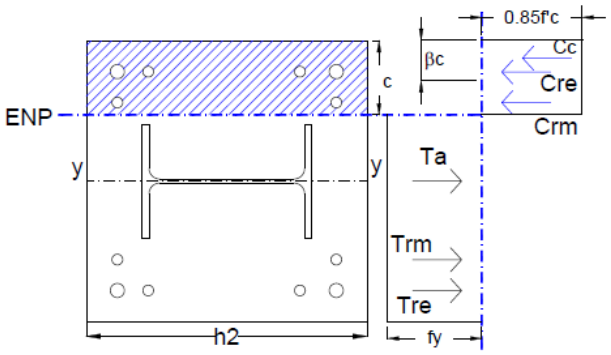
Cre es la fuerza de compresión del acero de refuerzo exterior

Crm es la fuerza de compresión del acero de refuerzo medio

Ta es la fuerza de tensión del perfil de acero estructural

Trm es la fuerza de tensión del refuerzo medio

Tre es la fuerza de tensión del acero de refuerzo exterior



Por lo tanto

(0.85f'c)(βc)(h_2)+(fyr-0.85f'c)(Are)+ (fyr-0.85f'c)(Arm) =(fya)(Aa)+(fyr)(Arm) +(fyr)(Are)

De la expresión anterior la incógnita es el valor de c

De tal manera que

$$c = \frac{(\text{fya})(\text{Aa}) + (\text{fyr})(\text{Arm}) + (\text{fyr})(\text{Are}) - (\text{fyr} - 0.85\text{f'c})(\text{Are}) - (\text{fyr} - 0.85\text{f'c})(\text{Arm})}{(0.85\text{f'c})(\beta)(\text{h2})}$$

Resultando c=26.59 cm

➔ Como el valore de c es mayor que la suposición de que el eje ENP se ubicaba fuera del perfil estructural $c \leq 14.8\ cm$, se estudia el caso Y-2.

Para el **caso Y-2** (el eje neutro plástico ENP atraviesa la sección de acero estructural y pasa por los patines izquierdos sin tocar el alma es decir $14.8\ cm \leq c \leq 24.625\ cm$)

Por equilibrio se plantea

$Cc + Cre + Crm + C_{a\ patines\ izq} = T_{a\ tensión} + Trm + Tre$

$(0.85f'c)(\beta c)(h_2)+(fyr-0.85f'c)(Are)+(fyr-0.85f'c)(Arm)+(fya-0.85f'c)(Aa_{patín})=$

$(fya)(Aa_{tensión})+(fyr)(Arm)+(fyr)(Are)$

De la expresión anterior la incógnita es el valor de c, pero ahora la incógnita c se incluye en el valor de Cc , en $Ca_{patín\ izq}$ y en $Ta_{tensión}$

De tal manera que se recomienda usar un proceso de tanteos para llegar al valor que equilibre ambos lados de la igualdad con un margen de error aceptable

Después de varios tanteos que se encontró que para un valor de c= 18.93 cm se tiene un error inferior al 0.07 % en la igualdad planteada por lo que se considera un error aceptable

Una vez que se tiene la profundidad del eje ENP, se puede determinar la resistencia nominan a flexión Mny en el eje débil.

Este momento flexionante es el resultado de la sumatoria de todas las fuerzas de tensión y compresión involucradas, multiplicadas por el brazo de su posición hasta el ENP

Profundidad del eje neutro ENP c= 18.93 cm

Fuerza tensión/Compresión	Valor numérico de la fuerza [kgf]	Valor numérico del brazo de la fuerza hasta el ENP [cm]	Momento= (fuerza)(brazo) [kgf.cm]
Cc =(0.85f'c)(βc)(h2)	193 086	11.358	2 193 071
Cre =(fyr-0.85f'c)(A_{re})	62 567	13.430	820 284
$C_{a\ patines\ izq}$=(f_{ya}-0.85f'c)($A_{a\ patines}$)	35 329	2.065	72 955
C_{rm}=(fyr-0.85f'c)(A_{rm})	22 486	7.930	178 318
$T_{a\ tensión\ 1}$=(fya)($A_{a\ patines\ der}$)	150 048	8.135	1 220 644
$T_{a\ tensión\ 2}$=(fya)($A_{a\ alma}$)	73 075	6.070	443 566
T_{rm}=(fyr)(A_{rm})	23 940	20.070	480 476
T_{re}=(fyr)(A_{re})	66 612	25.570	1 703 269
Suma =Mny=			7 132 583

