



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

**“Análisis por desempeño de una estructura especial de
acero modelada con fibras controladas por fuerzas en
el software OpenSees”**

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Autores:

Ivanna Lisseth Martínez Pesántez C.I. 030239827-6

Paúl Sebastián Pozo Ocampo C.I. 010527516-8

Director:

Ing. Francisco Xavier Flores Solano, PhD C.I. 030154741-0

Cuenca-Ecuador

Octubre 2018



Resumen

A pesar de la intensa actividad sísmica que afecta a la costa del Pacífico en Latinoamérica, son pocos los países que han desarrollado normativas que consideren este peligro a detalle. En Ecuador, la normativa presenta guías sobre el tipo de análisis sísmico a realizar, pero no en cuanto al tipo de modelación; en este ámbito, se ha probado que la modelación de plasticidad concentrada con deterioro es la más exacta en estructuras de acero, aunque su complejidad la hace difícil de implementar. Este documento propone dos modelos de una estructura de pórticos resistentes a momento de acero mediante plasticidad distribuida de tipo fibras controladas por fuerzas. El primero modela los elementos viga-columna con fibras y los nudos con rótulas plásticas, mientras que el segundo modela todos los elementos con fibras. Se presenta la calibración de diferentes materiales, la influencia de los parámetros de la modelación de fibras y de los efectos de segundo orden geométricos. Además, se verifica la correcta modelación de la estructura mediante análisis estáticos y dinámicos, previo al análisis por desempeño. Se demuestra que los modelos propuestos presentan resultados similares en derivas, pero con una diferencia importante en los tiempos computacionales. Además, se demuestra que los modelos de fibras para realizar análisis por desempeño de estructuras de acero, sin embargo, no predicen el colapso. Finalmente, se recomiendan futuras investigaciones sobre la modelación del nudo viga-columna con fibras y sobre la optimización en la implementación de esta metodología para reducir el tiempo computacional.

Palabras Clave: Análisis Por Desempeño, Modelación, Fibras, No-Lineal, Tiempo Computacional, OpenSees.



Abstract

Despite of the intense activity observed in the Pacific coast of Latin America, few countries have developed regulations that consider this danger in detail. In Ecuador, the regulations present guidelines on the type of seismic analysis, but not on the type of modeling. In this area, it has been proven that concentrated plasticity models are the most accurate in steel structures, however this are the most complex methods to implement. This document proposes two distributed plasticity model of a steel moment frames structure using fibers controlled by forces. The first model use fibers for the beam-column elements and rotational springs for the joints, while the second model consider all the elements with fibers. The process of modelling considers: calibration of different materials, influence of fiber parameters and second order geometrical effects. In addition, the models are verified through static and dynamic analysis, prior to performance analysis. It is shown that the proposed models are similar in drift story results, however they present important differences related to the computational times. In addition, fiber models can be used in perform analysis of steel structures, but fiber models cannot predict collapse. Finally, it is recommended to carry out research on the second model with fibers in all elements and on the optimization of the methodology of fiber to reduce computational time.

Keywords: Performance Analysis, Modelation, Fibers, No-Lineal, Computational Time, OpenSees.



Índice

1.	Introducción.....	12
1.1.	Antecedentes	17
1.2.	Objetivo General	19
1.3.	Objetivos Específicos.....	19
1.4.	Organización del Documento.....	20
2.	Estado de Arte	22
2.1.	Teoría de la Modelación.....	22
2.2.	Teoría de Fibras.....	25
2.2.1.	Limitaciones de los modelos con fibras:	27
2.3.	Desarrollo de Modelos Analíticos de Fibras	29
2.4.	Aplicaciones de Modelos de Fibras.....	32
2.4.1.	Comparaciones experimentales.....	32
2.4.2.	Simulaciones de impacto y fuego.....	33
2.4.3.	Secciones tubulares rellenas.....	34
2.4.4.	Elementos diagonales	35
2.5.	Pórticos Especiales Resistentes a Momentos	36
2.5.1.	Elementos controlados por Flexión	37
2.5.2.	Elementos Controlados por Cortante	40
2.5.3.	Otros elementos.....	43
3.	Modelo Base.....	44
3.1.	Geometría.....	44
3.2.	Consideraciones de No-Linealidad	46
3.2.1.	Material	46
3.2.2.	Efectos de Segundo Orden	47
3.3.	Amortiguamiento	47
3.4.	Parámetros de la Estructura.....	47
4.	Modelación del Material.....	48
4.1.	Esfuerzo Normal	49
4.1.1.	Experimento Viga en Voladizo	49
4.1.2.	Steel02.....	53
4.1.3.	Hysteretic	56
4.1.4.	Parallel.....	58
4.1.5.	Atlayan	62
4.2.	Esfuerzo Tangencial.....	63



4.2.1.	Panel Zone.....	63
4.2.2.	Section Aggregator.....	65
4.2.3.	Experimento de Nudo.....	67
5.	Parámetros de la Modelación de Fibras.....	75
5.1.	Discretización de la Sección	75
5.2.	Discretización de los Elementos.....	81
5.2.1.	Zonas de Sección Reducida (RBS)	81
5.2.2.	Zonas de Fluencia.....	83
5.3.	Puntos de Integración	86
6.	Método de Análisis.....	88
6.1.	Comportamiento No-lineal de los Elementos	88
6.1.1.	Elemento Tipo Viga	89
6.1.2.	Elemento Tipo Columna	90
6.1.3.	Elemento tipo Unión Viga-Columna.....	92
6.2.	Efectos de Segundo Orden	93
6.3.	Efectos Adicionales.....	96
6.3.1.	Efecto de la Losa	96
6.3.2.	Efecto de la carga gravitacional	97
7.	Construcción de Modelos	99
7.1.	Características Generales	99
7.1.1.	Nodos y Restricciones.....	99
7.1.2.	Secciones y Elementos	100
7.1.3.	Masas y Cargas.....	101
7.1.4.	Columna Fantasma.....	102
7.1.5.	Amortiguamiento	103
7.2.	Modelo Panel Zone	106
7.3.	Modelo Section Aggregator	109
8.	Análisis de Verificación y Validación.....	112
8.1.	Análisis Modal	112
8.2.	Análisis No-Lineal Elástico	115
8.2.1.	Verificación de Materiales	117
8.2.2.	Verificación del Efecto P-Delta	119
8.2.3.	Comparación entre Modelos	121
8.2.4.	Secuencia de Fluencia	121
8.3.	Análisis de Vibración Libre	126
8.4.	Análisis No-Lineal Dinámico.....	130



8.4.1.	Verificación de Materiales	130
8.4.2.	Verificación del Efecto P-Delta	132
8.4.3.	Comparación de los Modelos	133
9.	Análisis por Desempeño	135
9.1.	Espectros Representativos	136
9.2.	Selección y Escalamiento de Sismos	140
9.2.1.	Normalización	141
9.2.2.	Periodo Fundamental	141
9.2.3.	Rango de Periodos	141
9.2.4.	Proceso de Selección y Escalamiento	143
9.3.	Criterios de Estabilidad	145
9.3.1.	Criterios de la Estructura	145
9.3.2.	Criterios de Elementos	146
9.4.	Resultados del Análisis por Desempeño	148
9.4.1.	Influencia de los Materiales	148
9.4.2.	Influencia del Efecto P-Delta	149
9.4.3.	Resultados del Análisis por Desempeño	150
10.	Conclusiones y Recomendaciones	156
11.	Bibliografía	159
12.	Anexos	166
12.1.	Anexo 1: Estructura Base	166
12.2.	Anexo 2: Panel Zone	167
12.3.	Anexo 3: Crear Secciones Tipo W	169
12.4.	Anexo 4: Experimento Viga en Voladizo	171
12.5.	Anexo 5: Experimento de Nudo	174
12.6.	Anexo 6: Modelo Panel Zone	176
12.7.	Anexo 7: Modelo Section Aggregator	177
12.8.	Anexo 8: Registros Sísmicos Seleccionados	178



Índice de Figuras

<i>Figura 1: Sistema elasto-plástico y su sistema lineal correspondiente (Chopra, 2012).</i>	18
<i>Figura 2: Discretización de modelo concentrado frente al modelo distribuido (Spacone & El-Tawil, 2004)</i>	23
<i>Figura 3: Sistema básico de un elemento tipo viga-columna en 2D. (Spacone, Filippou, & Taucer, 1996)</i>	25
<i>Figura 4: Curvatura: a) Fibras por Desplazamientos, b) Fibras por Fuerzas. (Correia, Almeida, & Pinho, 2008)</i>	26
<i>Figura 5: Discretización de secciones: a) Desplazamientos, b) Fuerzas. (Correia, Almeida, & Pinho, 2008)</i>	27
<i>Figura 6: Configuración del experimento y modelo estructural simplificado (Correia, Almeida, & Pinho, 2008)</i>	32
<i>Figura 7: Respuesta: Izquierda Fuerzas; Derecha Desplazamientos (Correia, Almeida, & Pinho, 2008).</i>	33
<i>Figura 8: Configuración geométrica y carga aplicada en un pórtico de acero (Liew & Chen, 2004).</i>	34
<i>Figura 9: Secciones compuestas generalmente utilizadas en elementos tipo columna (Ayoub & Filippou, 2000)</i>	34
<i>Figura 10: Geometría del modelo y aplicación de la carga. Izquierda: Discretización de la sección. Centro: Configuración general. Derecha: Desplazamientos a lo largo del tiempo (Uriz, Filippou, & Mahin, 2008).</i>	35
<i>Figura 11: Conexiones a momento. Izquierda: Conexiones soldadas Pre-Northridge. Derecha: Conexiones postensadas (Ricles, Sause, Garlock, & Zhao, 2001).</i>	35
<i>Figura 12: Comportamiento a flexión de diferentes secciones de acero (Rizzano & Chisari, 2017)</i>	38
<i>Figura 13: Comportamiento combinado de Flexo-Compresión en Columnas (Elkady & Lignos, 2017)</i> ..	38
<i>Figura 14: Modelo de Elementos Finitos para secciones reducidas tipo RBS (Ricles, Zhang, Lu, & Fisher, 2004)</i>	39
<i>Figura 15: Modelo de Deterioro Modificado de Ibarra y Krawinkler (Lignos & Krawinkler, 2010)</i>	39
<i>Figura 16: Modelo de Fibras con Deterioro por Pandeo (Krishnan, 2010)</i>	40
<i>Figura 17: Distribución ideal de esfuerzos de corte (NIST, 2017)</i>	41
<i>Figura 18: Comportamiento de Uniones Viga-Columna (Shin, 2017)</i>	41
<i>Figura 19: Evolución de la modelación de la zona de panel (Davila-Arbona, 2007)</i>	42
<i>Figura 20: Modelo de Krawinkler (Davila-Arbona, 2007)</i>	42
<i>Figura 21: Modelo de Shi y Foutch (Shi & Foutch, 1997)</i>	43
<i>Figura 22: Modelo de Kim y Engelhardt (Kim & Engelhardt, 2002)</i>	43
<i>Figura 23: Área Tributaria del pórtico (NIST, 2010)</i>	45
<i>Figura 24: No-Linealidad del Material: a) Elementos a Fluir, b) Detalle de la Zona Panel (NIST, 2010)</i>	46
<i>Figura 25: Detalle de la Conexión tipo RBS (NIST, 2010)</i>	46



Figura 26: Curva Característica del Acero (Lee, Engelhardt, & Jeong Choi, 2015).....	48
Figura 27: Experimento realizado por Lignos Research Group. (Dimitrios, 2009)	49
Figura 28: Comparación del modelo de deterioro en una sección tipo RBS. (Dimitrios, 2018)	50
Figura 29: Experimento de Viga en Voladizo	51
Figura 30: Esquema de la modelación del experimento viga en voladizo	51
Figura 31: Protocolo de Carga para experimento viga en voladizo para rotaciones superiores a 8%	52
Figura 32: Comportamiento del material Steel02 (Orakcal & Wallace, 2006)	53
Figura 33: Calibración Steel02: Ajuste de Nash a) Energía, b) Curva Histerética.....	54
Figura 34: Calibración Steel02: a) Energía acumulada, b) Curva Histerética.....	55
Figura 35: Comportamiento del material Hysteretic (Universisty of Berkeley, 2006)	56
Figura 36: Calibración Hysteretic: Ajuste de Nash a) Energía, b) Curva Histerética.....	57
Figura 37: Calibración Hysteretic: a) Energía acumulada, b) Curva Histerética	57
Figura 38: Comportamiento del material Parallel (Universisty of Berkeley, 2006).....	58
Figura 39: Comportamiento del Acero ASTM A992 con el material Parallel.....	59
Figura 40: Calibración Parallel: Ajuste de Nash a) Energía, b) Curva Histerética	60
Figura 41: Calibración Parallel: a) Energía acumulada, b) Curva Histerética	60
Figura 42: Comportamiento monotónico y cíclico de los materiales calibrados	61
Figura 43: Modelo Atlayan: a) Energía Disipada, b) Curva Histerética	62
Figura 44: Modelo Trilineal de la Zona de Panel (PEER, 2011)	63
Figura 45: Geometría del elemento Panel Zone (Universisty of Berkeley, 2006).....	64
Figura 46: Inclusión del Efecto de Corte (Sepe, Spacone, Raka, & Camata, 2014).....	65
Figura 47: Validación de Superposición de efectos en OpenSees	65
Figura 48: Configuración de la Unión.....	66
Figura 49: Comportamiento bilineal de una Sección a Corte	67
Figura 50: Experimento de Nudo.....	68
Figura 51: Esquema de la modelación del experimento de nudo	69
Figura 52: Protocolo de Carga para Calibración de Experimento de Nudo a rotaciones menores 2.5% 69	
Figura 53: Protocolo de Carga para Calibración de Experimento de Nudo a rotaciones superiores a 10%	70
Figura 54: Calibración Section Aggregator Rotación de Fluencia: Ajuste de Nash a la Curva Histerética.	71
Figura 55: Calibración Section Aggregator Rotación de Fluencia: Curva Histerética.	71
Figura 56: Calibración Section Aggregator: Ajuste de Nash a) Energía, b) Curva Histerética. Rotación Plástica.....	72
Figura 57: Calibración Section Aggregator: a) Energía acumulada, b) Curva Histerética. Rotación Plástica.....	73
Figura 58: Comprobación de los métodos PZ y SA en la Energía Disipada	74
Figura 59: Comprobación de los métodos PZ y SA en el Momento.....	74



Figura 60: Área Equivalente de Empalme.....	76
Figura 61: Discretización de la Sección: Casos a Analizar.....	78
Figura 62: Discretización de la Sección a) Divisiones Alma b) Divisiones Patín.....	78
Figura 63: Discretización del elemento RBS.....	81
Figura 64: Influencia de la División en la conexión RBS.....	82
Figura 65: Resultados de la División de RBS.....	83
Figura 66: Casos Analizados de Subdivisiones.....	84
Figura 67: Efecto de la División de Elementos.....	85
Figura 68: Puntos de Integración (Taucer, Spacone, & Filippou, 1991).....	86
Figura 69: Puntos de Integración.....	87
Figura 70: Métodos de Análisis representados en un Análisis Estático (Vielma & Cando, 2015).....	88
Figura 71: Discretización de la Sección.....	89
Figura 72: Detalle de un elemento tipo Viga.....	89
Figura 73: Comportamiento Histerético sección RBS W30x108.....	90
Figura 74: Detalle de un elemento tipo Columna.....	90
Figura 75: Comportamiento Histerético Columna W24x162.....	91
Figura 76: Influencia de degradación: Cíclica y en Ciclos (FEMA, 2009).....	92
Figura 77: Inclusión de Efectos de Segundo Orden.....	94
Figura 78: Efectos de la Reducción $P-\Delta$ (Gupta & Krawinkler, 2000).....	95
Figura 79: Efectos de diafragma rígido.....	97
Figura 80: Modelo de Secciones y Subsecciones.....	100
Figura 81: Amortiguamiento: a) Proporcional a la masa, b) Proporcional a la rigidez (Chopra, 2012)	104
Figura 82: Distribución gráfica del Amortiguamiento Rayleigh (Chopra, 2012).....	105
Figura 83: Restricción de Diafragma Rígido del Modelo Panel Zone.....	106
Figura 84: Distribución de Cargas y Masas del Modelo Panel Zone.....	106
Figura 85: Unión Columna Fantasma-Pórtico del Modelo Panel Zone.....	107
Figura 86: Detalle Esquemático del Modelo Panel Zone.....	108
Figura 87: Restricción de Diafragma Rígido del Modelo Section Aggregator.....	109
Figura 88: Distribución de Cargas y Masas del Modelo Section Aggregator.....	109
Figura 89: Unión Columna Fantasma-Pórtico del Modelo Section Aggregator.....	110
Figura 90: Detalle Esquemático del Modelo Section Aggregator.....	111
Figura 91: Modos de vibración Panel Zone.....	113
Figura 92: Modos de vibración Section Aggregator.....	113
Figura 93: Derivas, Método Gráfico (FEMA, 2009).....	116
Figura 94: Efecto de los materiales en el comportamiento Monotónico.....	117
Figura 95: Efecto de los materiales en el comportamiento Cíclico.....	118
Figura 96: Efectos de segundo orden Geométricos.....	120



<i>Figura 97: Comparación del Análisis Estático en los modelos Panel Zone y Section Aggregator.....</i>	<i>121</i>
<i>Figura 98: Secuencia de Fluencia antes del Cortante Máximo de la Estructura</i>	<i>122</i>
<i>Figura 99: Secuencia de Fluencia después del Cortante Máximo de la Estructura</i>	<i>123</i>
<i>Figura 100: Secuencia de Fluencia Panel Zone</i>	<i>124</i>
<i>Figura 101: Secuencia de Fluencia Section Aggregator.....</i>	<i>125</i>
<i>Figura 102: Movimiento Amortiguado (Chopra, 2012).....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 103: Respuesta de la Estructura y Distribución del Amortiguamiento en el modelo Panel Zone</i>	<i>128</i>
<i>Figura 104: Respuesta de la Estructura incluyendo Amortiguamiento en las rótulas plásticas.....</i>	<i>128</i>
<i>Figura 105: Respuesta de la Estructura y Distribución del Amortiguamiento en el modelo Section Aggregator</i>	<i>129</i>
<i>Figura 106: Influencia de los Materiales en la Respuesta Dinámica de la Estructura.....</i>	<i>130</i>
<i>Figura 107: Influencia de los Materiales en las derivas entrepiso</i>	<i>131</i>
<i>Figura 108: Influencia del Efecto P-Delta en la Respuesta Dinámica de la Estructura.....</i>	<i>132</i>
<i>Figura 109: Influencia del Efecto P-Delta en las Derivas Entrepiso.....</i>	<i>133</i>
<i>Figura 110: Comparación de los Modelos en la respuesta Dinámica de la estructura.....</i>	<i>133</i>
<i>Figura 111: Influencia del Modelo en la Deriva Entrepiso</i>	<i>134</i>
<i>Figura 112: Espectro de Respuesta Suavizado (ASCE, 2016)</i>	<i>137</i>
<i>Figura 113: Espectros de cada Magnitud del Evento</i>	<i>139</i>
<i>Figura 114: Escalamiento de Sismos al Primer Periodo</i>	<i>143</i>
<i>Figura 115: Sismos Escalados y Espectro medio de Registros</i>	<i>144</i>
<i>Figura 116: Influencia de los Materiales en el Análisis por Desempeño</i>	<i>148</i>
<i>Figura 117: Influencia del Material en el Tiempo Computacional.....</i>	<i>149</i>
<i>Figura 118: Influencia del Efecto P-Delta.....</i>	<i>150</i>
<i>Figura 119: Análisis por Desempeño Nivel: Prevención de Colapso</i>	<i>151</i>
<i>Figura 120: Análisis por Desempeño Nivel: Seguridad de Vida</i>	<i>152</i>
<i>Figura 121: Análisis por Desempeño Nivel: Ocupación Inmediata</i>	<i>153</i>
<i>Figura 122: Influencia del Modelo en el Tiempo Computacional</i>	<i>155</i>



Índice de tablas

Tabla 1: Detalle de alturas de piso y secciones	44
Tabla 2: Cargas de la Estructura (NIST, 2010).....	45
Tabla 3: Parámetros de la Estructura.....	47
Tabla 4: Características del Acero ASTM A992 (ASTM, 2004).....	48
Tabla 5: Parámetros del Material Steel02.....	55
Tabla 6: Parámetros del Material Hysteretic	58
Tabla 7: Parámetros del Material Parallel.....	61
Tabla 8: Parámetros del Material Calibrado por Atlayan.....	62
Tabla 9: Parámetros de las secciones de Vigas y Columnas	77
Tabla 10: Discretización Óptima de la Sección.....	79
Tabla 11: Verificación de los momentos plásticos de secciones	79
Tabla 12: Verificación de los momentos plásticos de secciones reducidas RBS.....	80
Tabla 13: Parámetros para la caracterización del modelo en general.....	99
Tabla 14: Parámetros para los apoyos de la estructura	100
Tabla 15: Parámetros para el diafragma rígido.....	100
Tabla 16: Parámetros para elementos viga-columna	101
Tabla 17: Valores de masas y cargas para el modelo.....	101
Tabla 18: Parámetros para cargas en las columnas.....	102
Tabla 19: Parámetros para las masas laterales.....	102
Tabla 20: Parámetros para apoyo de la columna fantasma	102
Tabla 21: Parámetros de las columnas.....	102
Tabla 22: Parámetros para los releaseses.....	103
Tabla 23: Efecto P-Delta en el Análisis Modal.....	114
Tabla 24: Amortiguamiento Ponderado Panel Zone.....	127
Tabla 25: Amortiguamiento Ponderado Section Aggregator	129
Tabla 26: Máximo nivel de daño según la magnitud del evento y el grupo de desempeño.....	135
Tabla 27: Factores n para espectros de periodos de retorno menores a 475 años (FEMA, 2000)	138
Tabla 28: Parámetros de los espectros de diseño	138
Tabla 29: Sismos seleccionados.....	143
Tabla 30: Factores de Escalamiento.....	144
Tabla 31: Derivas de Piso Aceptables (12.12-1) (ASCE, 2016).....	145
Tabla 32: Niveles de Desempeño Estructural y Daño (CI-3) (FEMA, 2000).....	145
Tabla 33: Factores de Comportamiento de Control de Fuerza (16.4-1) (ASCE, 2016).....	146
Tabla 34: Factores de Importancia por Categoría de Riesgo (1.5-2) (ASCE, 2016).....	146
Tabla 35: Factores de Comportamiento de Control de Deformaciones (16.4-1) (ASCE, 2016).....	146
Tabla 36: Criterios de Aceptabilidad para análisis No-Lineales (9-6) (ASCE, 2013).....	147
Tabla 37: Resumen de Resultados del Análisis por Desempeño	154



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Ivanna Lisseth Martínez Pesántez en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Análisis por desempeño de una estructura especial de acero modelada con fibras controladas por fuerzas en el software OpenSees", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, octubre 2018

Ivanna Lisseth Martínez Pesántez

C.I: 0302398276



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Paúl Sebastián Pozo Ocampo en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Análisis por desempeño de una estructura especial de acero modelada con fibras controladas por fuerzas en el software OpenSees", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, octubre 2018

Paúl Sebastián Pozo Ocampo

C.I: 0105275168



Cláusula de Propiedad Intelectual

Ivanna Lisseth Martínez Pesántez, autor del trabajo de titulación "Análisis por desempeño de una estructura especial de acero modelada con fibras controladas por fuerzas en el software OpenSees", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, octubre 2018

Ivanna Lisseth Martínez Pesántez

C.I: 0302398276



Cláusula de Propiedad Intelectual

Paúl Sebastián Pozo Ocampo, autor del trabajo de titulación "Análisis por desempeño de una estructura especial de acero modelada con fibras controladas por fuerzas en el software OpenSees", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, octubre 2018

Paúl Sebastián Pozo Ocampo

C.I: 0105275168



Agradecimientos

“Una persona es un conjunto de experiencias, no solo propias, sino de todos con quienes ha compartido.”

Anónimo

Queremos agradecer de manera especial al Ing. Francisco Flores por su dedicación y apoyo no solo como director de tesis, sino como profesor y como persona, en este trayecto se convirtió en un amigo y mentor para nosotros. De igual manera, queremos agradecer a nuestros revisores Ing. Esteban Samaniego e Ing. Juan Carrión, por el seguimiento prestado al trabajo de titulación, con sus inquietudes nos hicieron profundizar y mejorar la calidad de este documento. Y por supuesto agradecemos a nuestro grupo de investigación: Bryam, David y Rubén, con quienes compartimos experiencias, conocimiento y amistad durante estos meses, han hecho de esta etapa algo único.

Agradezco a Dios por haber sido quien me llevó a finalizar esta etapa de mi vida y ahora a empezar nuevas. Mi mayor gratitud a mis padres y a mi familia, quienes me han apoyado inmensa e incondicionalmente en todo momento, han sido una gran motivación en cada paso que he dado. Finalmente, agradezco a mi compañero de tesis Sebastián, pues todos los retos que hemos enfrentado durante todo este tiempo en la Universidad nos han hecho grandes amigos.

Ivanna Martínez Pesántez

A mi querida Iva, más que mi compañera de tesis, mi gran amiga, estuvimos lado a lado avanzando no solo en esta etapa sino en toda la carrera. Es un honor haber compartido con usted todos estos años. Solo me queda decir algo: ¡Lo logramos!

Agradezco a mis padres Diego y María del Carmen que siempre me han dado su comprensión, apoyo y amor, también a mis hermanos Daniela y Juan Diego a quienes admiro profundamente, ustedes cuatro son mis más grandes ejemplos.

A mis amigos David, Katherine y Sebas por su apoyo, paciencia, guía y motivación en mi trayecto universitario, estamos a poco de terminar esta etapa, y quiero contar con ustedes en las siguientes, espero que sientan este logro como suyo.

Sebastián Pozo Ocampo



Dedicatoria

Quiero dedicar este trabajo de titulación a mis padres Iván y Catalina. Ustedes me han enseñado todos estos años a no rendirme y este logro es por y para ustedes. A mis hermanas Odalis y Sofía y a mi hermano Bryan, quienes han buscado todas las maneras en las que puedan apoyarme y motivarme.

Ivanna Martínez Pesántez

Dedico este trabajo de titulación a mis padres, sin ustedes no hubiese logrado esta meta. A mi ñaño Shanta que está observándome y cuidándome en todo momento. A mi hermano Juan Diego quien me animó y guío a lo largo de esta carrera. Lo dedico también a mi hermana Daniela y a mi sobrino Joaquín, son un gran apoyo y mi alegría al llegar a casa.

Sebastián Pozo Ocampo



1. Introducción

1.1. Antecedentes

En Latinoamérica existen países que se encuentran en una zona de alto riesgo sísmico, debido a la convergencia entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana que producen sismos de Subducción en la zona (Taoussaint & Restrepo, 1987). Así como varios países del Caribe que se encuentran asentados sobre diferentes fallas, como es el caso de la isla Hispaniola sobre la conocida falla Enriquillo, las cuales se caracterizan por producir sismos cuando se da una ruptura por desprendimiento de material (DesRoches, Comerio, Eberhard, Mooney, & Rix, 2011). Esto se evidencia en los registros sísmicos y en las cifras de los daños cuantificados en varios países donde han ocurridos estos fenómenos. A pesar de esto son pocos los países que se han preparado ante eventos de gran magnitud. En el año 2010 se evidenciaron las fortalezas y debilidades de la preparación sismorresistente en Latinoamérica. Un terremoto de magnitud 7M causó la muerte de más de 316 000 personas el 12 de enero en Haití (DesRoches, Comerio, Eberhard, Mooney, & Rix, 2011). Por otro lado, el 27 de febrero en Chile un terremoto de magnitud 8.8M causó la muerte de 521 personas (Elnashai, y otros, 2010).

¿Cómo se puede explicar las diferentes consecuencias de estos terremotos? Entre los principales factores se encuentra el tipo de normativa que regula el diseño y construcción en cada país. Haití no presentaba registros sísmicos de importancia desde finales del siglo XIX, por lo que la normativa de este país no había considerado efectos sísmicos para las edificaciones (DesRoches, Comerio, Eberhard, Mooney, & Rix, 2011). Mientras que Chile ha generado su propia normativa sísmica en base a eventos previos con la finalidad de prepararse para sismos de gran magnitud (Elnashai, y otros, 2010).

En Ecuador, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (*NEC*), considera características sísmicas para el diseño y la construcción de edificaciones. Sin embargo, previo al diseño sísmico de una estructura es necesario realizar una correcta modelación, a fin de reducir las incertidumbres entre el comportamiento real y el esperado en el caso de un sismo (Liel, Haselton, Deierlein, & Baker, 2009). En este punto la NEC da referencias sobre el análisis a realizar más no sobre la modelación que debe tener la estructura (NEC, 2015).

Generalmente, no es económico diseñar las estructuras para que permanezcan elásticas durante sismos de gran magnitud, ya que los cortantes basales de diseño serían demasiado altos, lo cual se traduce en secciones de gran tamaño. Por otro parte, si se pudiera

garantizar la ductilidad de la estructura, el cortante basal requerido podría ser significativamente reducido. En este caso, la respuesta elasto-plástica de la estructura se indica en la *Figura 1*, donde f_y y u_y son la fuerza y el desplazamiento de fluencia, respectivamente, mientras que u_m es el desplazamiento último (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

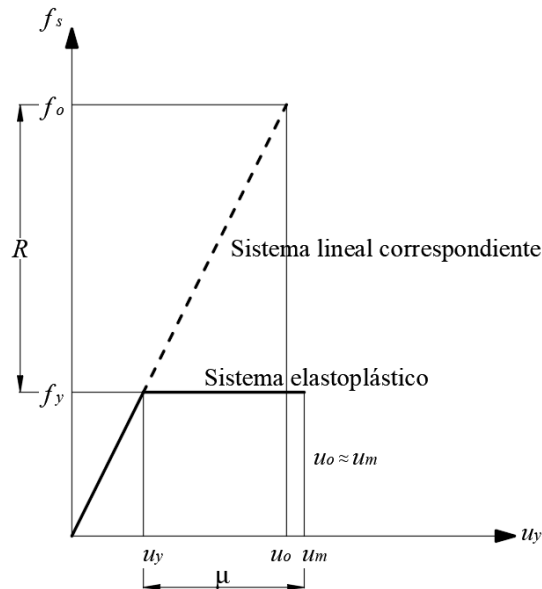


Figura 1: Sistema elasto-plástico y su sistema lineal correspondiente (Chopra, 2012).

En 1982 Newmark y Hall desarrollaron la Teoría de Desplazamiento iguales para estructuras con un solo grado de libertad (Newmark & Hall, 1982). Esta teoría demuestra que, para un rango de períodos intermedios y largos, el desplazamiento máximo del sistema elástico y elasto-plástico son bastante cercanos. Esto implica que el Factor de reducción Sísmica R es directamente proporcional a la ductilidad proporcionada a la estructura.

Por lo tanto, se han propuestos distintos sistemas estructurales que permiten generar una reducción de la fuerza sísmica garantizando ductilidad en sus elementos, lo que implica que la estructura sufra daño en puntos específicos. Para definir estos puntos de daño se realizan modelos estructurales que simulan las condiciones de ductilidad de estos elementos.

Las metodologías de modelamiento estructural más utilizadas son los que se basan en plasticidad concentrada y distribuida. Los primeros requieren un conocimiento específico de las zonas de fluencia, entre estos se encuentran los modelos con rótulas plásticas, siendo éste en el que actualmente se centra el análisis estructural de pórticos resistentes a



momento en acero (Lignos & Krawinkler, 2010). Sin embargo, la complejidad de la calibración de los parámetros hace que este tipo de modelación se utilice principalmente con fines investigativos antes que para verificar condiciones de desempeño. Por lo que es necesario buscar modelos más simples de implementar y que generen resultados confiables.

Por otro lado, los modelos de plasticidad distribuida no consideran zonas predefinidas de fluencia, lo que facilita la modelación (Brunesi & Nascimbene, 2014). Entre estos destacan los modelos de Fibras que determinan la respuesta de la estructura mediante el análisis a nivel de secciones y elementos discretizados. Sin embargo, estos métodos presentan un alto costo computacional (Li, Li, Guan, & Ye, 2014).

El objetivo de este trabajo es determinar la influencia de la modelación con fibras controladas por fuerzas en un análisis por desempeño de una estructura de acero y verificar el cumplimiento de la normativa en cuanto al análisis por desempeño de la estructura. De esta manera, se determinará la factibilidad de utilizar una modelación simple que garantice un correcto comportamiento estructural.

1.2. Objetivo General

- Realizar un análisis por desempeño en una estructura de pórticos especiales de acero modelada con fibras controladas por fuerzas.

1.3. Objetivos Específicos

- Determinar problemas y parámetros relacionados a la modelación con fibras controladas por fuerzas.
- Ejecutar análisis no lineales estáticos y dinámicos incluyendo efectos de segundo orden geométricos (*P-Delta*) y no lineal del material.
- Determinar la pertinencia de utilizar un modelo con fibras controladas por fuerzas para predecir colapso mediante la comparación de resultados bibliográficos.



1.4. Organización del Documento

El documento se ha dividido en varios capítulos, dentro de los cuáles se describen la metodología y resultados correspondientes al tema a desarrollarse. Un resumen de cada uno de los capítulos se describe a continuación:

Capítulo 2, Estado de Arte: Presenta una breve y concisa recopilación del estado del arte en cuanto a las diferentes teorías de modelación de las estructuras en general, las cuáles se van detallando y desglosando a medida que se presenta la metodología de modelación que se utiliza en el desarrollo de este documento, así como el estado de arte referente al sistema estructural a analizar.

Capítulo 3, Modelo Base: Se da a conocer la descripción y caracterización del modelo base tomado del proyecto *ATC 76-1*, así como sus propiedades de no-linealidad, el cual ya fue previamente diseñado dentro de este proyecto.

Capítulo 4, Modelación del Material: Se modela el material del modelo de fibras de acuerdo con las características del acero *A992* correspondiente al material de la estructura del modelo base. La modelación consiste en definir las curvas de diferentes materiales disponibles en el *software OpenSees* para que se aproximen al comportamiento idealizado del acero. De la misma manera, es necesario determinar los parámetros de cada una de estas curvas, ya sea por recomendaciones bibliográficas o calibraciones fenomenológicas frente a modelos de plasticidad concentrada.

Capítulo 5, Parámetros de la Modelación de Fibras: A pesar de que una de las principales ventajas de los modelos tipo fibra es su simplicidad al momento de modelar, existen diferentes parámetros que afectan la respuesta de la estructura y que modifican el costo computacional de los diferentes análisis. En este capítulo se explican cada uno de estos parámetros y se indica la metodología pertinente para determinarlos.

Capítulo 6, Método de Análisis: Se introducen las principales metodologías que se pueden aplicar para un análisis estructural, y se describen las consideraciones de no-linealidad tanto del material como geométrica que se aplicarán en los procedimientos de validación como en el análisis por desempeño.

Capítulo 7, Construcción de Modelos: Dentro del alcance de los objetivos planteados se proponen dos variantes del modelo base. En este capítulo se indica la metodología y los



comandos para la aplicación de las características generales y de las variaciones consideradas para cada modelo propuesto.

Capítulo 8, Análisis de Verificación y Validación: Se presentan los procedimientos de validación de los dos modelos propuestos. Estos consisten en comparar las respuestas obtenidas en diferentes análisis y compararlos con los datos por el modelo base, el error obtenido en la comparación de estos resultados define la aceptabilidad o no de los modelos propuestos. Además, permite definir de manera general el comportamiento de los modelos propuestos.

Capítulo 9, Análisis por Desempeño: En este capítulo se desarrolla el objetivo general del documento, el cual es realizar análisis por desempeño de los modelos propuestos. Además, se indican cuáles son los criterios un resumen de los resultados más relevantes obtenidos a lo largo del desarrollo de los capítulos anteriores, así como la conexión que existe entre estos. Además, se indican recomendaciones sobre la ejecución de un modelo de fibras y futura investigación con respecto a los modelos propuestos y a los análisis realizados.



2. Estado de Arte

La recopilación de información y referencias bibliográficas realizada en este capítulo se ha subdividido en varias secciones que hacen referencia al marco teórico y de aplicación de la modelación de estructuras desde diferentes enfoques.

En primera instancia se indican y describen brevemente en la sección 2.1 las metodologías existentes dentro de la teoría de modelación para estructuras, además se realiza una clasificación de las metodologías utilizadas para análisis no-lineales y para estructuras de acero, justificando y haciendo cada vez más énfasis en el tipo de metodología que será utilizada para el desarrollo de los modelos propuestos a lo largo del desarrollo de este documento. Dentro de este capítulo también se ha considerado pertinente incluir la sección 2.2, la cual detalla específicamente el marco teórico correspondiente a la metodología de modelación de fibras discutiendo sus principales ventajas y limitaciones.

Las secciones 2.3 y 2.4 hacen referencia a la evolución de los modelos de fibras y a las aplicaciones más relevantes presentes en la literatura. Por último, la sección 2.5 presenta el comportamiento del sistema estructural de pórticos resistentes a momentos en acero, que es el tipo de estructura que se analizará en el documento.

2.1. Teoría de la Modelación

Las estructuras se modelan para obtener respuestas adecuadas ante los análisis necesarios, es por esta razón que al momento de modelar existen varias opciones y consideraciones. En general, independientemente del tipo y características de la estructura, se tienen tres categorías de acuerdo con el nivel de detalle y complejidad requeridos (Taucer, Spacone, & Filippou, 1991):

Modelos globales: La respuesta no-lineal de la estructura depende de los grados de libertad de los elementos a los cuales se les ha asignado previamente características histeréticas y de ductilidad. Este tipo de modelos son útiles en la etapa de diseño de estructuras, ya que permite obtener resultados de información básica respecto a las fuerzas y deformaciones en los elementos, así como a la distribución global del daño en la estructura con un menor costo computacional (*Tiempo Computacional*).

Modelos de elementos finitos microscópicos: La respuesta no-lineal de la estructura depende de la no-linealidad material y geométrica que es asignada a una región finita a nivel de esfuerzos-deformación. En general, toda la estructura es discretizada en

elementos finitos, los cuales forman regiones finitas y describen el comportamiento tanto de miembros como de conexiones de la estructura. Este tipo de modelos son útiles y se deben limitar al estudio de regiones críticas en las cuáles se requiere analizar efectos localizados, o a su vez cuando se requiere calibrar el comportamiento idealizado de un elemento, ya que estos son los modelos de mayor costo computacional (NIST, 2017).

Modelos de elementos finitos discretos (miembros): La respuesta no-lineal de la estructura depende de la no-linealidad del material que es asignada al modelo a nivel de sección, o de manera distribuida a nivel de elemento. Esto significa que a cada elemento le corresponde una determinada sección, los cuales en conjunto forman el modelo de la estructura. Dentro de estos modelos existen dos tipos de enfoques, modelos de plasticidad concentrada y modelos de plasticidad distribuida (*Figura 2*).

En los modelos de plasticidad concentrada se concentra la no-linealidad del material en los extremos de los elementos (Spacone & El-Tawil, 2004) mediante la formación de rótulas plásticas en estas zonas (Scott & Fenves, 2006), esto significa que el comportamiento de la sección del elemento está dado por funciones predefinidas que describen las propiedades de resistencia y rigidez de mismo (NIST, 2017). Mientras que en los modelos de plasticidad distribuida la no-linealidad del material se asigna a las secciones de cada uno de los puntos de integración que se encuentran a lo largo de todo el elemento (Taucer, Spacone, & Filippou, 1991). Esto significa que, al ser todas las secciones de un elemento discretizadas numéricamente (NIST, 2017) estas pueden adquirir un comportamiento no-lineal de manera progresiva a lo largo del mismo (Brunesi & Nascimbene, 2014), definiendo así el comportamiento del elemento a través de una integración ponderada de la respuesta de cada una de estas secciones (Taucer, Spacone, & Filippou, 1991).

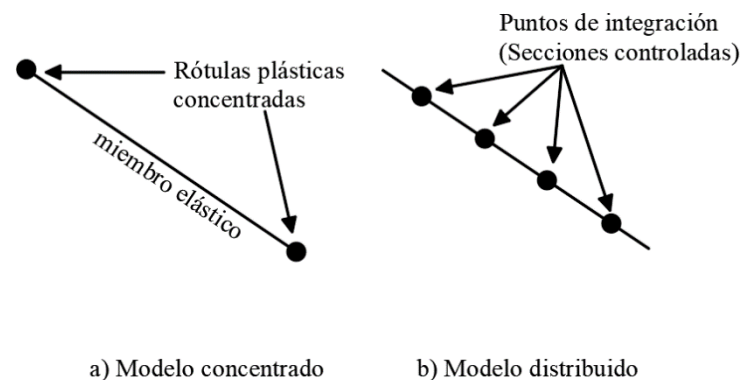


Figura 2: Discretización de modelo concentrado frente al modelo distribuido (Spacone & El-Tawil, 2004)



Los modelos de esta categoría se caracterizan por que permiten definir fácilmente las propiedades de resistencia y rigidez de los miembros y conexiones de la estructura mediante ecuaciones empíricas, lo que además da a este tipo de modelos la ventaja de ser computacionalmente eficientes (NIST, 2017).

A pesar de que existen varios modelos que caen dentro de las categorías de modelación antes expuestas, a lo largo de años de experimentación y desarrollo de literatura, existen tres modelos que generalmente se aplican a estructuras de acero: modelos con componentes de plasticidad concentrada, modelos con elementos viga-columna tipo fibra y modelos con componentes de elementos finitos continuos (NIST, 2017). De acuerdo con la descripción de las categorías se puede decir que los modelos con componentes de plasticidad concentrada y los modelos con elementos viga-columna tipo fibra (*modelo de plasticidad distribuida*) están dentro de la tercera categoría, mientras que los modelos con componentes de elementos finitos continuos se encuentran dentro de la segunda categoría.

Sin embargo, son los modelos de plasticidad concentrada y distribuida los que tradicionalmente se encuentran en el estado del arte que hace referencia a diseño y análisis sísmico, los cuáles requieren análisis de no-linealidad ya sean estáticos o dinámicos (Ceresa, Petrini, & Pinho, 2007). Principalmente porque estos ofrecen equilibrio entre simplicidad al momento de desarrollar el modelo y precisión en cuanto a los resultados obtenidos de los análisis de no-linealidad, los cuáles además permiten un buen nivel de detalle en cuanto al comportamiento de los elementos y de la estructura a un costo computacional razonable (NIST, 2017).

Si bien los modelos de plasticidad concentrada han sido ampliamente desarrollados y utilizados en la modelación de estructuras de acero, estos presentan importantes limitaciones y suposiciones cuando se trata de modelar el comportamiento de ciertos elementos como las columnas, en los que la interacción de la carga axial y el momento es de gran importancia (Powell, 2010). Mientras que en los modelos con plasticidad distribuida los esfuerzos y deformaciones son integrados a través de la sección durante el análisis (NIST, 2017), por lo que estos modelos son más precisos y racionales que los modelos de plasticidad concentrada (Spacone & El-Tawil, 2004) en secciones transversales no prismáticas como es el caso de las conexiones RBS (*Reduce Beam Sections*), y secciones que tienen interacción de carga axial y momento uniaxial o biaxial variable (NIST, 2017) (Powell, 2010).

2.2. Teoría de Fibras

En los modelos con plasticidad distribuida las variables desconocidas son fuerzas y deformaciones en los elementos, las cuáles se resuelven mediante funciones de interpolación que se obtienen de las fuerzas y desplazamientos globales de los elementos. La formulación que define el comportamiento constitutivo de la sección transversal se basa en la teoría de plasticidad clásica en términos de esfuerzo-deformación, o se deriva explícitamente por discretización de la sección transversal en fibras, el cuál es el caso de los modelos con elementos viga-columna tipo fibra.

Los modelos de fibras están sujetas a varias hipótesis cinemáticas: la principal hipótesis es la de Euler-Bernoulli que sostiene que secciones planas se mantienen planas (NIST, 2017), de manera que las deformaciones se distribuyen de manera lineal a lo largo de la sección transversal (*Figura 3*). Además, las deformaciones axiales a lo largo de la sección transversal pueden ser únicamente asociadas a las deformaciones axiales del centroide combinadas con la curvatura alrededor del eje mayor y menor de la sección. Las deformaciones axiales de cada una de las fibras luego son asociadas a los esfuerzos de las fibras, las cuáles son integradas a lo largo de la sección para determinar los esfuerzos resultantes como fuerzas axiales y momentos flexurales en el eje mayor y menor. La segunda hipótesis es la de “*Viga de Timoshenko*”, la cual permite incluir en la formulación matemática deformaciones tangenciales de corte y combinar diferentes respuestas de una misma sección transversal como es la interacción de carga axial y momento (*Figura 3*) (Taucer, Spacone, & Filippou, 1991).