Por lo que Mny= 7 132 583 kgf.cm = 71.325 tonf.m

Para hacer la revisión a flexocompresión en las NTC-DCEA 2023 se revisa la ecuación de interacción simplificada:

Cuando $P_u < R_{cc}$

$$\frac{M_{ux}}{M_{RX}} + \frac{M_{uy}}{M_{RY}} \leq 1.0$$

Para Pu= 134.7 tonf, Rcc= 694.71 tonf

$134.70 < 694.71$

Se cumple por lo que se evalúa

$$\frac{22.400}{(0.9)(77.344)} + \frac{4.730}{(0.9)(71.325)} \leq 1.0$$

$0.3217 + 0.0736 \leq 1.0$

$0.3953 \leq 1.0$ -> si se cumple

Para la revisión a la fuerza cortante en este ejemplo no se especificó una fuerza cortante actuante, sin embargo, para fines ilustrativos se calcula la fuerza cortante resistente:

Fuerza cortante resistente Vy (actuando perpendicular al eje fuerte de la columna)

La fuerza cortante resistente resulta del menor valor de las dos condiciones

Condición 1 : únicamente se considera la aportación del perfil estructural

$V_r = F_R V_a$

$V_a = 0.6 f_{ya} A_a = (0.6)(3515)(20.76) = 43\ 761$ kgf

$V_{RY} = (0.9)(43761) = 39\ 384$ kgf

Condición 2 se considera la resistencia a cortante de la sección de concreto y el acero de refuerzo transversal

$V_R = F_R (V_{cr} + V_r)$

$$V_{CR} = F_R 0.5\sqrt{f_c'}bd = (0.8)(0.5)\sqrt{300}(50)(44.5) = 15\ 415\ kgf$$

Con una separación de estribos #3 @ 12.5 cm

$$V_{SR} = \frac{F_R A_v F_{yr} d}{s} = \frac{(0.8)(1.42)(4200)(44.5)}{12.5} = 16\ 985\ kgf$$

$V_{RY} = 32\ 400$ kgf Esta fuerza es la que rige para el sentido de la fuerza cortante en Y

Para el sentido transversal

Condición 1

$V_{ax} = (0.6)(3515)(53.44) = 112\ 704$ kgf

Condición 2

La resistencia es la misma calculada antes

V_{RX}= 32 400 kgf Esta fuerza es la que rige para el sentido de la fuerza cortante en X

Como complemento a este ejemplo, las NTC-DCEA 2023 establecen unas expresiones para verificar la transferencia y resistencia de la fuerza en la superficie de contacto concreto acero. Esto es, la resistencia en la superficie de concreto acero, V_{TR}, deberá ser igual o mayor que la fuerza última, V_{TU}, que se transfiere en dicha superficie de la columna compuesta.

Las cargas axiales últimas aplicadas en columnas compuestas se distribuyen entre el acero y el concreto de acuerdo con los siguientes mecanismos de trasferencia.

Caso 1. La fuerza axial se aplica sobre el perfil embebido

Algunos datos como $P_a, P_r, y\ P_c$, son las resistencias plásticas de los componentes de acero estructural, acero de refuerzo longitudinal y concreto. Estas fueron calculadas previamente en este ejemplo.

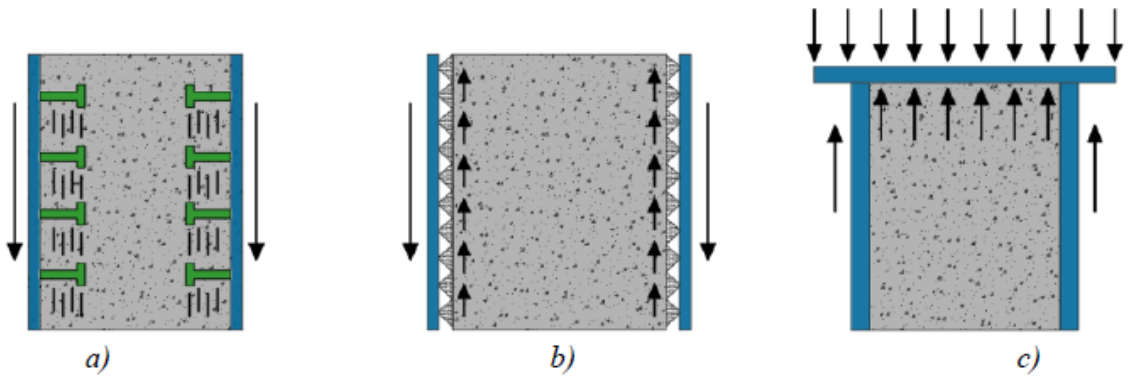
$$V_{TU} = P_U\left(\frac{P_C}{P_0}\right) = 134.7\ \left(\frac{607.25}{1054.11}\right) = 77.59\ tonf \qquad \text{(rige)}$$