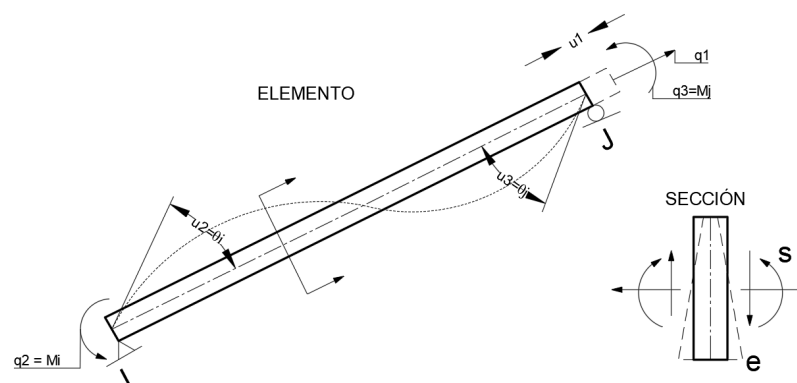


Figura 3: Sistema básico de un elemento tipo viga-columna en 2D. (Spacone, Filippou, & Taucer, 1996)

En la teoría de fibras se han desarrollado dos tipos de formulaciones: fibras controladas por desplazamientos y fibras controladas por fuerzas, cada uno de ellos basado en los métodos de rigidez y flexibilidad, respectivamente (Correia, Almeida, & Pinho, 2008).

Los dos enfoques permiten la formación de rótulas plásticas en cualquier posición del elemento; sin embargo, el enfoque de fibras por desplazamiento es aproximado, mientras que en el de fuerzas se satisface la condición de equilibrio en la sección de manera exacta, incluso en el rango no lineal (Scott & Fenves, 2006). Esta es la principal razón por la que el enfoque de fibras controladas por fuerzas presenta mayores ventajas sobre el enfoque de fibras controladas por desplazamiento (Neuenhofer & Filippou, 1997).

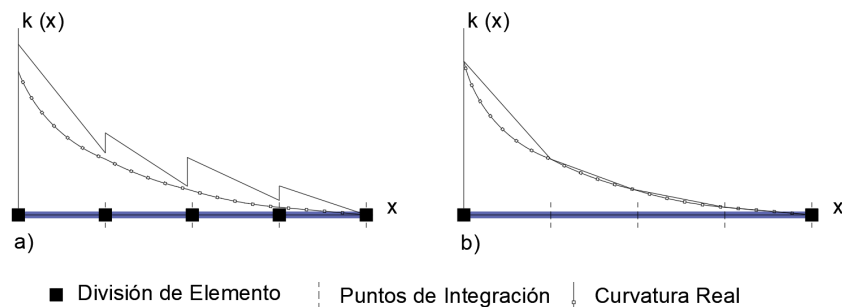


Figura 4: Curvatura: a) Fibras por Desplazamientos, b) Fibras por Fuerzas. (Correia, Almeida, & Pinho, 2008)

Las principales diferencias en cuanto a la formulación matemática es que en el enfoque por desplazamientos se asume que la distribución de la curvatura es lineal y que la tensión axial es constante a lo largo de todo el elemento (Figura 4 a)). Las deformaciones de las secciones son obtenidas directamente de la matriz de los desplazamientos del elemento usando funciones de interpolación (Spacone, Filippou, & Taucer, 1996), mientras que las fuerzas resistentes de la sección y la rigidez son determinadas de la curva esfuerzo-deformación de la sección. Según Neuenhofer y Filippou la utilización de estas funciones de interpolación para los desplazamientos en los elementos provoca una desviación de la solución exacta; para reducir estos errores y alcanzar un nivel de confianza aceptable en los resultados es necesario discretizar los elementos mediante una malla bastante fina, lo que se traduce en mayores costos computacionales. Esto significa que la solución solamente sería exacta para elementos de sección prismática lineal, cuyas secciones tienen un comportamiento elástico lineal con cargas nodales (Correia, Almeida, & Pinho, 2008).

En la formulación matemática de fibras controladas por fuerzas se asume, que la distribución del momento flexural es lineal cuando no hay cargas distribuidas a lo largo de los elementos, el cortante de la sección es constante, y la carga axial es constante a lo largo de toda la longitud del elemento, según indica Correia, Spacone y Filippou. El equilibrio estático entre las fuerzas externas del elemento y las fuerzas internas de la

sección es exacto, independientemente del comportamiento no-lineal del material (Correia, Almeida, & Pinho, 2008), y las fuerzas de la sección se determinan mediante funciones exactas de interpolación; esto implica que los únicos errores que se dan en la solución son los debidos a la integración numérica. Estos errores prácticamente son eliminados aumentando el número de puntos de integración o la subdivisión de los elementos (Neuenhofer & Filippou, 1997).

En la *Figura 5* se esquematiza la diferencia entre la discretización requerida en el mismo elemento para alcanzar la misma precisión en el resultado por un análisis de fibras controladas por desplazamiento y por fuerzas.

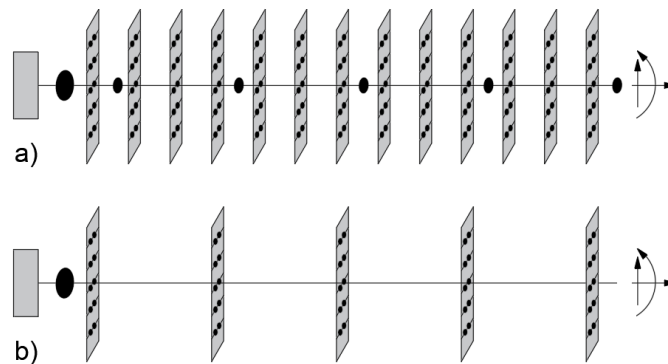


Figura 5: Discretización de secciones: a) Desplazamientos, b) Fuerzas. (Correia, Almeida, & Pinho, 2008)

Inicialmente la principal desventaja del enfoque de fibras controladas por fuerzas es que, debido a la complejidad del procedimiento, se requieren tres niveles de iteración: a nivel de estructura, de elemento y de sección transversal (Correia, Almeida, & Pinho, 2008). Sin embargo, en el documento “*Evaluation of Nonlinear Frame Finite-Element Models*” se demostró que se puede transformar este proceso iterativo en uno de dos niveles, o de un nivel con los mismos niveles de precisión que el procedimiento inicial, a través de una nueva implementación para la determinación del estado de un elemento (Neuenhofer & Filippou, 1997).

2.2.1. Limitaciones de los modelos con fibras:

A pesar de todas las ventajas y facilidades que ofrecen los modelos de fibras, ya sean controladas por desplazamientos o controladas por fuerzas, en general presentan ciertas limitaciones en cuanto a que estos no son necesariamente capaces de predecir límites de ductilidad, y por lo tanto pérdida de capacidad (Powell, 2010). Estos aspectos dependen de varias consideraciones de complejidad dentro del comportamiento de la sección,



especialmente en estructuras de hormigón armado; sin embargo, para estructuras de acero el aspecto más importante a tener en cuenta, según Powell, es el esfuerzo cortante que en elementos como las columnas pueden controlar el comportamiento del elemento, o a su vez la interacción entre esfuerzos axiales, cortantes y el momento flexural. Si bien se mencionó anteriormente, la principal ventaja de las secciones tipo fibra es la interacción axial-momento flexural, la interacción del esfuerzo cortante con estos esfuerzos es mucho más complejo y no se incluye en el modelo básico de fibras. No obstante, otros autores han desarrollado modelos de fibras más completos que incluyen la interacción entre estos tres esfuerzos (Petrangeli, Pinto, & Ciampi, 1999).

Estas limitaciones llevan a que los modelos de fibras den resultados precisos y efectivos hasta un cierto rango de aplicación donde no hay grandes deformaciones cíclicas (Powell, 2010), ya que otra importante limitación es que la suposición de que secciones planas se mantienen planas puede no cumplirse cuando el material se encuentra en rangos no lineales. Esto se debe a que en los modelos de plasticidad distribuida se obtienen resultados precisos en miembros con gradientes de momento pequeños y/o cargas axiales de gran magnitud (NIST, 2017).

A pesar de que teóricamente estos modelos ofrecen un nivel de precisión mayor a los modelos de plasticidad concentrada, estos son sensibles a deformaciones localizadas, sobre todo cuando se requiere simular efectos de degradación tanto en los miembros como en el material. Estas deformaciones localizadas deben ser controladas mediante métodos de refinamiento en la discretización y modelación del material (NIST, 2017).

Las suposiciones básicas de la teoría de fibras limitan el comportamiento de los elementos tipo fibra para simular efectos localizados de los elementos como la degradación debida a los patines, pandeo del alma o fallas frágiles (NIST, 2017). En este documento se propone simular ciertos efectos fenomenológicos como la degradación del material mediante una calibración de la sección para modificar la respuesta del comportamiento esfuerzo-deformación.



2.3. Desarrollo de Modelos Analíticos de Fibras

Es importante destacar que se tienen principalmente dos enfoques en cuanto a la investigación y experimentación desarrollada hasta el momento en lo que hacer referencia a modelos con elementos viga-columna tipo fibra. El primer enfoque refiere al desarrollo de este tipo de modelos como tal y el segundo a la utilización propiamente dicha del modelo para desarrollar experimentos o para realizar otros tipos de análisis. En esta sección se trata el desarrollo y evolución de los modelos analíticos de fibras.

Los primeros modelos en proponerse y desarrollarse matemáticamente son los modelos de plasticidad concentrada, los cuáles son referidos al modelo introducido por Otani en 1974, el cual consiste en dos elementos en voladizo conectados en un punto de contra flexión dentro del elemento (*punto donde el momento flexural es cero*). El comportamiento global del modelo está definido por la integración de las curvaturas asignadas a lo largo de cada uno de los dos componentes del elemento. Entre las principales limitaciones de este modelo es que la matriz de rigidez de los elementos es asimétrica, el modelo carece de generalidad al asumir que las deformaciones inelásticas se concentran en los extremos de los miembros, y que el modelo no considera la interacción carga axial y momento. (Otani, 1974)

En 1979 se introdujo el modelo de Soleimani, el cual se caracteriza principalmente por la suposición de que existe una zona de deformaciones inelásticas que se extiende gradualmente desde la cara del elemento a lo largo del mismo hasta un determinado punto, mientras que el resto del elemento se mantiene elástico (Soleimani, Popov, & Bertero, 1979). Esta zona se define como una "*longitud efectiva*", la cual en realidad es un factor constante que asocia la curvatura de la sección de la cara del elemento a las rotaciones fijadas en la misma. Un modelo similar fue desarrollado en 1983 por Meyer et al., la principal diferencia es el cálculo de la rigidez en las zonas plásticas durante los ciclos de carga y descarga (Meyer, Roufaiel, & Arzoumanidis, 1983), además se introduce la nueva formulación propuesta por Takeda para definir curvas histeréticas momento-curvatura, en donde no se consideran las rotaciones fijadas en las caras de los elementos (Takeda, Sozen, & Nielsen, 1970). Este modelo fue extendido por Roufaiel y Meyer en 1987 incluyendo el efecto de corte y de las cargas axiales en los elementos (Roufaiel & Meyer, 1987). En 1985 Darvall y Mendis propusieron un modelo más simplificado en el que las deformaciones inelásticas en los extremos de los elementos son definidas por una curva



momento-curvatura trilineal, la cual ya considera fluencia plástica y endurecimiento por deformación (Darvall & Mendis, 1985).

En 1979 Takayanagi y Schnobrich desarrollan el primer modelo con elementos compuestos por una serie finita de subelementos longitudinales. El comportamiento de cada uno de estos subelementos es representado por una rótula plástica, por lo que se empieza a introducir el concepto de condensación estática para pasar de un elemento con múltiples rótulas plásticas a un elemento simple de viga-columna. A pesar de que este modelo todavía asume dentro de las hipótesis para la formulación matemática que la no-linealidad del elemento se concentra en las rótulas de los extremos de los elementos, este modelo es el primero que en realidad se clasifica dentro de la categoría de plasticidad distribuida ya que permite que se den deformaciones inelásticas a lo largo de cualquier sección del elemento. Además, con el desarrollo de este modelo también se empezó a introducir la interacción carga axial y momento en las rótulas plásticas mediante la introducción de una superficie tridimensional (Takayanagi & Schnobrich, 1979).

En 1988 Filippou & Issa desarrollaron mucho más el criterio de dividir el elemento en varios sub-elementos, con la diferencia de que ahora el comportamiento del elemento queda definido por la combinación de la respuesta individual y la interacción que existe entre las respuestas individuales de cada uno de estos. Con el desarrollo de estos modelos se da paso a la definición formal de los modelos con plasticidad distribuida, los cuales se caracterizan principalmente porque a lo largo de toda la longitud el elemento ya no existe ningún subelemento rígido, y las deformaciones a lo largo del elemento se derivan de la aplicación de polinomios cúbicos Hermitianos (Filippou & Issa, 1988).

Bajo este mismo enfoque se desarrollaron otros modelos propuestos por Helleland and Scorderlis en 1981 y por Mari and Scorderlis en 1984 (Helleland & Scorderlis, 1981) (Mari & Scorderlis, 1984). A pesar de que en 1977 Bazant y Bhat ya habían desarrollado un modelo que incluye el efecto de corte en las secciones del elemento en base a diferentes leyes constitutivas multiaxiales. Estas leyes consisten en permitir a las diferentes fibras en las que se ha discretizado la sección tener su propia distorsión, la cual se obtiene de la interacción de los esfuerzos normales y de corte que se dan en cada fibra. La principal limitación de estos modelos es que no describen apropiadamente el comportamiento del elemento cuando este se acerca a la resistencia última, además de que presentan importantes problemas de convergencia numérica (Bazant & Bhat, 1977).



Debido a estas importantes limitaciones, en 1977 Menegotto y Pinto empezaron a modificar la formulación matemática de manera que se pueda interpolar las deformaciones de la sección y la distribución de las deformaciones a lo largo del elemento, además de que en estos modelos ya se incluye de manera apropiada la interacción carga axial-momento (Menegotto & Pinto, 1977). Sin embargo, para lograr una mayor precisión al momento de interpolar estas variables, se empezaron a introducir las funciones de interpolación de los desplazamientos nodales, lo cual dio paso a la definición formal de los modelos de plasticidad distribuida controlados por desplazamiento (McGuire et al. 1999).

Las limitaciones de estos modelos, son las mismas que se discutieron en la sección 2.2.1, razón por la cual en 1982 Mahasuverachai fue el primero en proponer el método de flexibilidad para la formulación matemática, mediante la utilización de funciones de interpolación que definen la distribución de las fuerzas internas del elemento, las cuales se actualizan en cada paso del análisis y permiten la obtención de deformaciones inelásticas que se extienden a lo largo del elemento. Además, un importante avance en estos modelos es la inclusión de la no-linealidad geométrica junto con la del material (Mahasuverachai, 1982). Sin embargo, fue en 1983 que Brancaloni *et al.* desarrollaron la teoría base respecto a la relación de momento-curvatura de la sección que se utiliza en la actualidad (Brancaloni, Ciampi, & Di Antonio, 1983).

Mientras se desarrollaban estos modelos la principal limitación era que para la determinación de la solución del estado de equilibrio del elemento se requiere procedimientos iterativos especiales ya que las fuerzas resistentes del elemento no pueden ser derivadas de la integración de las fuerzas resistentes de la sección; sin embargo, en 1986 Ciampi y Carlesimo empezaron a desarrollar procedimientos más robustos y computacionalmente eficientes para resolver el estado de equilibrio del elemento, y más tarde en 1999 Petrangeli, Pinto y Ciampi definieron el procedimiento de estado de equilibrio que se utiliza en la actualidad (Ciampi & Carlesimo, 1986) (Petrangeli, Pinto, & Ciampi, 1999). Formalmente, el primer modelo de fibras controlado por fuerzas fue propuesto por Kaba y Mahin en 1984 el cual considera únicamente la flexión uniaxial (Kaba & Mahin, 1984). En 1988 y 1991 Zeris y Mahin incluyeron en el modelo original la formulación para la flexión biaxial, la cual es utilizada en los modelos actuales (Zeris & Mahin, 1988) (Zeris & Mahin, 1991).

2.4. Aplicaciones de Modelos de Fibras

De los modelos de plasticidad distribuida tipo fibra, ya sean modelos controlados por fuerzas o por desplazamientos, se encuentran diferentes aplicaciones en común. Estas se resumen principalmente en comparaciones entre resultados experimentales y numéricos, simulaciones de estructuras sometidas a impacto y fuego, modificaciones para modelar estructuras con secciones circulares y simulación del comportamiento de elementos tipo diagonales en estructuras.

2.4.1. Comparaciones experimentales

De la formulación matemática indicada en la sección anterior se conoce que teóricamente los modelos tipo fibra controlados por fuerza son más precisos que los controlados por desplazamientos. Sin embargo, se han realizado varios estudios experimentales que permitan corroborar esta afirmación, entre los más destacados se encuentran los realizados en el documento “*Force-Based versus Displacement-Based Formulations in the Cyclic Nonlinear Analysis of RC Frames*” (Correia, Almeida, & Pinho, 2008).

Este experimento fue llevado a cabo en el Laboratorio Kawashima en el Instituto Tecnológico de Tokyo, el cual consiste en aplicar una carga vertical constante, con el objetivo de incluir efectos de segundo orden, y una carga lateral cíclica incremental (*Figura 6*).

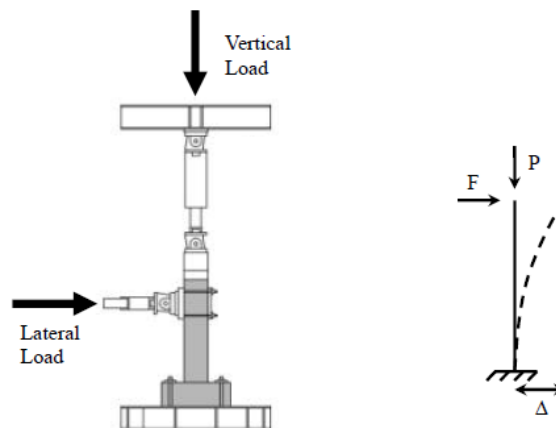


Figura 6: Configuración del experimento y modelo estructural simplificado (Correia, Almeida, & Pinho, 2008).

Los resultados experimentales del comportamiento histerético del elemento, como los numéricos obtenidos mediante los modelos tipo fibra controlados por fuerzas y por desplazamientos se indican en la *Figura 7*.

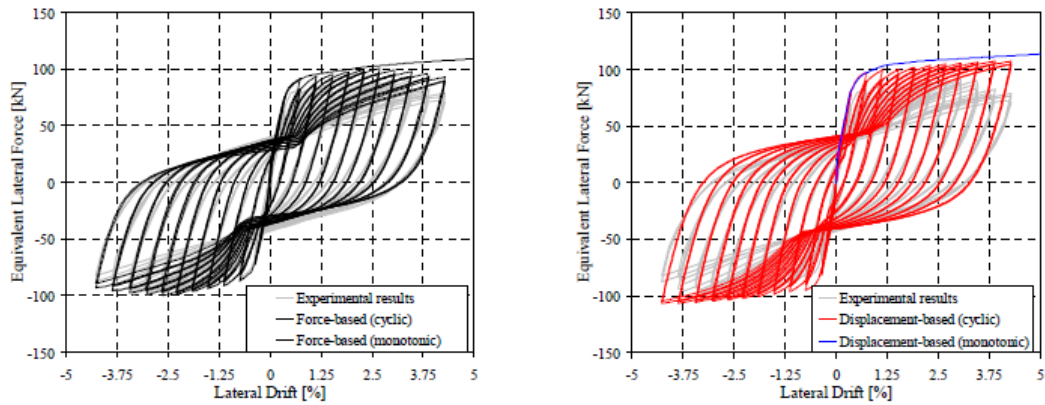


Figura 7: Respuesta: Izquierda Fuerzas; Derecha Desplazamientos (Correia, Almeida, & Pinho, 2008).

Sin embargo, existen otros parámetros cuando se realizan análisis de no-linealidad en los que se tiene especial interés, como son las deformaciones del acero de refuerzo en el caso de estructuras de hormigón armado. La principal conclusión de este estudio es que en efecto los resultados numéricos obtenidos mediante el modelo de fibras controladas por fuerzas son más precisos que el controlado por desplazamientos, en términos de que este modelo es capaz de simular apropiadamente la resistencia última, la rigidez en los ciclos de carga y descarga y la degradación cíclica de la resistencia.

También se encontró que los modelos de fibras controladas por fuerzas son más apropiados para la modelación de zonas de rótulas plásticas, y en general para simular las rotaciones plásticas, ya que la respuesta de las secciones es prácticamente exacta cuando se da el endurecimiento por deformación.

2.4.2. Simulaciones de impacto y fuego

Si bien es cierto que las principales aplicaciones de la modelación de estructuras, es someterlas a cargas monotónicas, cíclicas o de registros sísmicos, se pueden dar casos en los que las estructuras estén sometidas a cargas inducidas por fuego (Jiang & Usmani, 2013), impacto de proyectiles (Brunesi & Nascimbene, 2014), o estructuras sometidas a estos dos tipos de cargas simultáneamente (Liew & Chen, 2004).

En este tipo de análisis toma gran importancia la modelación de estructuras con plasticidad distribuida, ya que, dada la variabilidad de la aplicación de las cargas, estas pueden provocar que los elementos incursionen en rangos de no-linealidad en cualquier zona. El caso de estudio presentado por (Brunesi & Nascimbene, 2014) utiliza como metodología para la modelación de una estructura de hormigón armado el enfoque de fibras controladas por fuerzas, con el propósito de predecir de manera precisa el comportamiento de los elementos, y demostrar que los códigos de diseño no

necesariamente incluyen todos los criterios pertinentes para garantizar la seguridad de las estructuras cuando son sometidas a cargas de impacto. Mientras que en el segundo caso de estudio es una estructura de acero sometida a cargas de impacto y fuego (*Figura 8*) que se modela con el mismo enfoque de fibras (Jiang & Usmani, 2013).