Caso 2. La fuerza axial se aplica a la sección de concreto

$$V_{TU} = P_U\left(\frac{P_a}{P_0}\right) = 134.7\ \left(\frac{365.76}{1054.11}\right) = 46.73\ tonf$$

Resistencia en la superficie de contacto

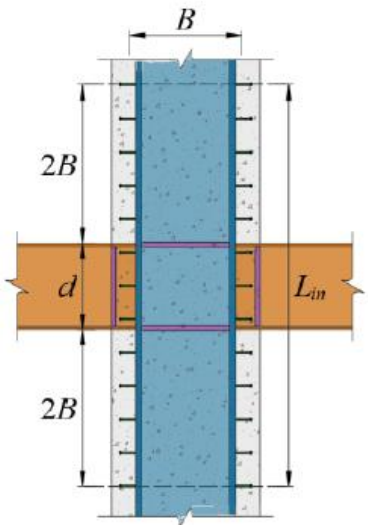
La fuerza que se transfiere en la superficie de contacto concreto acero se puede resistir con alguno de los siguientes mecanismos: a) conectores de cortante, b) adherencia directa y c) soporte directo.



Mecanismos de resistencia de la carga (Tomada de Gobierno de la Ciudad de México, 2023)

Para fines ilustrativos en este ejemplo se usan conectores de cortante.

Si se usan conectores de cortante, la fuerza V_{TU} es resistida por los conectores y se debe determinar la resistencia en cortante $V_{TR} = \Sigma Q_n$, dentro de la longitud de introducción de la carga L_{in}.



Longitud de introducción de la carga (Tomada de Gobierno de la Ciudad de México, 2023)

De la figura anterior la Longitud de la introducción de la carga resulta L_{in}= d+4B

Donde d es el peralte de la trabe que llega al nodo superior de la columna y se asume que se tiene un perfil W18x76 con d=46.3 cm, B=50 cm

Entonces, L_{in}=46.3+(4)(50) = 246.3 cm

La separación S_{CC} entre conectores distribuidos en la longitud L_{in} debe ser menor o igual que

$$s_{cc} \leq \frac{F_R F_u A_{cc} m}{V_u} L_{in}$$

F_R es un factor de reducción de resistencia de conectores F_R=0.62, F_u es el esfuerzo último en cortante del conector, A_{cc} es el área de la sección transversal de cada conector, m es el número par de conectores distribuidos en la sección transversal con una configuración simétrica, dentro de la longitud L_{in}.

Considerando que

F_u=4600 kgf/cm^2

Conectores de diámetro ϕ=3/4 plg= 1.91 cm , A_{cc}= 2.85 cm^2

Si se asume un conector por patín y por lo tanto 2 por sección entonces m=2

$$s_{cc} \leq \frac{(0.62)(4600)(2.85)(2)}{(77590)}(246.3) = 51.60\ cm$$

A pesar de que la longitud calculada s_{cc} fue de 51.6 cm las NTC-DCEA 2023 establecen que se deben separar los conectores a una distancia máxima de 30 cm dentro de L_{in}

Para los conectores fuera de L_{in} la separación será:

La resistencia nominal Q_n de un conector resulta

$Q_n = F_u A_{cc}$

$F_R Q_n$= (0.62)(4600)(2.85)=8126 kgf

El número de conectores a usar es:

$$número\ de\ conectores\ requerido = \frac{77590}{8126} = 9.54\ \approx 10\ conectores$$

Si se asume un conector por patín y por lo tanto 2 por sección

Y además que la columna que se ha revisado pertenece a un primer nivel donde la altura de entrepiso es de 350 cm, entonces la longitud fuera de L_{in} es

$L_{exterior}$= 350 -d-2B=350-46.3-(2)(50)=203.7 cm

La separación resulta

$$separacion\ en\ L_{exterior} = \frac{203.7}{\frac{10}{2}} = 40.74\ \approx 40\ cm$$

Fuera de L in , los conectores se deben espaciar a 40 cm, este valor resulta mayor que el mínimo de 60 cm establecido en las NTC-DCEA 2023.