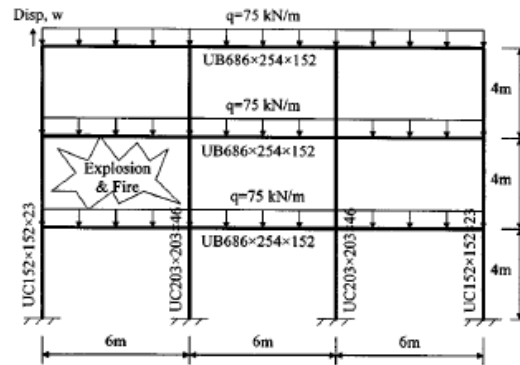


Figura 8: Configuración geométrica y carga aplicada en un pórtico de acero (Liew & Chen, 2004).

2.4.3. Secciones tubulares rellenas

Como se mencionó anteriormente, una de las principales ventajas de los modelos de plasticidad distribuida tipo fibra es que permiten modelar fácilmente diferentes tipos de secciones que pueden tener los elementos, como es el caso de las secciones tubulares (*Figura 9*). En el estudio presentado por (Hajjar, Schiller, & Molodan, 1998) se utilizó la metodología de fibras controladas por fuerzas para modelar secciones tubulares de acero rellenas de hormigón de elementos tipo viga-columna. Un estudio similar fue realizado por (Varma, Ricles, Sause, & Lu, 2002), en el cual se incluye adicionalmente el comportamiento sísmico de este tipo de elementos. Para los modelos con este mismo tipo de secciones, se presentó una modificación a la formulación matemática base de este tipo de modelos (Ayoub & Filippou, 2000), la cual consiste en desarrollar una formulación mixta entre fibras controladas por fuerzas y por desplazamientos.

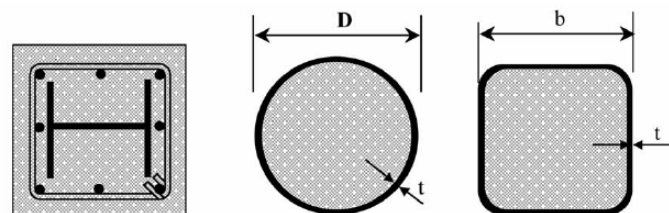


Figura 9: Secciones compuestas generalmente utilizadas en elementos tipo columna (Ayoub & Filippou, 2000).

2.4.4. Elementos diagonales

Dentro del diseño sísmico un papel muy importante lo desempeñan los elementos diagonales, los cuáles son utilizados principalmente como rigidizadores. Se han desarrollado varios modelos y análisis con el objetivo de entender mejor el comportamiento de este tipo de elementos. Dentro de estos estudios se encuentran los presentados por (Uriz, Filippou, & Mahin, 2008), en los que, entre otros tipos de secciones, se estudian principalmente las secciones tubulares huecas para elementos diagonales (*Figura 10*).

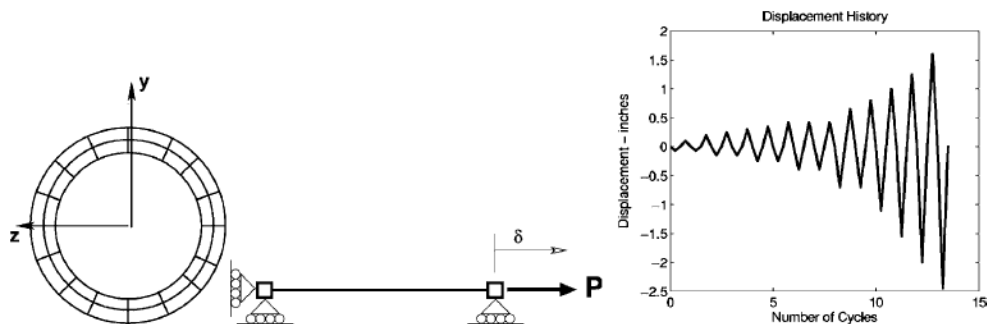


Figura 10: Geometría del modelo y aplicación de la carga. Izquierda: Discretización de la sección. Centro: Configuración general. Derecha: Desplazamientos a lo largo del tiempo (Uriz, Filippou, & Mahin, 2008).

Otros estudios más específicos han construido modelos y han ejecutado análisis para predecir el comportamiento, no solamente de los diferentes elementos de las estructuras, sino también del comportamiento de las conexiones entre ellos. Un ejemplo de este tipo de estudios es el presentado por (Ricles, Sause, Garlock, & Zhao, 2001), en el que se desarrollan modelos tipo fibra de diferentes tipologías de conexiones postensadas de estructuras de acero (*Figura 11*).

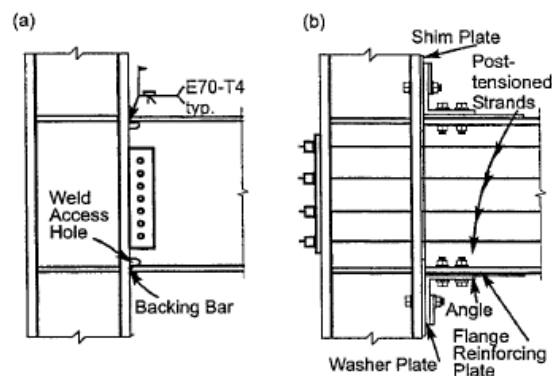


Figura 11: Conexiones a momento. Izquierda: Conexiones soldadas Pre-Northridge. Derecha: Conexiones postensadas (Ricles, Sause, Garlock, & Zhao, 2001).



2.5. Pórticos Especiales Resistentes a Momentos

Los pórticos resistentes a momentos (*SMRF por sus siglas en inglés*), han sido uno de los sistemas estructurales más utilizados en construcciones de acero (Jinbiao, 1997). Su función es soportar cargas laterales generando, en lo posible, fluencia por esfuerzos de flexión en vigas y una limitada capacidad de fluencia de las uniones viga-columna (NIST, 2017).

El desempeño de este sistema estructural ha sido puesto a prueba en varios sismos de magnitud. El sismo de México en 1985 generó pocos casos de daño en *SMRF* principalmente en las conexiones viga-columna soldadas por el daño generado por el pandeo local de las columnas (Osteraas & Krawinkler, 1990).

En 1994 el sismo de Northridge demostró un potencial problema del sistema estructural en el proceso de suelda de las conexiones viga-columna. La colocación de una lámina de soporte en el patín inferior de la viga para soportar la suelda generaba una amplificación de los efectos de corte en la conexión, llevando a la fractura total o parcial de la misma. (Osteraas & Krawinkler, 1990)

Debido a este sismo y al de Kobe en 1995, se detectaron los principales modos de falla de este sistema estructural, las que se clasifican en: fractura de los plato-base de las columnas, pandeo general de los elementos del sistema lateral con pandeo local que lleva a la fractura de los elementos, falla en la conexión viga-columna soldada. (Vitelmo, Anderson, & Krawinkler, 1994)

Tras estos eventos, la investigación en el área sísmica de acero se ha concentrado en el comportamiento cíclico de los elementos y en el deterioro que presentan ya sea por condiciones geométricas o por condiciones propias del material, siendo los principales: (NIST, 2017)

- Pandeo local de los patines o del alma
- Pandeo lateral torsionante
- Concentración de esfuerzos en la sección
- Compresión axial
- Propagación de grietas y fractura
- Falla en pernos por fluencia o fractura
- Concentración de esfuerzos por corte



Ciertas condiciones de deterioro se pueden evitar si el diseño es el adecuado. Dejando como comportamientos a considerar en un análisis sísmico los siguientes: (NIST, 2017)

- *Vigas*: Fluencia seguida de deterioro por pandeo local o por pandeo lateral torsionante.
- *Columnas*: Fluencia seguida por deterioro por pandeo local y una posible fractura dúctil.
- *Unión viga-columna*: Fluencia limitada después de la fluencia de vigas o columnas adyacentes.
- *Conexiones al sistema de gravedad*: Pérdida gradual de resistencia flexural o de corte debido a altas deformaciones.
- *Bases de la Columna*: Fluencia y deformación limitadas.

Captar estos comportamientos de deterioro en el análisis sísmico es uno de los aciertos de una buena modelación.

2.5.1. Elementos controlados por Flexión

A este grupo pertenecen elementos tipo viga y columna. Entre los principales factores que intervienen en el deterioro del elemento están el tipo de conexión que se utilice, la sección y la distancia libre entre apoyos, estas dos últimas determinan comportamientos fenomenológicos de pandeo que pueda tener la sección. (Rizzano & Chisari, 2017)

En la página de *Lignos Research Group* se presentan datos de 73 vigas con conexiones precalificadas tipo RBS con un comportamiento dúctil (Dimitrios, 2018). El documento de Rizzano “*Comparison of Hysteretic Models for Steel Beams Calibrated by Means of Multi-Objective Optimisation*” presenta datos experimentales de nueve secciones con diferentes formas en las que se muestra un comportamiento dúctil de la sección (*Figura 12*). El deterioro en estas secciones se produce por pandeo local y por pandeo lateral torsionante (Rizzano & Chisari, 2017).

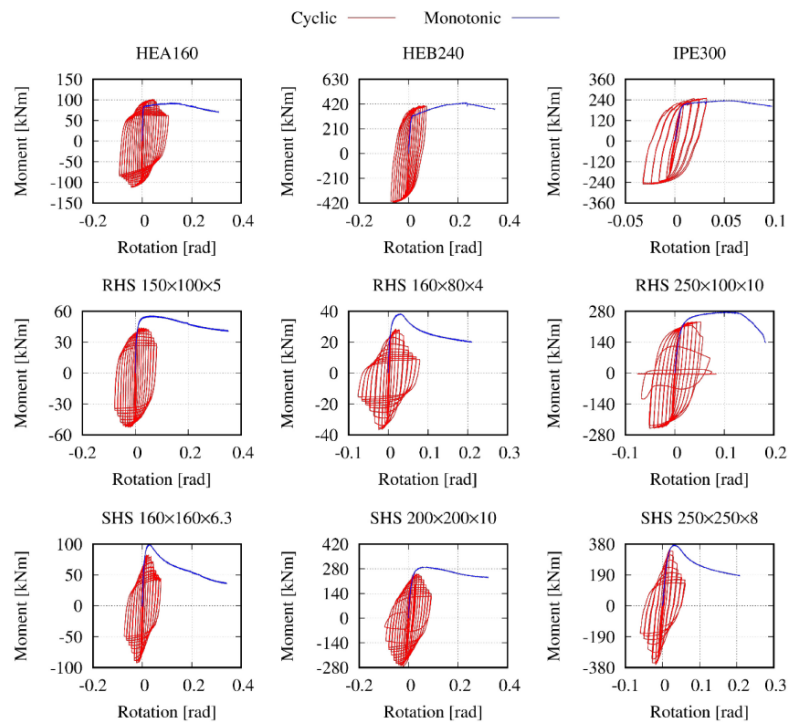


Figura 12: Comportamiento a flexión de diferentes secciones de acero (Rizzano & Chisari, 2017)

Elkady y Lignos presentan resultados de curvas experimentales para columnas, en estas se observa que la interacción entre fuerza axial y momento genera desequilibrio en el elemento y desencadena pandeo localizado como se observa en la *Figura 13*. Por lo que en estos elementos modelar esta interacción de esfuerzos determina la capacidad del elemento. (Elkady & Lignos, 2017)

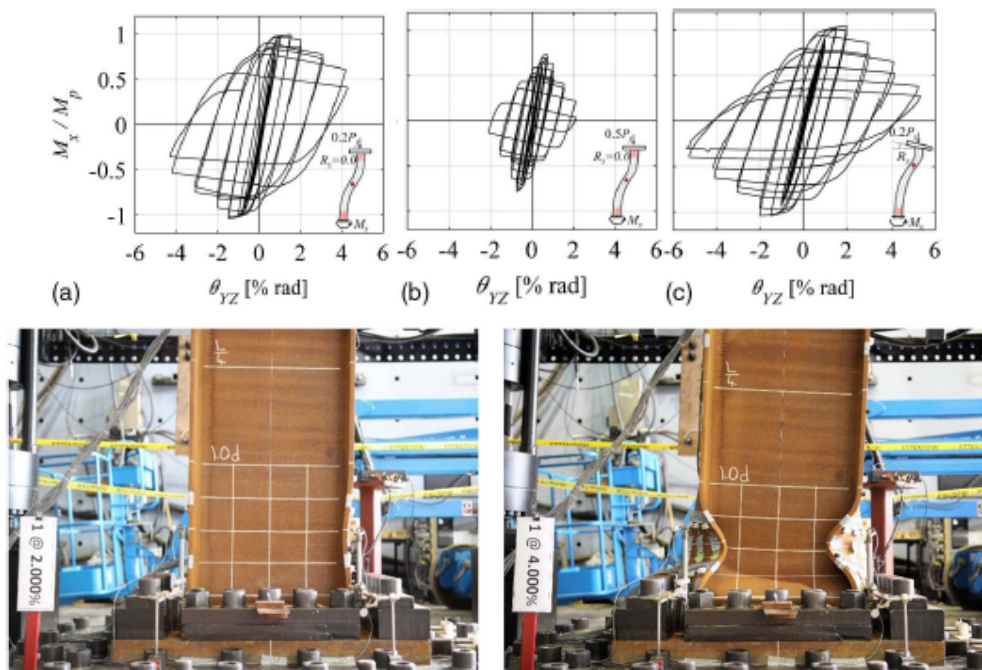


Figura 13: Comportamiento combinado de Flexo-Compresión en Columnas (Elkady & Lignos, 2017)

Para simular el comportamiento de elementos a flexión, se han propuesto diversos modelos concentrados, distribuidos y continuos:

En el reporte *ATLSS* No 04-13, para realizar análisis paramétricos, se propone un procedimiento de modelación de una conexión precalificada tipo *RBS* mediante elementos finitos. Detallan que, si existen uniones viga-columna de alta capacidad, la sección reducida tiende a sufrir pandeo lateral torsionante y su comportamiento está determinado por sus características a torsión antes que por su comportamiento a flexión. (Ricles, Zhang, Lu, & Fisher, 2004)

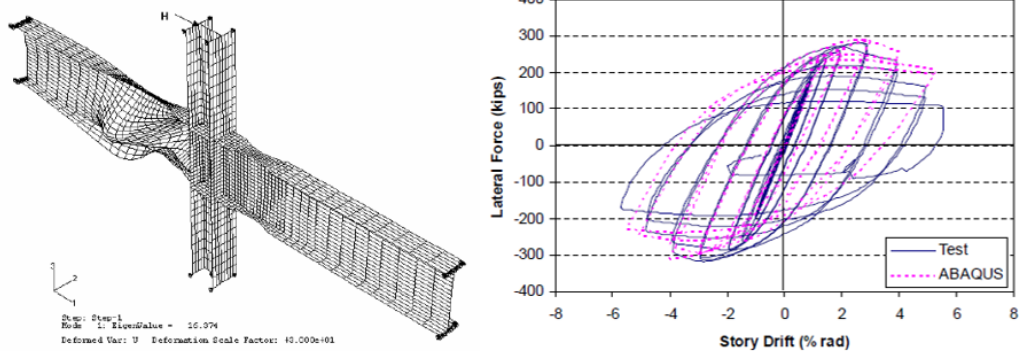


Figura 14: Modelo de Elementos Finitos para secciones reducidas tipo *RBS* (Ricles, Zhang, Lu, & Fisher, 2004)

En 2005 se define un modelo histérico que incorpora Deterioro de Resistencia y Rigidez. Es un modelo tirilíneal de plasticidad concentrada que presenta rigidez inicial, rigidez plástica y rigidez final. Los parámetros son determinados en base a las características de la sección y longitud del elemento (Ibarra, Medina, & Krawinkler, 2005). En 2009 se proponen modificaciones a este modelo para considerar deterioro asimétrico, resistencia residual y falla completa a una rotación última como se muestra en la *Figura 15* (Lignos & Krawinkler, 2010).

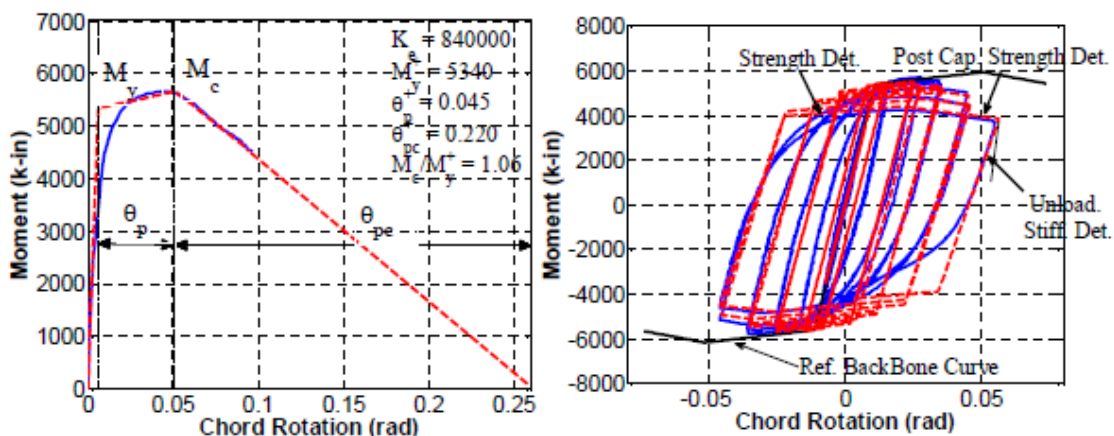


Figura 15: Modelo de Deterioro Modificado de Ibarra y Krawinkler (Lignos & Krawinkler, 2010)

Krishnan propuso en 2010 un modelo de fibras para predecir con éxito el pandeo en secciones de acero en el comportamiento a compresión (Krishnan, 2010). Su modelo ha tenido gran aplicación en secciones rectangulares esbeltas.

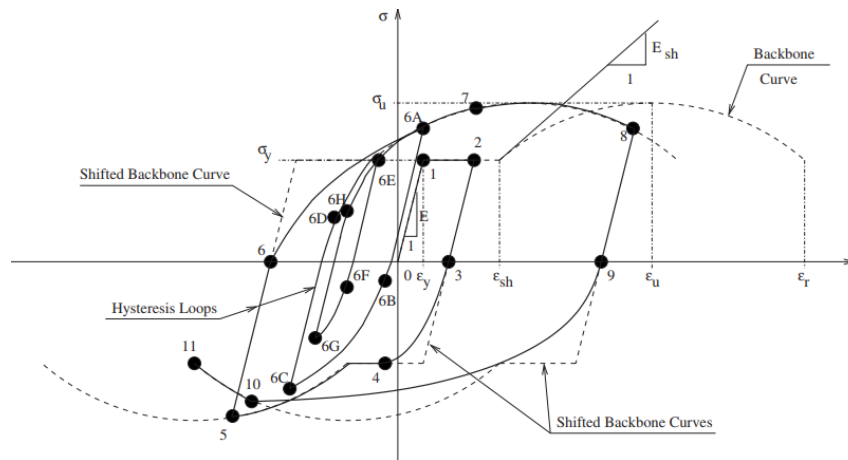


Figura 16: Modelo de Fibras con Deterioro por Pandeo (Krishnan, 2010)

En 2014 se define un modelo analítico de plasticidad distribuida para simular el comportamiento del modelo de plasticidad concentrada de deterioro presentado por Ibarra y Krawinkler. Utiliza secciones inelásticas en los extremos con una sección elástica intermedia. El deterioro se modela considerando la distancia de la longitud elástica y los parámetros de la sección reducida (Ribeiro, Barbosa, Scott, & Neves, 2014).

Una reseña más detallada sobre los modelos existentes de deterioro se presenta en el documento “*Sidesway Collapse Of Deteriorating Structural Systems Under Seismic Excitations*” de Dimitrios Lignos.

2.5.2. Elementos Controlados por Cortante

A este grupo pertenecen las zonas de panel o unión viga-columna. Entre los principales factores que intervienen en el deterioro del elemento están las secciones adyacentes tanto de vigas y columnas, y las dimensiones de la unión como el peralte y espesor. Los principales fenómenos que afectan a este elemento son los esfuerzos cortantes como resultado del momento y corte en vigas-columnas, y el endurecimiento debido a los esfuerzos axiales que presenta la columna (NIST, 2017). El comportamiento ideal de los esfuerzos que se producen en la zona de panel se presenta en la *Figura 17*.

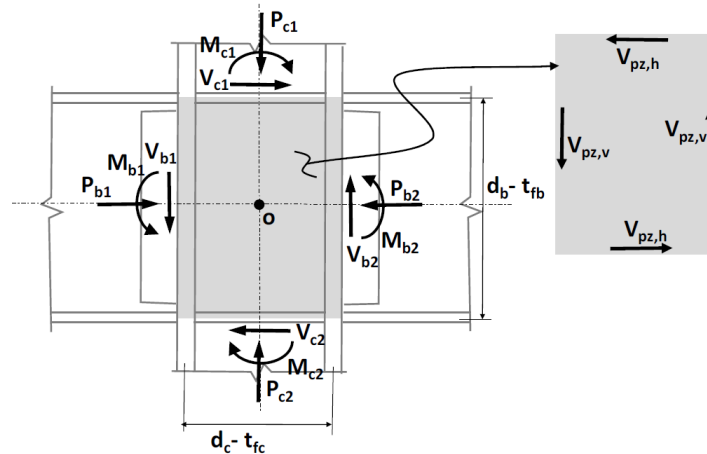


Figura 17: Distribución ideal de esfuerzos de corte (NIST, 2017)

Estos elementos presentan respuestas experimentales como las indicadas en la Figura 18, según el documento “*Experimental and Analytical Investigation of Panel Zone Behavior in Steel Moment Frames*” de Sungyeob Shin, en el que se indican datos experimentales de seis tipos de conexiones viga-columna diferentes.

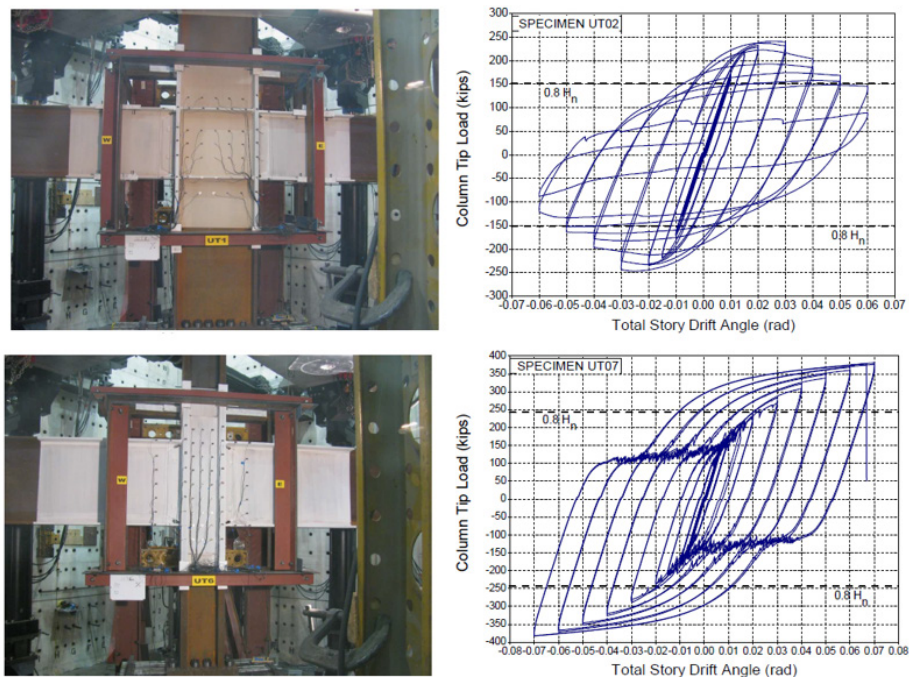


Figura 18: Comportamiento de Uniones Viga-Columna (Shin, 2017)

Si bien la modelación de estos elementos requiere un análisis discretizado, los dos principales fenómenos que afectan a estos elementos se han modelado con métodos de plasticidad concentrada generando resultados confiables (NIST, 2017). Varios modelos han sido propuestos para simular el comportamiento de la unión viga-columna. El documento “*Panel Zone Behaviour in Steel Moment Resisting Frames*” de Davila-Arbona, presenta a detalle algunos de estos modelos, así como su evolución (Figura 19).

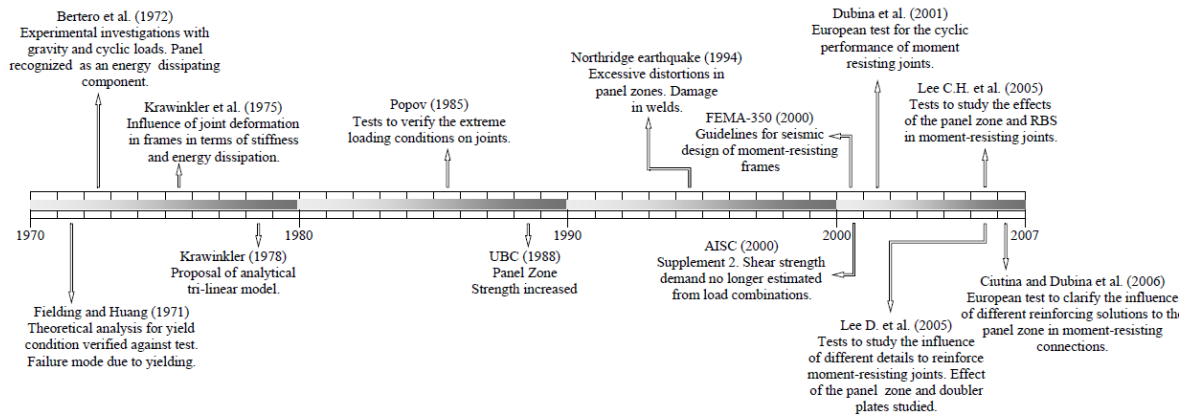


Figura 19: Evolución de la modelación de la zona de panel (Davila-Arbona, 2007)

En esta reseña se indican tres modelos de plasticidad concentrada ampliamente utilizados en la modelación de la zona de panel (Mansouri & Saffari, 2015):

En 1978 Krawinkler propone el modelo trilineal para simular el comportamiento de la unión viga-columna. El comportamiento se concentra en una rótula plástica en la esquina superior derecha del nudo y considera el espesor de la conexión (*rigidez inicial*), los patines de la columna (*rigidez después de la fluencia*) y por último un endurecimiento proporcional a la rigidez inicial. (Krawinkler, 1978)

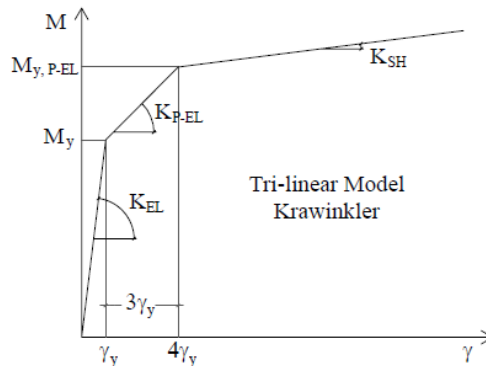


Figura 20: Modelo de Krawinkler (Davila-Arbona, 2007)

En 1997 Shi y Foutch proponen un modelo que consiste en dos rótulas plásticas en los extremos de las vigas adyacentes al nudo. Este método captura el comportamiento de la unión viga-columna en cuanto a resistencia, pero genera distorsiones en las deformaciones por corte.

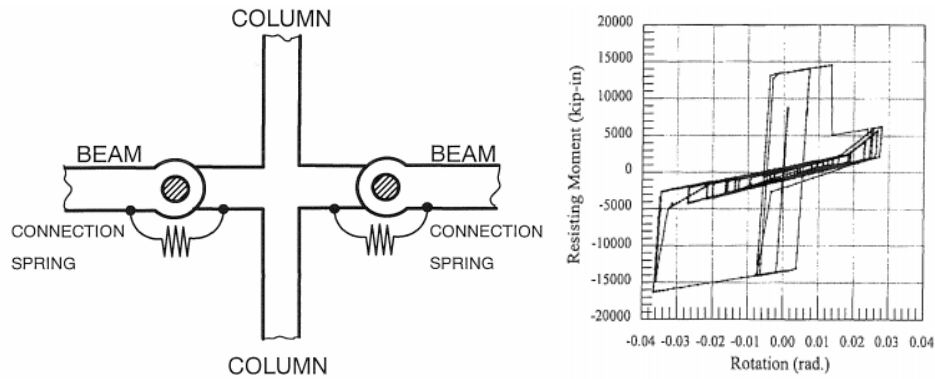


Figura 21: Modelo de Shi y Foutch (Shi & Foutch, 1997)

En 2001 Kim y Engelhardt proponen el método que simula el comportamiento de la zona de panel por medio de cuatro líneas de tal manera que se adapte mejor a los cambios en la fluencia temprana del elemento. Posterior al primer ciclo de fluencia se observa en la Figura 22 un comportamiento de deterioro exponencial.

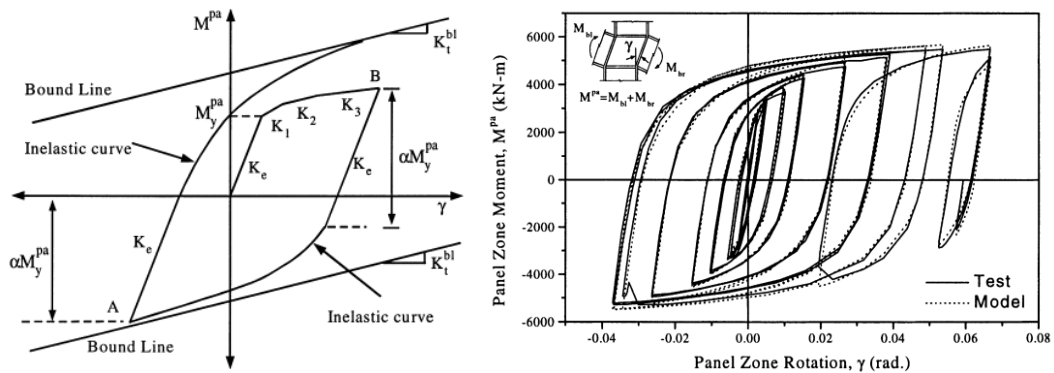


Figura 22: Modelo de Kim y Engelhardt (Kim & Engelhardt, 2002)

2.5.3. Otros elementos

Elementos como las conexiones de las columnas de gravedad y la base de las columnas del sistema lateral no se modelan en este documento por lo que no se presentan a detalle.

3. Modelo Base

El modelo base fue desarrollado por el *National Institute of Standards and Technology* (NIST) para el proyecto *ATC 76-1*, cuyo objetivo es presentar una metodología para obtener parámetros de desempeño sísmico en estructuras (FEMA, 2009). En este proyecto, se presenta el prototipo *PG-4RSA* que corresponde a un edificio simétrico en los ejes Norte-Sur y Este-Oeste y presenta un sistema resistente a cargas laterales perimetral conformado por cuatro pórticos especiales sismorresistentes de acero, dos en cada dirección. La estructura fue diseñada mediante el método de Análisis de Respuesta Espectral (*RSA*) y cumple con los requerimientos de las normativas AISC 341-05, AISC 358-05, AISC 360-05 y ASCE 7-05 (NIST, 2010).

Debido a la regularidad de la estructura el *ASCE 7-05* permite realizar los análisis dinámicos en dos dimensiones. Se opta por la selección de uno de los pórticos en la dirección Norte-Sur (FEMA, 2009).

En este capítulo se definen las condiciones geométricas y de no-linealidad del modelo base, así como las consideraciones pertinentes para la modelación.

3.1. Geometría

El pórtico tiene ocho pisos con una altura total de 106 pies (*32.3 metros*) y tres vanos con una longitud total de 60 pies (*18.3 metros*). El detalle de la planta se presenta en la Figura 23 y la elevación de la estructura se presenta en el Anexo 1: Estructura Base. Las secciones de vigas, columnas y refuerzo *Doubler Plate* en las uniones viga-columna se detallan en la *Tabla 1*.

Tabla 1: Detalle de alturas de piso y secciones

Piso	Elevación [ft]	Viga	Secciones		Doubler Plate	
			Columna		Columna	
			Externa	Interna	Externo [in]	Interno [in]
1	15.00	W30X108	W24X131	W24X162	1/16	9/16
2	28.00	W30X116	W24X131	W24X162	1/16	6/16
3	41.00	W30X116	W24X131	W24X162	1/16	11/16
4	54.00	W27X94	W24X131	W24X162	0	6/16
5	67.00	W27X94	W24X131	W24X131	0	9/16
6	80.00	W24X84	W24X131	W24X131	0	7/16
7	93.00	W24X84	W24X94	W24X94	0	9/16
8	106.00	W21X68	W24X94	W24X94	0	5/16

El modelo base presenta cuatro tipos de cargas, cuyos valores por unidad de área se expresan en la *Tabla 2*.

Tabla 2: Cargas de la Estructura (NIST, 2010)

Carga Muerta (D) [psf]	Carga Perimetral (De) [psf]	Carga Viva (L) [psf]	Carga Viva de Cubierta (Lr) [psf]
90	25	50	20

Estas cargas se describen como:

- *Carga Muerta*: incluye el peso propio de los elementos y se la obtiene por el área tributaria.
- *Carga Muerta Perimetral*: corresponde al peso de las paredes externas y se la obtiene en función del perímetro tributario y la mitad de la altura superior e inferior al piso analizado.
- *Carga Viva*: corresponde a un uso de oficinas, se la obtiene por el área tributaria.
- *Carga Viva de Cubierta*: se la obtiene solo para el último piso en función de su área tributaria.

La combinación utilizada para cargas y masas en la estructura corresponde a $1.05D + 0.25L$ dado en el documento “*Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors*”. Para el cálculo de la masa sísmica, se toma en cuenta la mitad de la masa total de la estructura ya que solo dos pórticos soportan las cargas laterales en cada sentido. El área de aporte del pórtico a analizar corresponde a la indicada en la *Figura 23* (NIST, 2010).

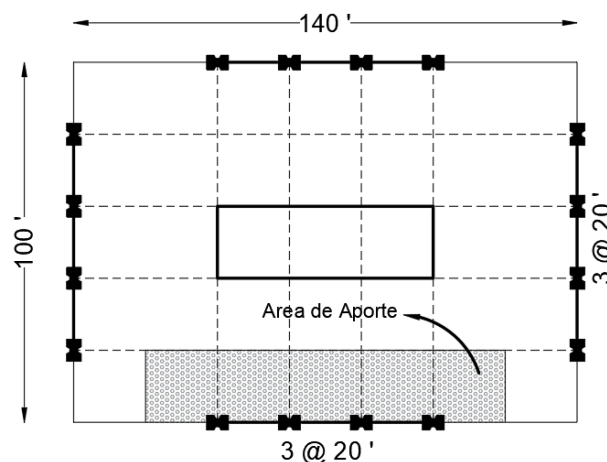


Figura 23: Área Tributaria del pórtico (NIST, 2010)

3.2. Consideraciones de No-Linealidad

El modelo base considera dos tipos de no-linealidad: la geométrica que depende de los efectos de segundo orden de la estructura, y la del material que permite la disipación de energía en caso de eventos sísmicos (FEMA, 2009).

3.2.1. Material

La estructura es de acero de tipo *ASTM A992*. La no linealidad del material corresponde al cambio de las propiedades del material en su relación esfuerzo-deformación (Kassimali, 2010). El modelo base considera este efecto en las conexiones precalificadas, en los extremos de las columnas, y en las uniones viga-columna o Zona de Panel, como lo indica la *Figura 24*.

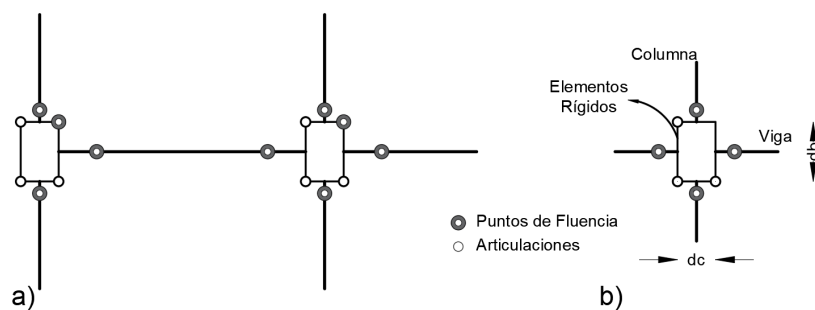


Figura 24: No-Linealidad del Material: a) Elementos a Fluir, b) Detalle de la Zona Panel (NIST, 2010)

Por consideraciones de diseño las vigas presentan conexiones precalificadas de tipo *Reduce Beam Section (RBS)* detalladas en la *Figura 25* y en la *Ecuación 1*.

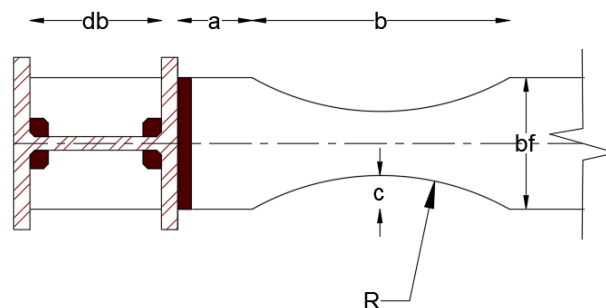


Figura 25: Detalle de la Conexión tipo RBS (NIST, 2010)

$$a = 0.625b_f \quad b = 0.75d_b \quad c = 0.25b_f$$

b_f : Ancho del patín de la viga

d_b : Peralte de la viga

Ecuación 1: Parámetros de la Conexión tipo RBS (NIST, 2010)

Estas conexiones son modeladas mediante los parámetros de *backbone curve* que considera deterioro cíclico del material tanto de rigidez como de resistencia (Lignos &



Krawinkler, 2010). Los extremos de las columnas son modelados mediante los mismos parámetros de las conexiones *RBS*, pero considerando una reducción en la fluencia dada por el *AISC 360-05* debido a la presencia de la carga axial (NIST, 2010).

El elemento Zona de Panel consta de ocho elementos rígidos conectados por articulaciones en tres puntos, además de una rótula plástica que presenta un comportamiento trilineal para representar la relación entre fuerza y deformación de corte del nudo sin considerar deterioro (NIST, 2010). La modelación de este elemento depende del refuerzo *Doubler Plate* indicado en la *Tabla 1*.

3.2.2. Efectos de Segundo Orden

El efecto de segundo orden es considerado mediante la aproximación *P-Delta* que consiste en una reducción de la rigidez debido a la acción de las cargas verticales en el equilibrio de la estructura deformada (Kassimali, 2010). Para considerar este efecto el documento *FEMA P-695* propone utilizar el método de la columna fantasma, que consiste en una columna adicional al modelo sin rigidez lateral que capture la contribución de la carga no tributaria al pórtico. La carga tributaria del pórtico se la considera directamente en la formulación del análisis (FEMA, 2009) (NIST, 2010).

3.3. Amortiguamiento

La estructura modelo presenta un amortiguamiento inherente de tipo Rayleigh con razón de amortiguamiento viscoelástico (ξ) de 2.5% para los periodos T_1 y $0.2T_1$ de la estructura (NIST, 2010).

3.4. Parámetros de la Estructura

El diseño de la estructura se basa en el análisis de respuesta espectral, cuyos requisitos de diseño se basan en la normativa *ASCE 7-05*, con la excepción de utilizar un coeficiente de amplificación de derivas elásticas (C_d) igual al coeficiente de reducción de carga sísmica (R) de 8 (NIST, 2010). Estos y otros valores relevantes de la estructura como: primer periodo fundamental (T_1), relación de cortante basal y peso (V/W), el factor de sobre resistencia (Ω), factor de ductilidad (μ_T), se presentan en la *Tabla 3*.

Tabla 3: Parámetros de la Estructura

R	C_d	T₁ [seg]	V/W	Ω	μ_T
8	8	2.29	0.039	3.27	2.74

4. Modelación del Material

En este capítulo se presentan las consideraciones para modelar el material de la estructura tanto a comportamientos normales como tangenciales. En un inicio se dan las características ideales del material de la estructura. En secciones siguientes se presenta la determinación de los parámetros constitutivos para la modelación, así como los experimentos utilizados para la calibración de los materiales.

Se considera un modelo tipo fibras de plasticidad distribuida por lo que se requieren propiedades del material. Para modelarlo se ha tomado en cuenta las características de acero *ASTM A992*, material de la estructura según el proyecto *ATC 76-1* (NIST, 2010). El modelo idealizado del material se presenta en la *Figura 26* y los parámetros de la curva en la *Tabla 4*. (ASTM, 2004) (Lee, Engelhardt, & Jeong Choi, 2015)

Tabla 4: Características del Acero *ASTM A992* (ASTM, 2004)

Módulo de Elasticidad (E) [ksi]	Esfuerzo de Fluencia (f _y) [ksi]	Deformación de Fluencia (ε _y) [%]	Coef. Variación de Fluencia (r _y)	Deformación de plasticidad (ε _s) [%]
29000	50	0.17	1.1	2.4
Esfuerzo Último (f _u) [ksi]	Deformación Última (ε _u) [%]	Coef. Variación Último (r _t)	Esfuerzo de Ruptura (f _b) [kips]	Deformación de Ruptura (ε _b) [%]
65	21	1.1	30	54

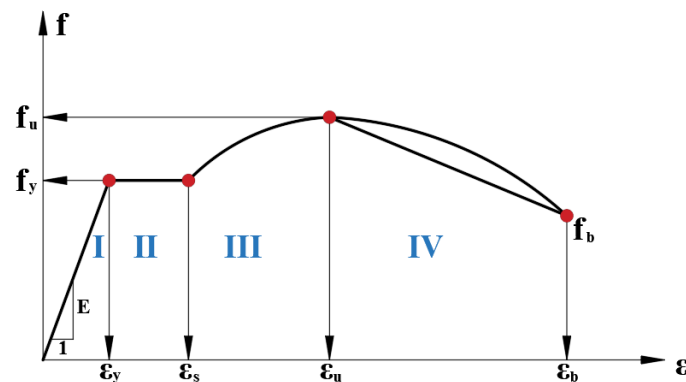


Figura 26: Curva Característica del Acero (Lee, Engelhardt, & Jeong Choi, 2015)

Los esfuerzos de fluencia y últimos dados por la normativa son los mínimos que debe cumplir el acero *ASTM A992*. Sin embargo, cuando se realiza un análisis por capacidad, se debe utilizar la capacidad esperada o real del material y no la mínima (AISC, 2010). La normativa *AISC 341-10* presenta, en base a pruebas de especímenes certificados, los coeficientes r_y y r_t que permiten determinar los esfuerzos reales del acero *ASTM A992* en

función de los mínimos f_y y f_u . Este factor se multiplica a los esfuerzos mínimos para obtener el esfuerzo real del acero.

Además, se incrementa el esfuerzo de fluencia del acero (f_y) para considerar la resistencia máxima alcanzable por las conexiones y las restricciones de movimiento locales en las secciones. Este factor (C_{pr}) toma un valor de 1.1 para sistemas con conexiones tipo RBS (AISC, 2010).

4.1. Esfuerzo Normal

Se trabaja con un total de cuatro métodos para modelar el acero *ASTM A992*, todos partiendo de los tipos de materiales que presenta el *software OpenSees*. Tres materiales: *Steel02*, *Parallel* y *Hysteretic* se modelan con los esfuerzos de fluencia y últimos (f_y , f_u) presentados en la *Tabla 4*. Mientras que el comportamiento hasta la ruptura (f_b) se modela mediante los parámetros cíclicos del material calibrados por el método de la sección 4.1.1 *Experimento Viga en Voladizo*. El último modelo es un material tipo *Steel02* cuyos parámetros de calibración se presentan en el documento “*Hybrid Steel Frames*” (Atlayan, 2013).

4.1.1. Experimento Viga en Voladizo

La calibración de los materiales se la realiza simulando las condiciones experimentales desarrolladas por el grupo *Lignos Research Group* (Dimitrios, 2018) en donde se presenta una base de datos experimentales de secciones tipo *W* con que se ha calibrado el material de deterioro cíclico propuesto por Ibarra y Krawinkler (*Bilin*) hasta rotaciones de 8%. Los datos reales se obtienen a partir de un experimento de laboratorio que aplica carga vertical en el extremo libre de una viga en voladizo como se muestra en la *Figura 27* (Dimitrios, 2009).