APÉNDICE D COMENTARIOS SOBRE EL MODELADO DE COLUMNAS: MODELO MULTIRESORTES Y MODELO DE FIBRAS

D.1 CONVERGENCIA DEL MODELO MULTIRESORTES

En el estudio de las columnas individuales usando el modelo multiresortes que presentadas en el capítulo 4, se realizó un proceso iterativo para llegar a una calibración del número de resortes necesarios para reducir el margen de error y que representaran los concretos confinado, no confinado y el acero estructural. En el caso de los resortes que representan al acero de refuerzo, no hubo variación en su número por lo que este valor siempre fue fijo. Al comparar la respuesta de las columnas seleccionadas de las investigaciones de Ricles, Chen y Zhu, contra el modelo multiresortes se requería un modelo numérico que reflejara lo más realista posible el comportamiento de las columnas, sin embargo, este objetivo es difícil de alcanzar y se tienen errores entre las respuestas comparadas.

Por ejemplo al estudiar la respuesta del espécimen 5 de Ricles se elaboró un modelo multiresortes que contemplaba 43 resortes, después se realizaron otros modelos (Ver Figura D.1) con 72, 97, 124,153,184 y hasta 217 resortes. Al final se usó el modelo que contemplaba 124 resortes ya que reflejaba una respuesta con un margen de error aceptable.

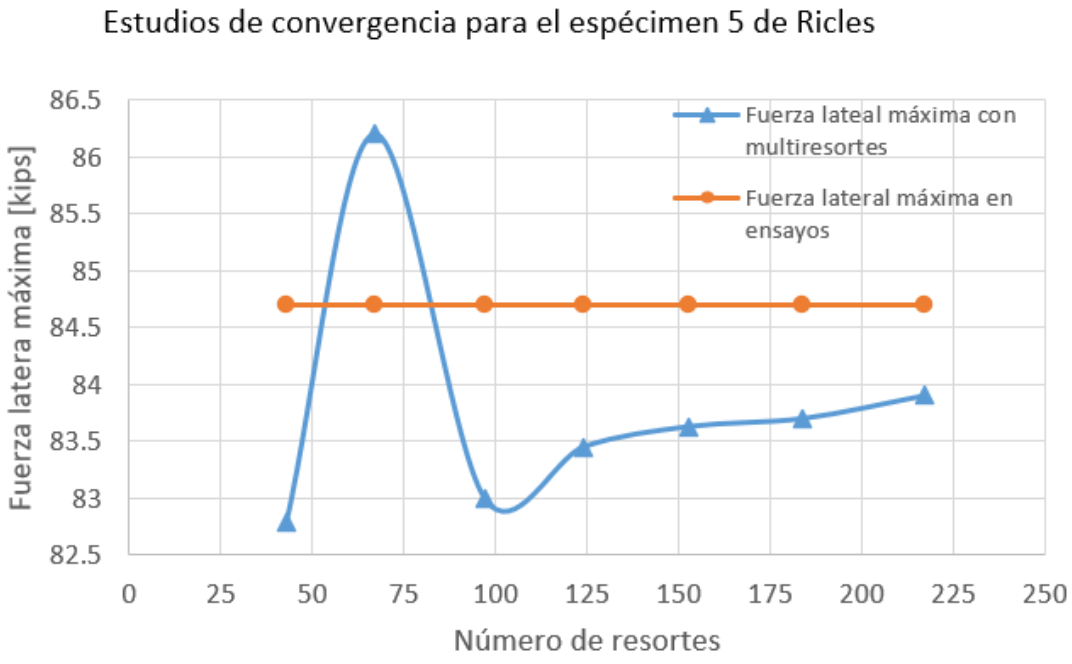


Figura D.1 Estudios de convergencia del modelo multiresortes para la columna compuesta del espécimen 5 de Ricles

D.2 ALGUNAS OBSERVACIONES EN LA COMPARACIÓN DEL MODELO MULTIRESORE VS MODELO DE FIBRAS .