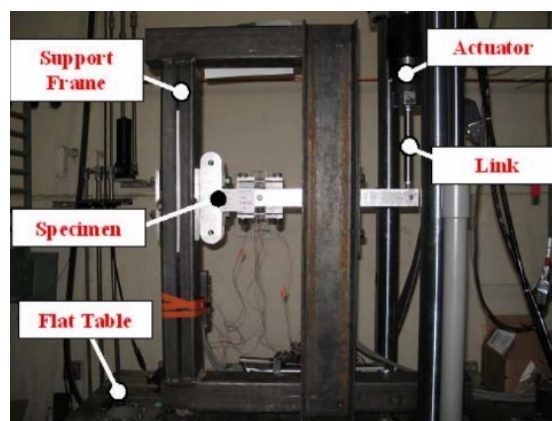


Figura 27: Experimento realizado por Lignos Research Group. (Dimitrios, 2009)

En la *Figura 28* se muestra la comparación entre los resultados experimentales y los del modelo de deterioro para una sección tipo W30x108, así como el protocolo de desplazamiento que generó el actuador en el borde libre. Se observa que para ciclos de rotaciones hasta 3% el modelo de deterioro genera la misma energía que los datos reales, mientras que a rotaciones superiores la energía del modelo de deterioro es mayor que en la sección probada en el laboratorio generando al final del protocolo un aumento en la energía disipada de 16%.

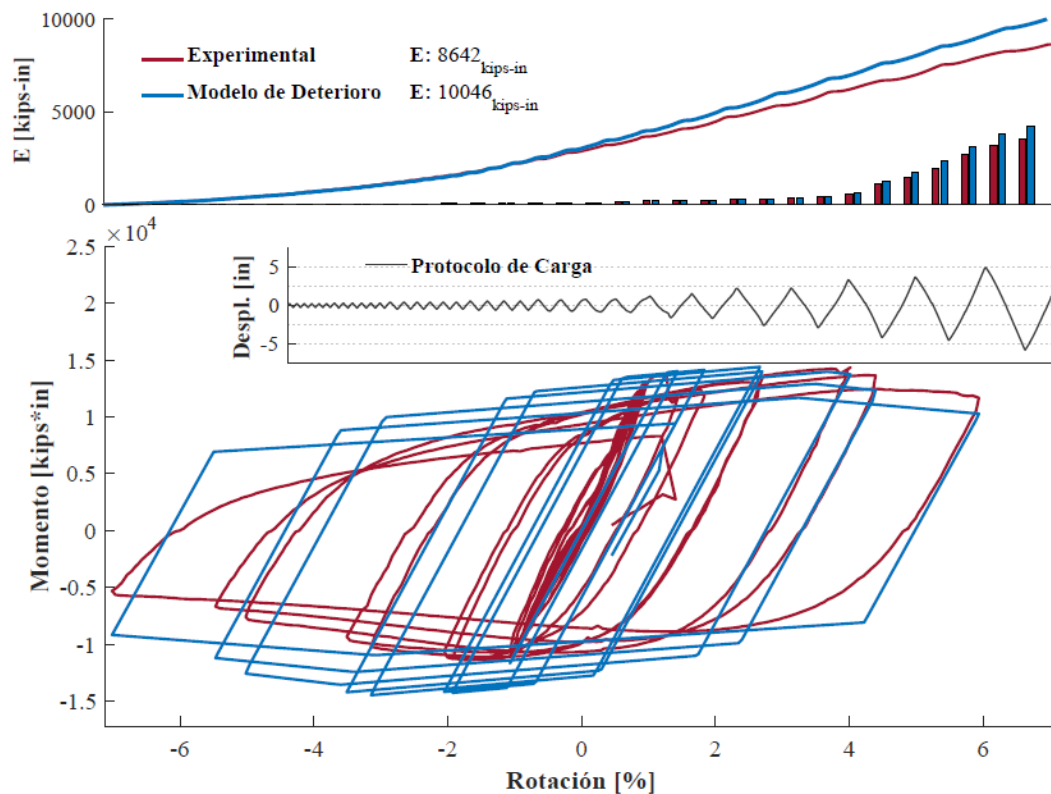


Figura 28: Comparación del modelo de deterioro en una sección tipo RBS. (Dimitrios, 2018)

Utilizando este ensayo experimental como base, se simulan las condiciones geométricas y de carga para determinar los parámetros de deterioro de los materiales propuestos. Las características geométricas presentadas se presentan en la *Figura 29* y se consideran las distancias a y b determinados para conexiones RBS, como se mostró en la *Figura 25: Detalle de la Conexión tipo RBS (NIST, 2010)* para la ubicación de la sección reducida.

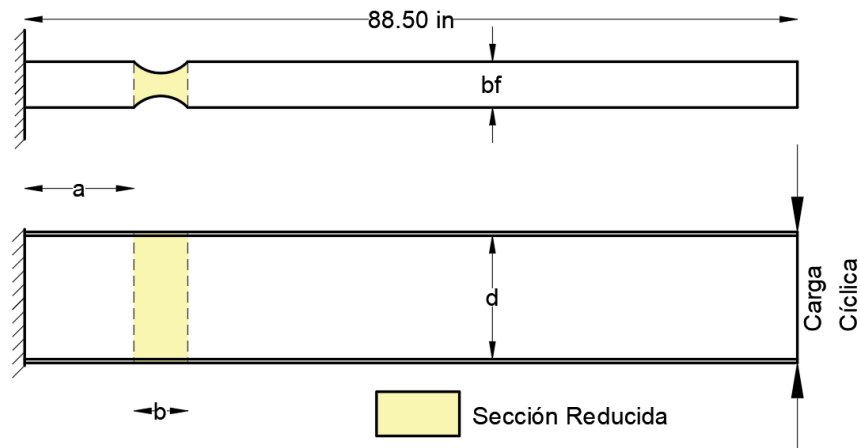


Figura 29: Experimento de Viga en Voladizo

La calibración se la realiza al comparar el modelo de plasticidad concentrada (*Bilin*) con un modelo de plasticidad distribuida (*fibras*). Para el primero se coloca una rótula plástica con las características del *RBS* en la mitad de la sección reducida, en el modelo de fibras se discretiza el *RBS* en 6 elementos con sección variable. Un esquema de cada modelo se presenta en la Figura 30 y en el Anexo 4: Experimento Viga en Voladizo se presenta el código con el que se desarrolló el experimento.



Figura 30: Esquema de la modelación del experimento viga en voladizo

En los dos modelos se aplica una carga cíclica proporcional al desplazamiento del lado libre del voladizo. El protocolo de desplazamiento a utilizar se muestra en la Figura 31 junto con el comportamiento del *RBS* modelado con plasticidad concentrada que servirá como modelo base.

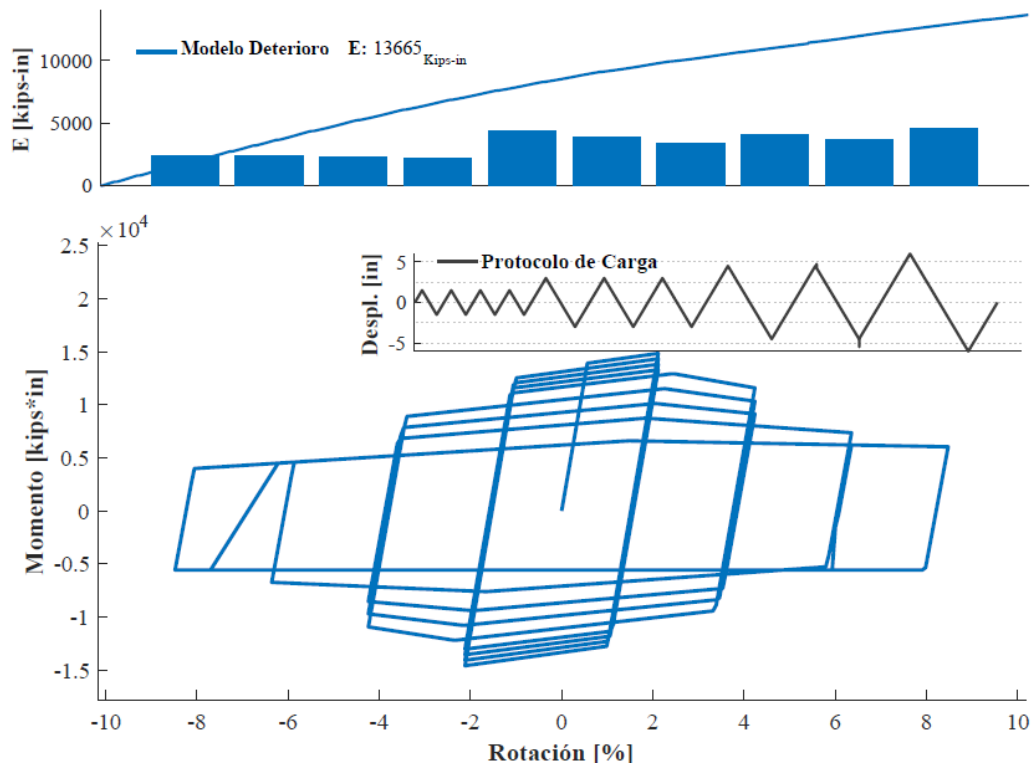


Figura 31: Protocolo de Carga para experimento viga en voladizo para rotaciones superiores a 8%

El protocolo posee cuatro ciclos hasta 1.5 pulgadas, tres ciclos de 3 pulgadas, dos ciclos de 4.5 pulgadas y un ciclo final de 6 pulgadas. Todos con un incremento de 0.1 pulgadas. Se utiliza este protocolo para alcanzar una rotación de 8% en la sección reducida y para observar el comportamiento de carga y descarga a una misma rotación.

La similitud de los modelos se la obtiene en el comportamiento momento-curvatura de la sección reducida y en la energía disipada por esta en cada ciclo. Para obtener la energía disipada se realiza una integración numérica de la curva Momento-Curvatura mediante la Ecuación 2.

$$E_i = E_{i-1} + \left| \frac{M_i - M_{i-1}}{rot_i - rot_{i-1}} \right|$$

E_i : Energía en el paso i

M_i : Momento en el paso i

E_{i-1} : Energía en el paso $i - 1$

M_{i-1} : Momento en el paso $i - 1$

rot_i : Rotación en el paso i

rot_{i-1} : Rotación en el paso $i - 1$

Ecuación 2: Integral Numérica de la Energía Disipada

La comparación tanto del comportamiento momento-curvatura (*Forma*) como de la energía disipada se realiza mediante el coeficiente de Nash-Sutcliffe (*Ecuación 3*), el cual permite determinar cuánto de la variable real es representada por la simulación.

Mientras el valor del coeficiente se acerca a 1 significa que la simulación representa de mejor manera a la variable real. (Thibault, Claude, Vazken, & Charles, 2006)

$$E = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (P_i^* - P_i)^2}{\sum_{i=1}^n (P_i - \bar{P})^2}$$

E : Coeficiente de Nash – Sutcliffe

P_i^* : Valor Simulado

P_i : Valor de la Observación

\bar{P} : Media de las Observaciones

Ecuación 3: Ecuación de Nash-Sutcliffe (Thibault, Claude, Vazken, & Charles, 2006)

4.1.2. Steel02

El material *Steel02* se basa en el modelo de Giuffré-Menegotto-Pinto. Es usado para la modelación cíclica de acero estructural y varillas de refuerzo en hormigón armado. Su comportamiento se basa en una rigidez inicial, seguido de una zona de transición exponencial hasta un endurecimiento del material (Bosco, Ferrara, Ghersi, Marino, & Rossi, 2014). Permite además calibrar parámetros de deterioro cíclico en función de la deformación de fluencia (ϵ_y). El comportamiento del material se muestra en la *Figura 32*.

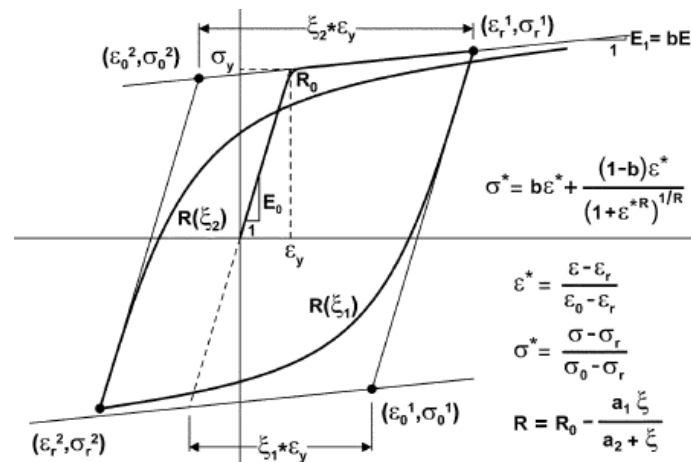


Figura 32: Comportamiento del material Steel02 (Orakcal & Wallace, 2006)

Este comando requiere el módulo de elasticidad (E), el esfuerzo de fluencia (f_y), la relación de endurecimiento por deformación (b) (Ecuación 4), y los coeficientes R_0 , $cR1$ y $cR2$ propios del modelo de Menegotto & Pinto, los cuales toman el valor de 20, 18.5 y 0.15 respectivamente (Menegotto & Pinto, 1973). Estos valores son corroborados en la elaboración del modelo *SteelMPF* al generar correcciones para acero de refuerzo (Bosco, Ferrara, Ghersi, Marino, & Rossi, 2014).

$$E_p = \frac{f_u - f_y}{\varepsilon_u - \varepsilon_y}$$

$$b = \frac{E_p}{E}$$

ε_y : Esfuerzo de Fluencia

E_p : Módulo de Elasticidad Plástico

f_u : Esfuerzo Último

b : Razón de endurecimiento

f_y : Esfuerzo de Fluencia

E : Módulo de Elasticidad Elástico

ε_u : Esfuerzo Último

Ecuación 4: a) Elasticidad Plástica, b) Endurecimiento por Deformación

Los parámetros de deterioro de Resistencia ($a1$, $a2$, $a3$, $a4$) se calibran con el experimento de viga en voladizo. El comando se define para generar el mismo comportamiento tanto a tracción como a compresión.

`uniaxialMaterial Steel02 $Tag $fy $E $b $R0 $cR1 $cR2 $a1 $a2 $a3 $a4`

Los resultados de la calibración del *Experimento Viga en Voladizo*, se muestran en las *Figura 33* y *Figura 34*. En la *Figura 33 a)* y *b)* se observa que existe un rango de valores que generan mayor similitud tanto a la energía disipada como a la curva histerética (*Forma*) respectivamente. Esto se debe a la naturaleza de los factores, ya que el primer factor es la reducción en el esfuerzo de fluencia mientras que el segundo es un múltiplo de la deformación de fluencia a la que se da dicha reducción. Por lo tanto, existe más de una combinación que generan resultados similares.

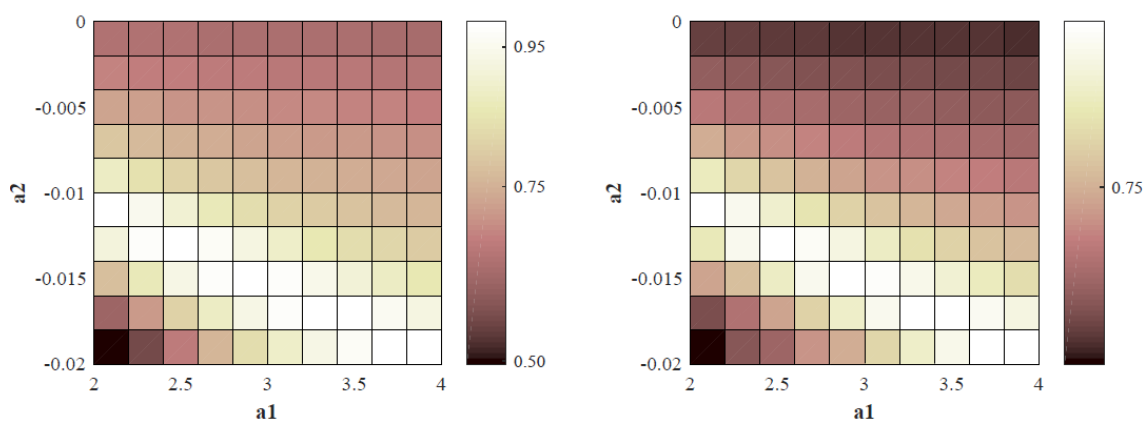


Figura 33: Calibración Steel02: Ajuste de Nash a) Energía, b) Curva Histerética

En la *Figura 34* se presentan las combinaciones de los parámetros de deterioro que más se ajustan al modelo de plasticidad concentrada, tanto en la energía disipada como en el comportamiento histerético.

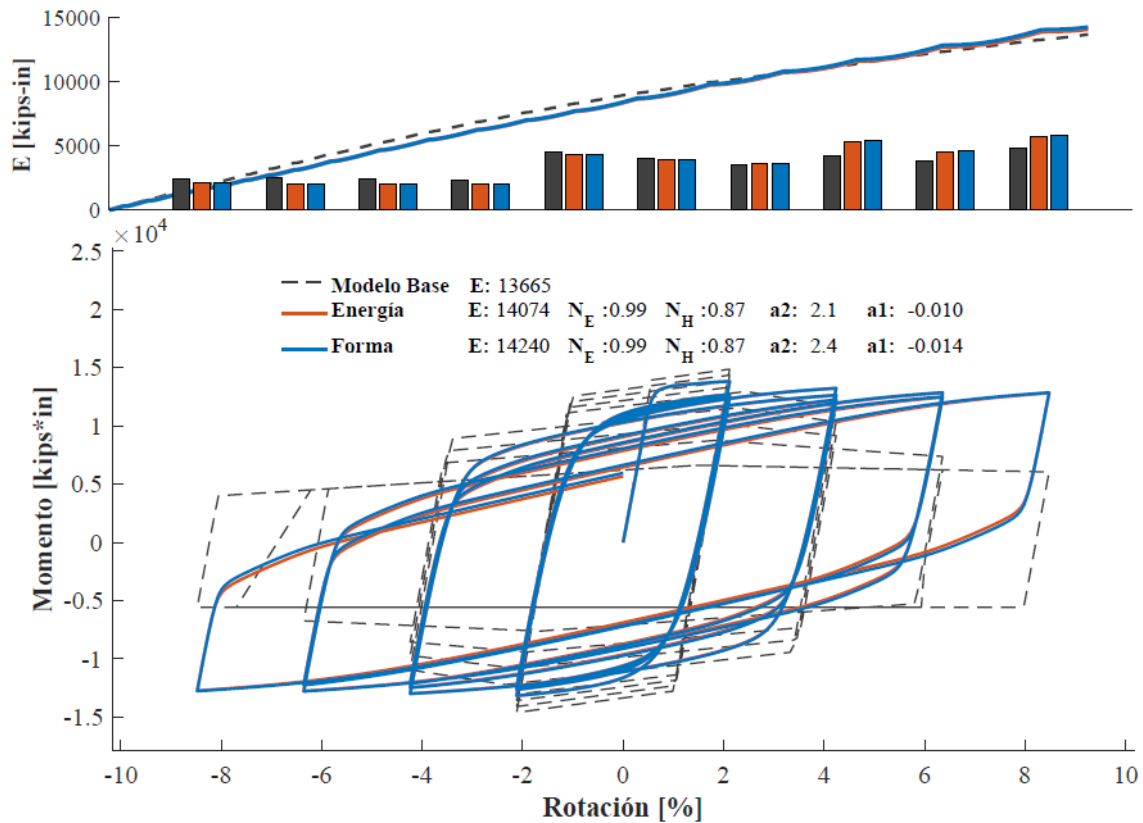


Figura 34: Calibración Steel02: a) Energía acumulada, b) Curva Histerética

Se observa que existe un aumento de la energía disipada de 3% respecto al modelo de plasticidad concentrada. Además, se distingue que el comportamiento de la curva histerética difiere del modelo base a rotaciones superiores al 4% debido al endurecimiento por deformación (b) que presenta el material.

Se seleccionan los parámetros que más se ajustan en energía disipada al modelo base. Estos presentan una similitud, de acuerdo con el coeficiente de Nash, de 0.99 para energía y 0.87 para la curva histerética.

Los parámetros para modelar el material se presentan en la *Tabla 5*.

Tabla 5: Parámetros del Material Steel02

f_y	E	b	R0	cR1	cR2	a1	a2	a3	a4
60.5	29000	0.0026	20	0.95	0.15	-0.01	2.1	-0.01	2.1

4.1.3. Hysteretic

Este comando permite construir la curva de un material trilineal con daño por ductilidad y por energía además de degradación de rigidez basada en la ductilidad. Su comportamiento se basa en dar coordenadas de esfuerzo-deformación y definir los parámetros de deterioro (Universisty of Berkeley, 2006). La *Figura 35* muestra el comportamiento del material.

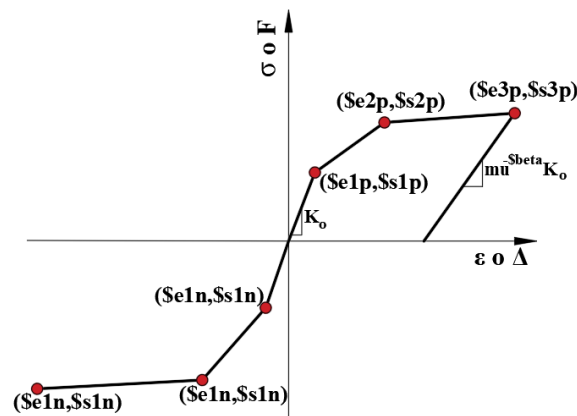


Figura 35: Comportamiento del material Hysteretic (Universisty of Berkeley, 2006)

Los valores de esfuerzo y deformación se obtienen del comportamiento real del material. Mientras que los parámetros cíclicos de *Pinching* (P_x , P_y) se utilizan para calibrar el comportamiento cíclico de la sección, no se incluye daño por resistencia o por energía en este modelo.

El comando se define para generar el mismo comportamiento tanto a tracción como a compresión.

`uniaxialMaterial Hysteretic $Tag $fy $ey $fu $eu $fb $eb... ..$pinchx $pinchy $dam1 $dam2`

Los resultados de la calibración realizada con el *Experimento Viga en Voladizo*, se muestran a continuación. Los puntos en negro de la *Figura 36* son aquellas simulaciones que presentaron fallas de convergencia por lo que se les asignó un coeficiente de Nash de 0 por motivos de visualización.

Se observa que el material *Hysteretic* presenta demasiados problemas de convergencia por lo que los resultados de esta sección no son concluyentes. Sin embargo, los parámetros seleccionados se centran en el rango de valores con mayor número de convergencia en las simulaciones.

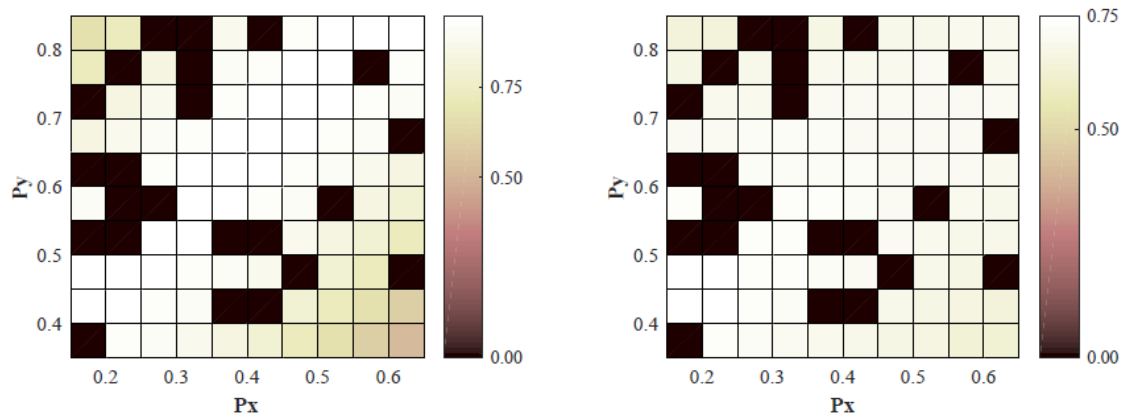


Figura 36: Calibración Hysteretic: Ajuste de Nash a) Energía, b) Curva Histerética

En la Figura 37 se presentan las combinaciones de los parámetros de deterioro que más se ajustan al modelo de plasticidad concentrada, tanto en la energía disipada como en el comportamiento histerético.

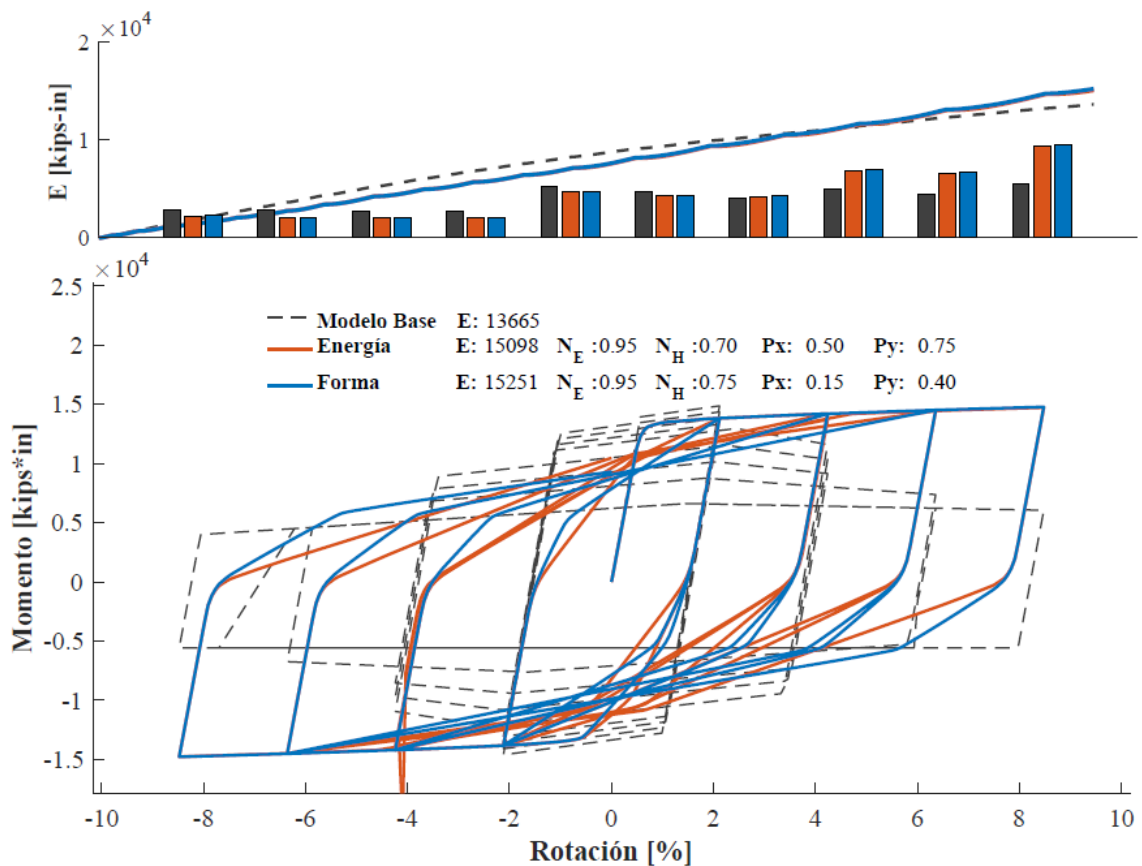


Figura 37: Calibración Hysteretic: a) Energía acumulada, b) Curva Histerética

Se observa un comportamiento lineal en la energía disipada, esto se debe a que no se utilizan parámetros de deterioro. Al final del protocolo de carga el material Hysteretic presenta un aumento en la energía disipada de 10% respecto al modelo base.

Se seleccionan los parámetros que más se ajustan en energía disipada al modelo base. Dado que se encuentran en el rango de mayor convergencia en la calibración. Estos presentan una similitud, de acuerdo con el coeficiente de Nash, de 0.95 para Energía y 0.70 para la Curva Histerética.

Los parámetros para modelar el material se presentan en la *Tabla 6*.

Tabla 6: Parámetros del Material Hysteretic

f_y	ϵ_y	F_u	ϵ_u	F_b	ϵ_b	$pinch_x$	$pinch_y$	$dam1$	$dam2$
60.5	0.0017	71.5	0.21	22	1.385	0.50	0.75	0.0	0.0

4.1.4. Parallel

El comando *Parallel* combina materiales previamente definidos. Las deformaciones se mantienen iguales, mientras que los esfuerzos y rigidez se suman, este efecto se ve representado en la *Figura 38*.

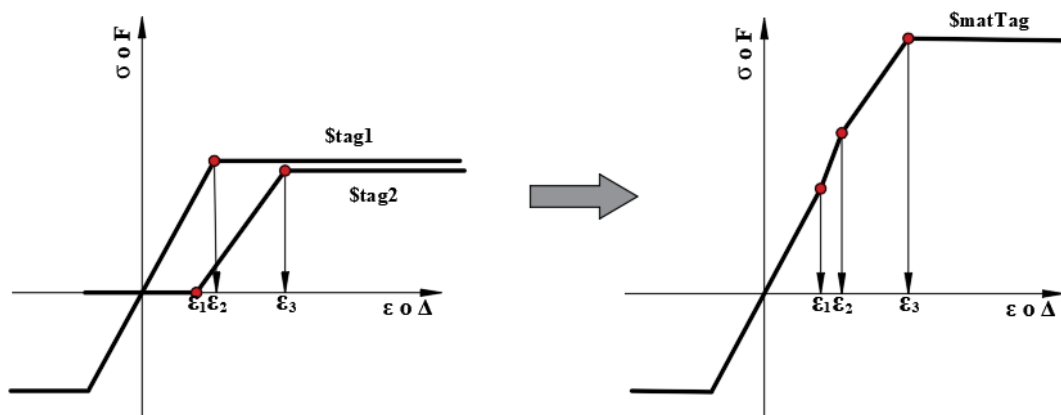


Figura 38: Comportamiento del material Parallel (Universisty of Berkeley, 2006)

Se configuran dos materiales tipo *Steel02*. El primero tiene la misma configuración que el presentado en la 4.1.2. El segundo *Steel02* tiene como función detener el endurecimiento por deformación (b) en el primer material. Para esto se modela un material con rigidez inicial cercana a cero (E^*) hasta la deformación última (ϵ_u) y un endurecimiento por deformación (b^*) que establezca el crecimiento del material inicial. Para determinar b^* se emplea la *Ecuación 5*.

$$E_p = \frac{f_u - f_y}{\epsilon_u - \epsilon_y} \qquad b^* = \frac{E_p}{E^*}$$

ϵ_y : Esfuerzo de Fluencia

E_p : Módulo de Elasticidad Plástico

f_u : Esfuerzo Último

b^* : Razón de endurecimiento

f_y : Esfuerzo de Fluencia

E^* : Módulo de Elasticidad Nulo

ϵ_u : Esfuerzo Último

Ecuación 5: a) Elasticidad Plástica, b) Endurecimiento por Deformación

En la *Figura 39* se presenta el comportamiento de los materiales por separado y su comportamiento combinado. Se observa el propósito del segundo material para reducir el crecimiento del material inicial.

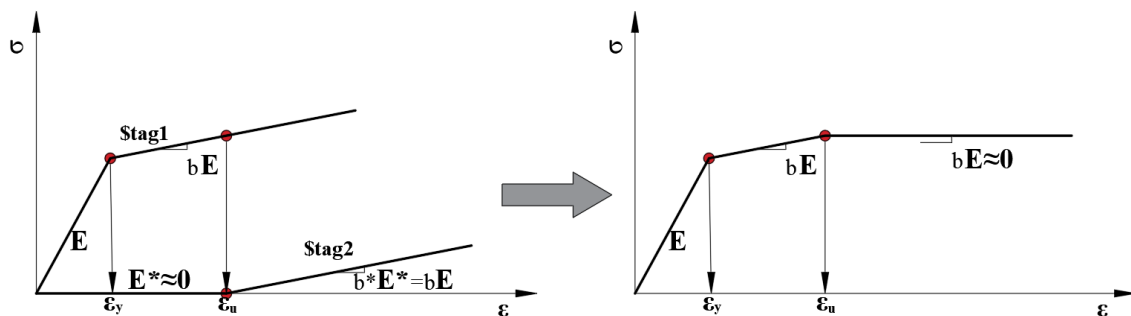


Figura 39: Comportamiento del Acero ASTM A992 con el material Parallel

Los parámetros de deterioro del primer material se han calibrado con el experimento de viga en voladizo. El comando se define para generar el mismo comportamiento tanto a tracción como a compresión.

```
uniaxialMaterial Steel02 $Tag1 $fy $E $b $R0 $cR1 $cR2 $a1 $a2 $a3 $a4
```

```
uniaxialMaterial Steel02 $Tag2 $fy* $E* $b* $R0 $cR1 $cR2
```

```
uniaxialMaterial Parallel $Tag $Tag1 $Tag2 -factors 1 -1
```

Los resultados de la calibración realizada con el *Experimento Viga en Voladizo*, se muestran a continuación. En la *Figura 40 a) y b)*, se observa un patrón similar al mostrado en la calibración del material *Steel02* con un rango de valores que presentan comportamientos similares. Además, se puede observar que con factores de degradación

a_1 menores a -1.5% y a_2 menores a 3.5 se generan problemas de convergencia en el experimento.

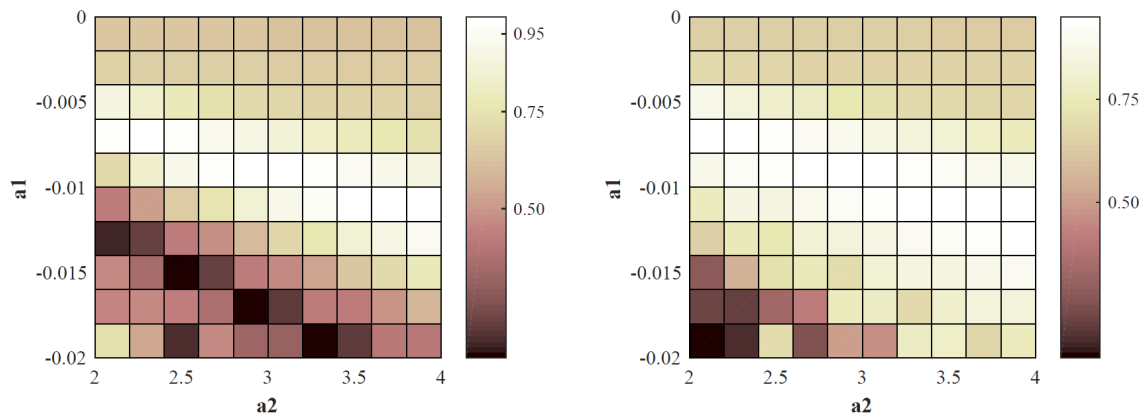


Figura 40: Calibración Paralela: Ajuste de Nash a) Energía, b) Curva Histerética

En la Figura 41 se presentan las combinaciones de los parámetros de deterioro que más se ajustan al modelo de plasticidad concentrada, tanto en la energía disipada como en el comportamiento histerético.

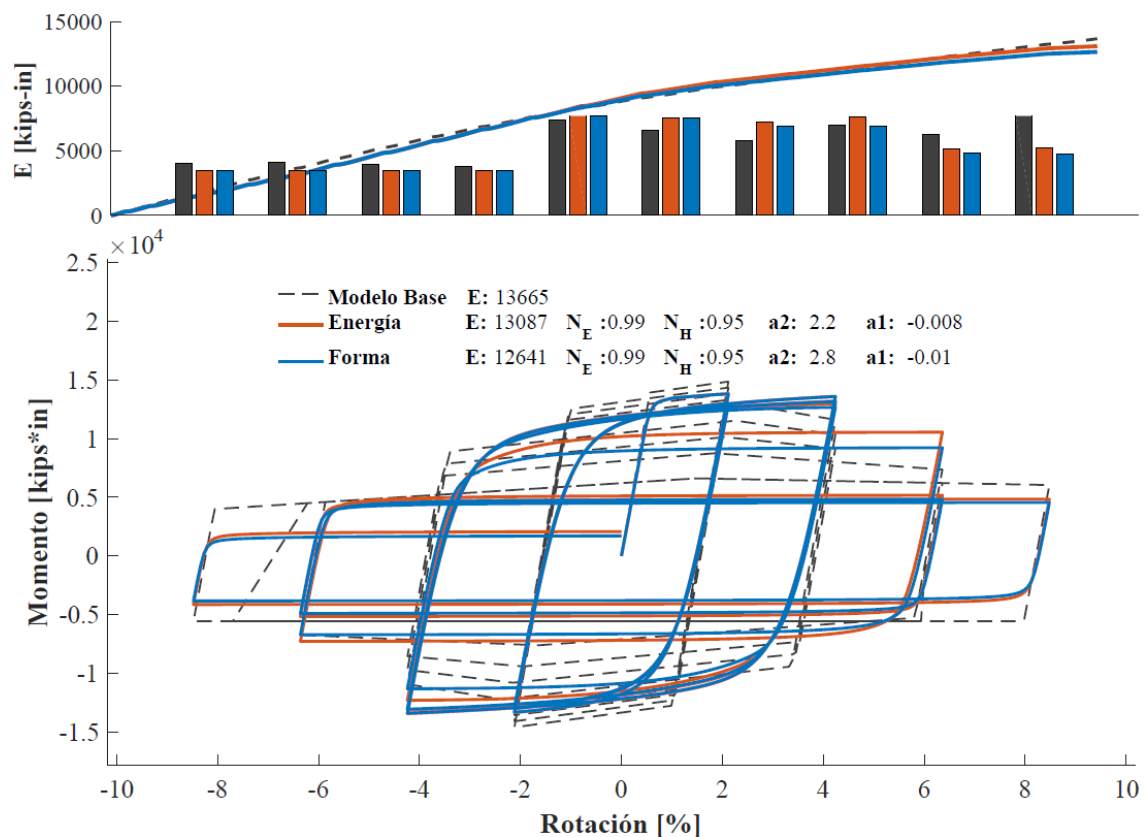


Figura 41: Calibración Paralela: a) Energía acumulada, b) Curva Histerética

Las dos soluciones generan menor energía disipada que el modelo base, al final del protocolo de carga con una reducción de $5-7.5\%$. Se selecciona el modelo que más se

ajusta a la curva histerética debido a que el modelo base sobre estima la energía disipada original de la conexión *RBS*. Los parámetros seleccionados se presentan en la *Tabla 7*. Los parámetros del segundo material *Steel02*, representan la rigidez mínima antes de la deformación última.

Tabla 7: Parámetros del Material Parallel

fy	E	b	R0	cR1	cR2	a1	a2	a3	a4
60.5	29000	0.0026	20	0.95	0.15	-0.01	2.8	-0.01	2.8
			fy*	E*	b*				
			0.000021	0.0001	1112609.58				

Los resultados de los tres materiales con los parámetros calibrados previamente se presentan en la *Figura 42*.

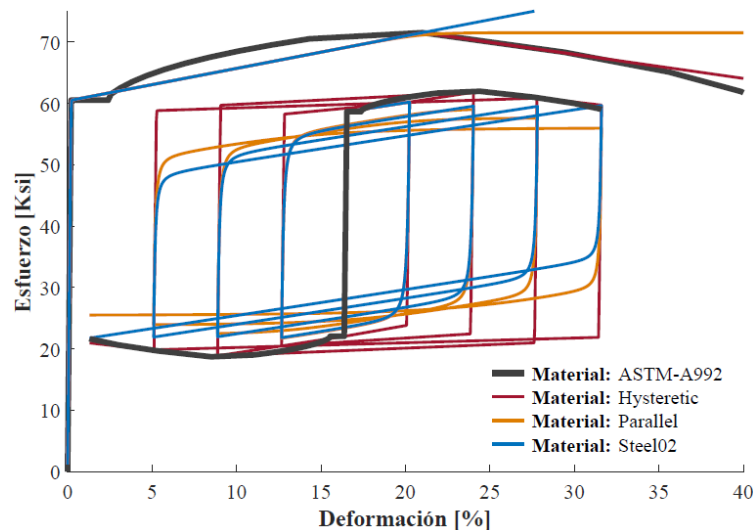


Figura 42: Comportamiento monotónico y cíclico de los materiales calibrados

Se observa que el material *Hysteretic* es el que más se asemeja tanto en el comportamiento monotónico como en el cíclico al acero *ASTM A992*, sin embargo, los problemas de convergencia que presento en el *Experimento de Viga en Voladizo* pueden generar inconvenientes en los análisis de la estructura.

Otro aspecto al comparar las curvas monotónicas y cíclicas es la capacidad del material *Parallel* para reducir el crecimiento del material, esto no se evidencia en el material *Steel02*. Todos los materiales alcanzan tanto en el comportamiento monotónico como en el comportamiento cíclico el esfuerzo de fluencia de *60.5 ksi*. Por otro lado, solo el material *Hysteretic*, alcanza el esfuerzo último de *71.5 ksi* en el comportamiento cíclico, los otros materiales no alcanzan este esfuerzo debido a la reducción cíclica.

4.1.5. Atlayan

Se toma en consideración el modelo de acero *ASTM A992* propuesto por Ozgur Atlayan en el año 2013, el cual fue calibrado mediante datos experimentales de secciones tipo W del reporte *ATLSS*, la calibración se la realizó a deformaciones de 2%, 4%, 6% y 8%. (Atlayan, 2013)

Este modelo utiliza el material *Steel02* junto con un material tipo *Fatigue* que limita la deformación cíclica que puede alcanzar el material. Los parámetros utilizados por Atlayan se presentan en la *Tabla 8*, junto con el comando para definir el material.

Tabla 8: Parámetros del Material Calibrado por Atlayan

f_y	E	b	R0	cR1	cR2	a1	a2	a3	a4
58.0	29000	0.008	25	0.925	1.00	0.025	2.5	0.025	2.5

```
uniaxialMaterial Steel02 $Tag1 $fy $E $b $R0 $cR1 $cR2 $a1 $a2 $a3 $a4
```

```
uniaxialMaterial Fatigue $Tag $Tag1 -E0 0.191 -m -0.458
```

En la *Figura 43* se presenta la respuesta del material Atlayan en las condiciones del *Experimento Viga en Voladizo*. Se observa que el modelo sin fatiga genera un 70% más de energía disipada. El modelo con fatiga alcanza rotaciones de hasta 3%. Los parámetros se ajustan hasta rotaciones de 1.5% correspondiente a los primeros cuatro ciclos de carga.

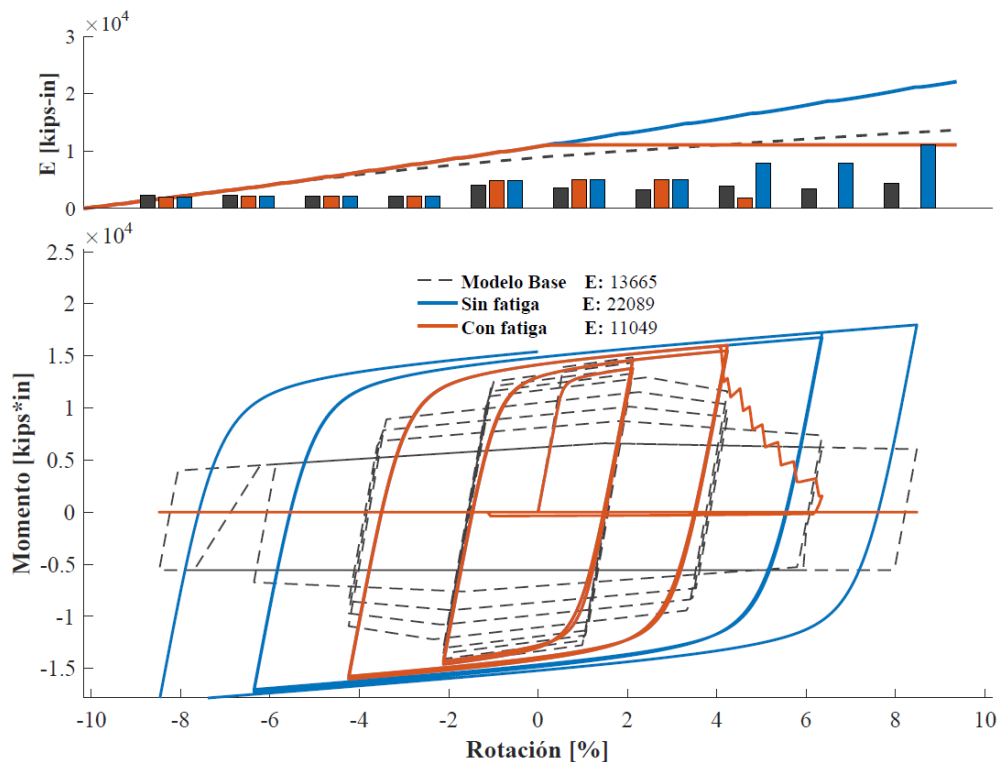


Figura 43: Modelo Atlayan: a) Energía Disipada, b) Curva Histerética

4.2. Esfuerzo Tangencial

La modelación de los esfuerzos tangenciales producido por fuerzas cortantes en los nudos, se realiza por dos métodos. El primero considera las Zonas de Panel tal como se encuentran en el modelo base, para esto se usa el elemento *Panel Zone*, es decir, se realiza una combinación entre plasticidad concentrada (*Rótula del Panel Zone*) con plasticidad distribuida (*Fibras RBS y elementos Viga-Columna*).