Para el análisis no lineal de estructuras los modelos numéricos que usan fibras para representar a las secciones transversales de los elementos son ampliamente usados. Uno de los programas más usados a nivel de investigación es el Open Sees. Una columna compuesta modelada con fibras (Figura D.2) tiene se compone de fibras que corresponden al concreto confinado, al concreto no confinado, al acero estructural y a el acero de refuerzo longitudinal.

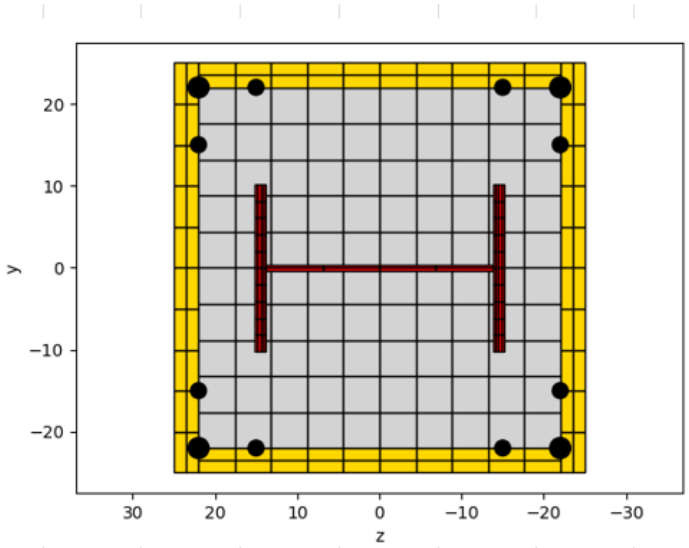


Figura D.2 Sección transversal de una columna compuesta discretizada en fibras para su uso en Open Sees

Los rectángulos en color amarillo representan a las fibras usadas para modelar al concreto confinado, los rectángulos en color gris representan a las fibras del concreto confinado, los rectángulos en color rojo representan al acero estructural y los puntos en negro representa la posición diámetro del acero de refuerzo. A cada uno de los tipos de fibras contemplados se le asigna un material representado por una relación esfuerzo – deformación.

Por otro lado, el modelo multiresortes tiende a aproximarse en modelación de las secciones transversales al modelo de fibras. Para este trabajo se optó por el modelo multiresortes debido a que los resultados en la respuesta de los elementos estudiados se aproximaron de una manera aceptable a los especímenes seleccionados.

APÉNDICE E EJEMPLO PARA DETERMINAR CURVA DE CAPACIDAD EN MARCOS PLANOS CON COLUMNAS DE ACERO EMBEBIDOS EN CONCRETO (SRC)

EJEMPLO E.1 {Curva de capacidad para el marco plano de cinco niveles de la sección 5.3}

Determinar la curva de capacidad o curva Pushover del marco de cinco niveles y tres crujías (Figura E.1) para el marco de cinco niveles estudiado en la sección 5.3. La curva de capacidad es una relación que muestra en una gráfica la correspondencia entre el cortante basal V_b y el desplazamiento lateral en el centro de masas de la azotea u_r .

Para determinar el desplazamiento lateral en la azotea u_r, se aplicará un patrón de cargas laterales proporcional al modo fundamental de vibración de la estructura.

Es decir

$$\{s^*\} \propto [m]\{\phi_1\}$$

Donde:

$\{s^*\}$ es el patrón de carga lateral aplicado

$[m]$ es la matriz de masas del modelo

$\{\phi_1\}$ es el modo fundamental de vibración

SOLUCIÓN

A partir del modelo multiresortes usado en los capítulos 4 y 5, se realiza un modelo numérico que considera tanto a las columnas compuestas como elementos formados por un conjunto de resortes a los cuales se les asocia unas relaciones esfuerzo deformación con unos parámetros calibrados y mostrados en la sección 4.2.1. Para el caso de las trabes se consideró un modelo bilineal de acero estructural. La geometría del marco plano en estudio es:

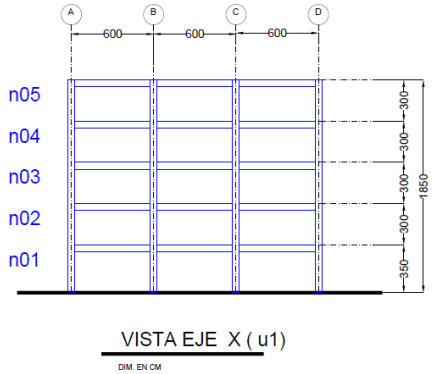


Figura E.1 Elevación del marco plano de 5 niveles para el ejemplo E.1

La curva de capacidad se muestra en la Figura E.2.

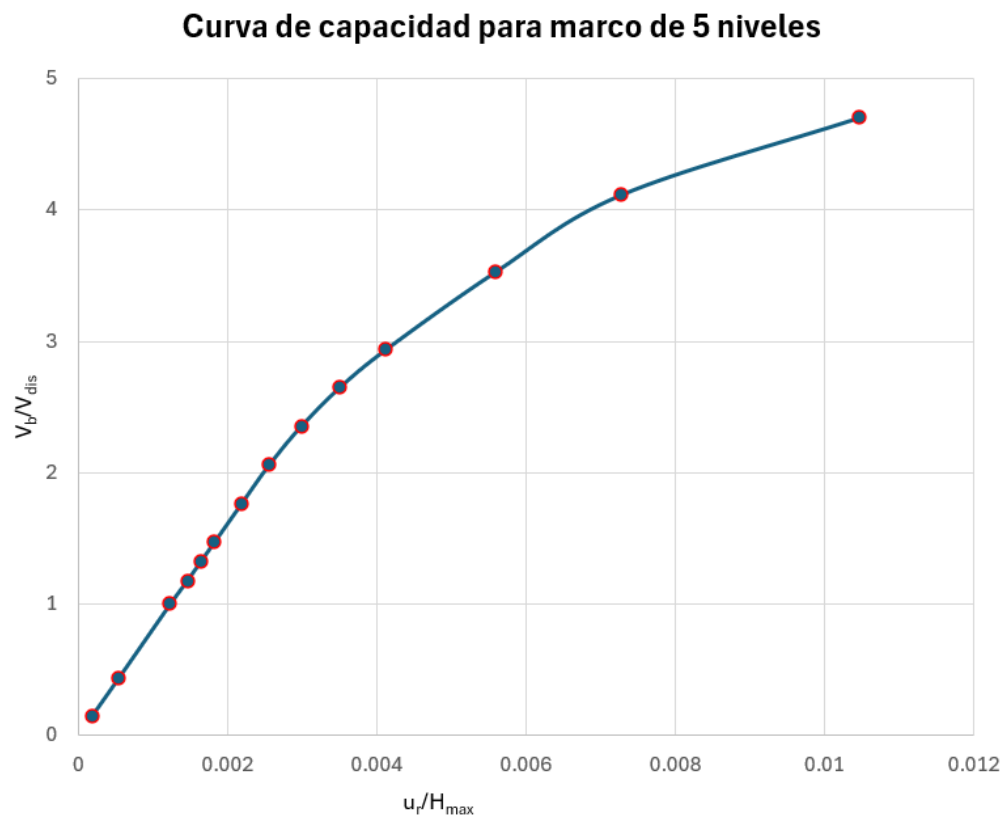


Figura E.2 Curva de capacidad para el marco de 5 niveles del ejemplo E.1 obtenida con el método Push Over

Donde

V_{dis} es el cortante de diseño

H_{max} es la altura del marco en la azotea

Punto de Fluencia

u_y=3.2129

V_{by}=48 tonf

Cuando se tiene una ductilidad cercana a $\mu = 4$, se presentan daños en el marco en función de las articulaciones plásticas desarrolladas.

Una vez que se ha determinado la curva de capacidad obtenida con el método Pushover, en algunas publicaciones como el ATC-40 se establece que esta curva se puede transformar a una relación de aceleración espectral versus desplazamiento espectral. A la curva que se obtiene se denomina diagrama de capacidad.

Al igual que el diagrama de capacidad un diagrama de demanda muestra la relación entre aceleración espectral versus desplazamiento espectral, pero en este caso, se echa mano de un espectro de respuesta o de un espectro de diseño. Como el espectro de respuesta o el espectro de diseño a partir del cual se construye el diagrama de capacidad, se depende de datos elásticos, por lo que el diagrama de demanda se reduce para tomar en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura.

Una vez que se tiene la curva de capacidad y un diagrama de demanda reducido es posible determinar el punto de demanda de la estructura. Con el punto de demanda se puede determinar el objetivo de diseño sísmico cuando se aplica la filosofía de diseño por desempeño.