El segundo método busca mantener todo el modelo con plasticidad distribuida. Para esto se incluye el cortante por medio de superposición de efectos en la formulación de fibras controladas por fuerzas, en este caso se utiliza el comando *Section Aggregator*. Este método busca simular el comportamiento de corte obtenido por plasticidad concentrada por lo que se requiere mayor investigación para validar el procedimiento en ensayos experimentales reales.

4.2.1. Panel Zone

El modelo fue propuesto por Krawinkler y publicado en el documento *FEMA 355C*. El comportamiento de la Zona de Panel se define en tres etapas: fluencia del alma de la columna, reacomodo y fluencia de los patines de la columna y endurecimiento por deformación (FEMA, 2000). Por este motivo se utiliza un modelo trilineal como se muestra en la *Figura 44* con sus parámetros obtenidos mediante la *Ecuación 6*.

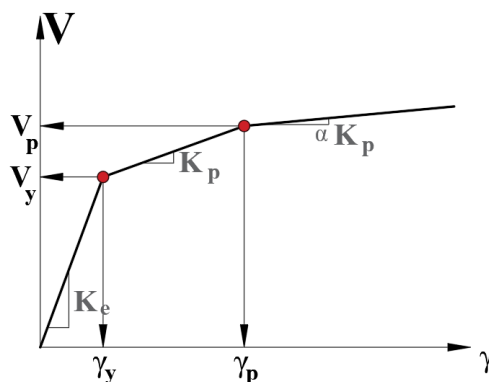


Figura 44: Modelo Trilineal de la Zona de Panel (PEER, 2011)

El comportamiento de endurecimiento (α) se define con un coeficiente de 0.03 si la distorsión plástica (γ_p) es cuatro veces mayor a la distorsión de fluencia (γ_y), de acuerdo con lo especificado en el documento “*Seismic Demands for performance evaluation of Steel moment resisting frame structures*” (Gupta & Krawinkler, 1999)

$$V_y = 0.55F_y d_c t_p$$

$$\gamma_y = \frac{F_y}{\sqrt{3} G}$$

$$V_p = 0.55F_y d_c t_p \left(1 + \frac{3b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t_p}\right)$$

$$\gamma_p = 4 \gamma_y$$

V_y : Cortante de Fluencia

V_p : Cortante Plástico

F_y : Esfuerzo de Fluencia

b_c : Ancho del Patín de la Columna

d_c : Peralte de la Columna

d_b : Peralte de la Viga

t_p : Espesor de la Conexión

t_{cf} : Espesor del Patín de la Columna

γ_y : Deformación de Fluencia

γ_p : Deformación Plástica

G : Módulo de Corte

Ecuación 6: a) y b) Cortante y Deformación de Fluencia, c) y d) Cortante y Deformación Plástica (PEER, 2011)

La modelación en *OpenSees* consiste en dos etapas, uno que genera la geometría de la Zona de Panel y otro que le asigna una rótula plástica con el comportamiento histerético de la unión viga-columna. La geometría se define como se presenta en la *Figura 45*. Los parámetros de elasticidad, área e inercia deben ser altos para garantizar la característica de elementos rígidos. (Universisty of Berkeley, 2006)

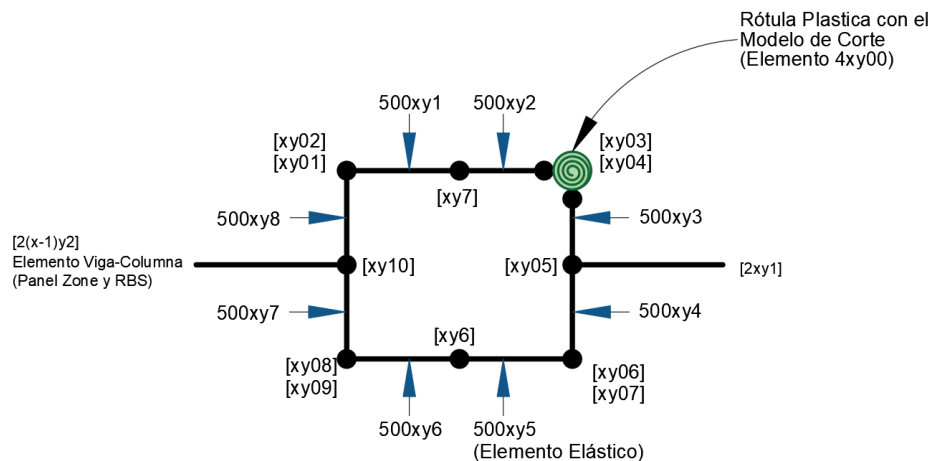


Figura 45: Geometría del elemento Panel Zone (Universisty of Berkeley, 2006)

El comando para definir el *Panel Zone* se indica a continuación y el código en el Anexo 2: Panel Zone:

`CreatePanelZone` \$NodeTag \$dc \$tf_c \$bf_c \$tp \$db \$TransfTag <YES \$InfMat YES \$SupMat>

4.2.2. Section Aggregator

Se basa en la superposición de efectos al adicionar a un elemento tipo fibra la capacidad de soportar esfuerzos tangenciales (*Torsión o Cortante*) a través de toda su sección. En el *Software OpenSees* se consigue la superposición de efectos por medio del comando *Section Aggregator*. En este se debe definir un material que tenga las propiedades que se buscan añadir, además de seleccionar una sección existente y la dirección en la que se añade las propiedades del nuevo material. El efecto de este comando se esquematiza en la *Figura 46*.

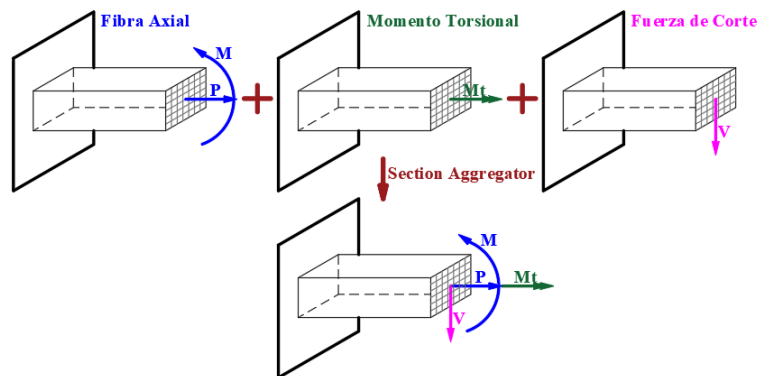


Figura 46: Inclusión del Efecto de Corte (Sepe, Spacone, Raka, & Camata, 2014)

Previo a la utilización de este método se comprobó la aplicación de la metodología de superposición de efectos, para lo cual se compararon análisis entre *OpenSees* y *ETABS* en un pórtico equivalente al pórtico del primer nivel y segundo vano de la estructura. En este se aplicó la inclusión del efecto de corte todos los elementos del pórtico. Los resultados se muestran en la *Figura 47* y se observa que los dos softwares presentan deformaciones similares, generando un error entre ellos de 0.3%. Adicionalmente, se determina la influencia de incluir el cortante en toda la estructura al aumentar los desplazamientos laterales en un 20.5%.

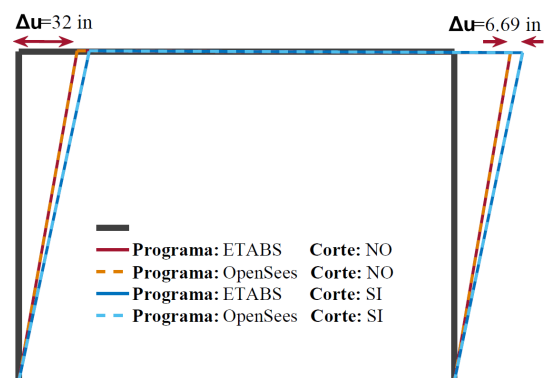


Figura 47: Validación de Superposición de efectos en OpenSees

En el caso de la unión viga-columna, se consideran cuatro elementos que representan la zona del panel *Figura 48*. Los elementos tipo Columna se modelan añadiendo el espesor del *Doubler Plate* al espesor del alma, mientras que los elementos tipo Viga se modelan con sus parámetros originales. Con esta configuración se obtienen dos puntos de fluencia: el primero por la fluencia de los elementos tipo viga y el segundo por la fluencia de la columna y el *Doubler Plate* adicional.

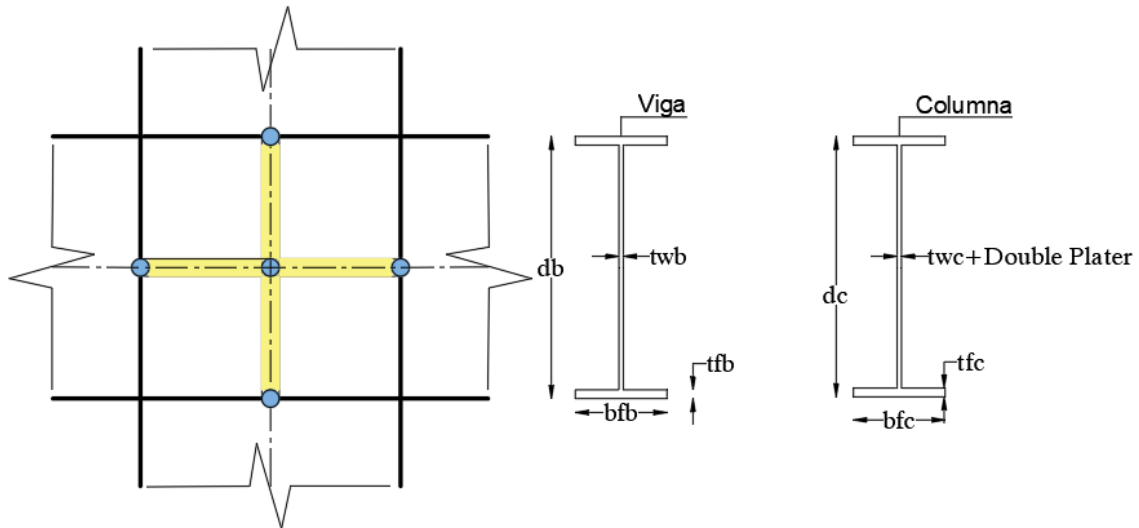


Figura 48: Configuración de la Unión

Estos elementos presentan un comportamiento elástico a esfuerzos normales y para el comportamiento de esfuerzos tangenciales se define un material tipo *Hysteretic* con las características de un modelo bilineal de corte cuyos parámetros se obtienen mediante las *Ecuación 6 a) y b)*.

$$V_y = 0.55F_y d t_w / R_F$$

$$\gamma_y = F_y / (\sqrt{3} G)$$

V_y : Cortante de Fluencia

F_y : Esfuerzo de Fluencia

d : Peralte de la Sección

t_w : Espesor del Alma

γ_y : Deformación de Fluencia

G : Módulo de Corte

R_F : Factor de Reducción de Fluencia

Ecuación 7: a) y b) Cortante y Deformación de Fluencia

En la *Figura 49* se muestra el comportamiento a corte que posee un elemento modelado con *Section Aggregator*.

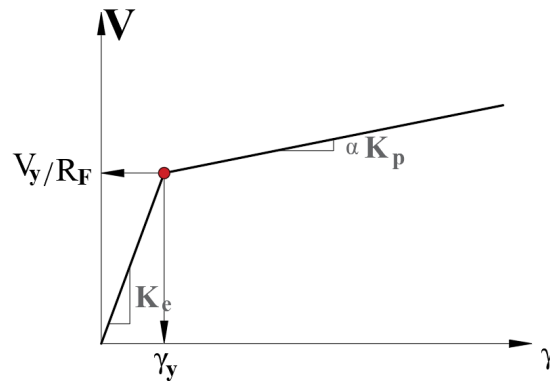


Figura 49: Comportamiento bilineal de una Sección a Corte

Los comandos para generar la inclusión de corte en la sección se definen a continuación.

```
uniaxialMaterial Hysteretic $Tag1      $Vy $ey $Vu $eu ... $pinchx $pinchy $dam1 $dam2
section Aggregator      $SecTag      $Tag1 Vy -section $SecTag1
```

4.2.3. Experimento de Nudo

Los parámetros adicionales en la metodología de *Section Aggregator*, como el Factor de Rigidez Flexural Inicial (R_I), el Factor de Reducción de Fluencia de Corte (R_F) y la tasa de endurecimiento después de la fluencia (α), se calibran mediante este experimento.

El primer factor se debe a que los modelos de plasticidad concentrada consideran una conexión rígida en la que únicamente el resorte equivalente genera una reducción de rigidez (Davila-Arbona, 2007). Al modelar la unión con elementos sin rigidez infinita esta tiene menor rigidez que el modelo de plasticidad concentrada. Además, las rigideces de los cuatro elementos propuestos en el método *Section Aggregator* no cumplen con las condiciones de unión rígida en la que la rigidez flexural debe ser superior a la de un elemento viga-columna ordinario como se indica en el comentario *B3.J* del documento *AISC 360-16*. (AISC, 2016)

El segundo factor se debe a la reducción de fluencia por ser cuatro elementos los que toman el corte de la unión a diferencia de un elemento en la metodología *Panel Zone*. Y el tercer parámetro es para calibrar el endurecimiento que presentan los elementos una vez que han fluido por esfuerzos de corte.

Es necesario realizar más investigación para dar mayor significado a estos parámetros, así como a la metodología de superposición de efectos para modelar el cortante. La calibración que se realiza en este documento es aplicable a las condiciones del modelo y no se considera que la calibración sea generalizable a otras estructuras.

Las condiciones geométricas en las que se desarrolla el experimento se presentan en la *Figura 50*, estas simulan los experimentos virtuales realizado por Behzad para comparar el método *Panel Zone* con el método *Equivalent End Zone* (Behzad, Quang, & Gallart, 2014) y por el documento *NIST GCR 17-917* al comparar el modelo *Panel Zone* con el comportamiento ideal de una conexión Viga-Columna (NIST, 2017).

Estas condiciones se han ajustado a las dimensiones de vanos y entrepiso de la estructura modelo. Se utiliza, para la calibración, la conexión del segundo nivel y segunda columna que posee una viga W30x108 y una columna W24x162 con un incremento en el espesor del alma (*doubler plate*) de 9/16 de pulgada.

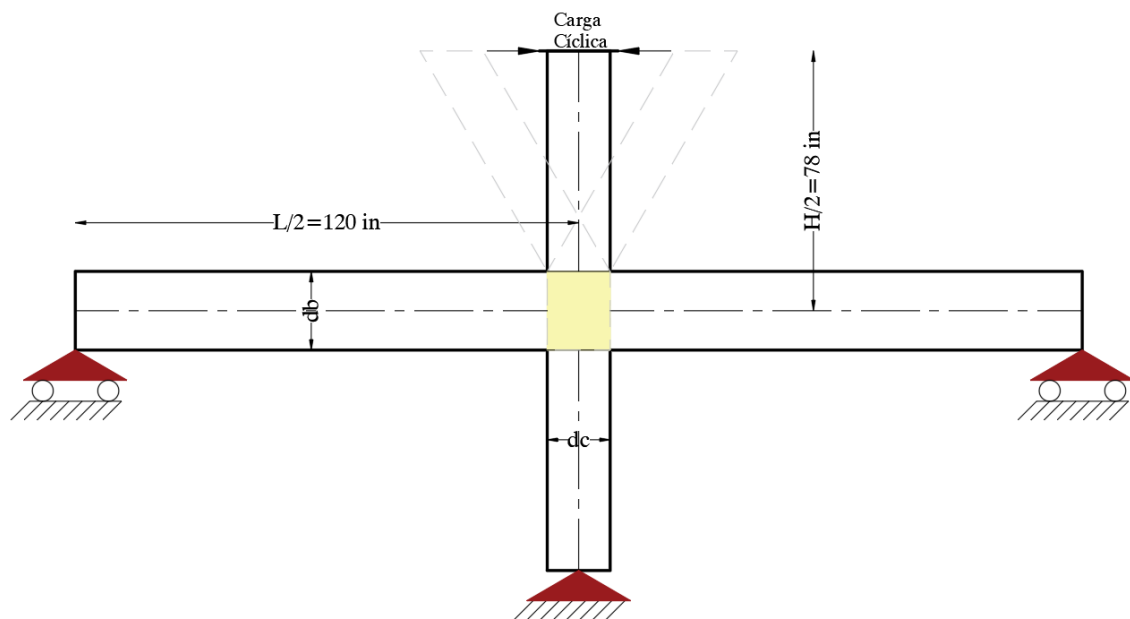


Figura 50: Experimento de Nudo

La calibración se la realiza al comparar el modelo de plasticidad concentrada (*Panel Zone*) con el modelo de plasticidad distribuida (*Section Aggregator*). Para el primero se coloca la configuración detallada en la sección 4.2.1 *Panel Zone* cuya plasticidad depende de la rótula con el comportamiento histerético equivalente. El modelo de fibras presenta la configuración detalla en la sección 4.2.2 *Section Aggregator* con su comportamiento definido por los cuatro elementos de la unión . Un esquema de cada modelo se presenta en la *Figura 51* y en el Anexo 5: Experimento de Nudo se presenta el código con el que se desarrolló el experimento.

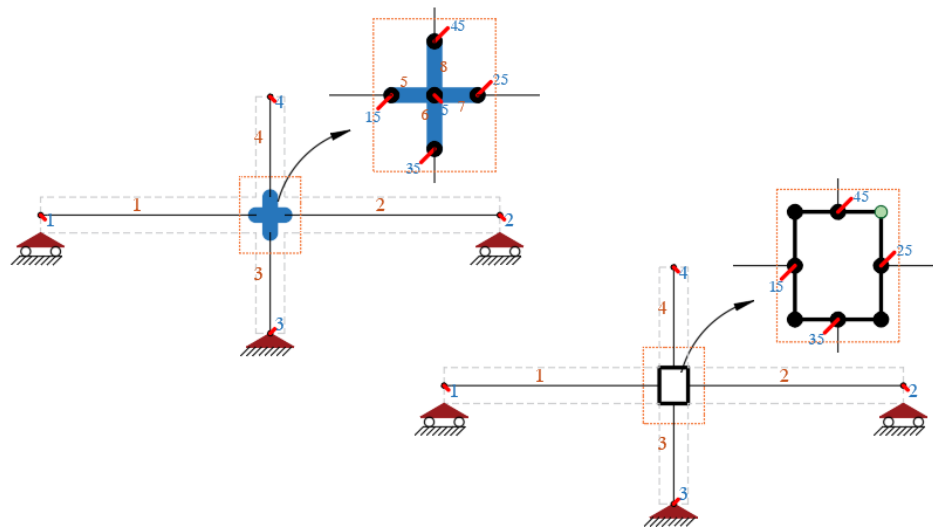


Figura 51: Esquema de la modelación del experimento de nudo

En los dos modelos se aplica una carga cíclica proporcional al desplazamiento en el extremo superior de la unión. Se aplican dos protocolos de carga, uno para rotaciones menores a 2.5% que no generen mayor plasticidad del elemento, este con la finalidad de calibrar los parámetros de Rigidez Inicial (R_i) y de Reducción de Fluencia (R_F). El segundo con rotaciones cercanas al 10% con la finalidad de observar el comportamiento después de la fluencia y calibrar el parámetro de endurecimiento (α).

El primer protocolo se muestra en la *Figura 52* este presenta cinco ciclos de 0.3 pulgadas, cuatro ciclos de 0.6 pulgadas, tres ciclos de 0.9 pulgadas, dos ciclos de 1.2 pulgadas y un ciclo de 1.5 pulgadas, todos con incremento de 0.1 pulgadas. Este protocolo no se calibra en base a la energía disipada puesto que en la mayor parte de ciclos el comportamiento es elástico.

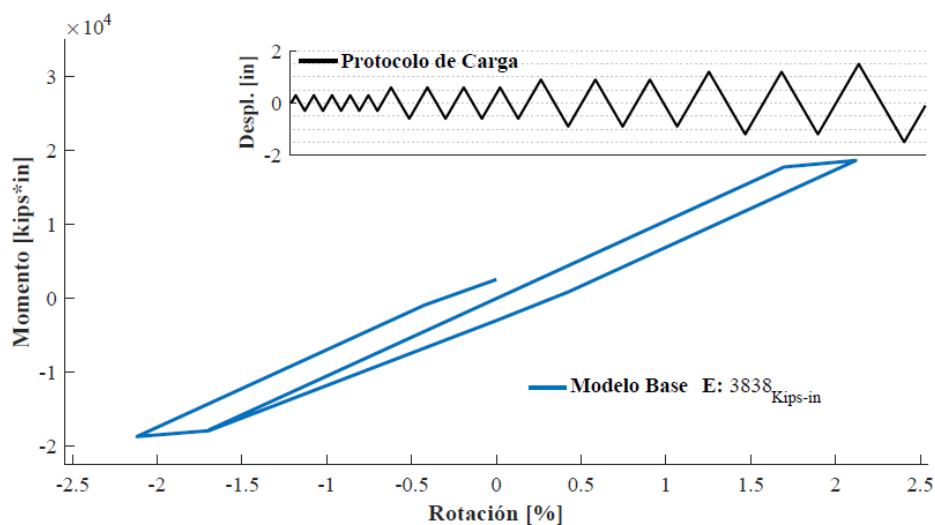


Figura 52: Protocolo de Carga para Calibración de Experimento de Nudo a rotaciones menores 2.5%

El segundo protocolo posee seis ciclos hasta 1.5 pulgadas, cinco ciclos de 3 pulgadas, cuatro ciclos de 4.5 pulgadas, tres ciclos de 6 pulgadas, dos ciclos de 7.5 pulgadas y un último ciclo de 9 pulgadas. Todos con un incremento de 0.25 pulgadas. Se utiliza este protocolo para alcanzar una rotación de 10% en la zona de panel y observar diferencias entre ciclos con el mismo desplazamiento. El protocolo junto con la cantidad de energía disipada y el comportamiento del modelo *Panel Zone* se presenta en la *Figura 53*.

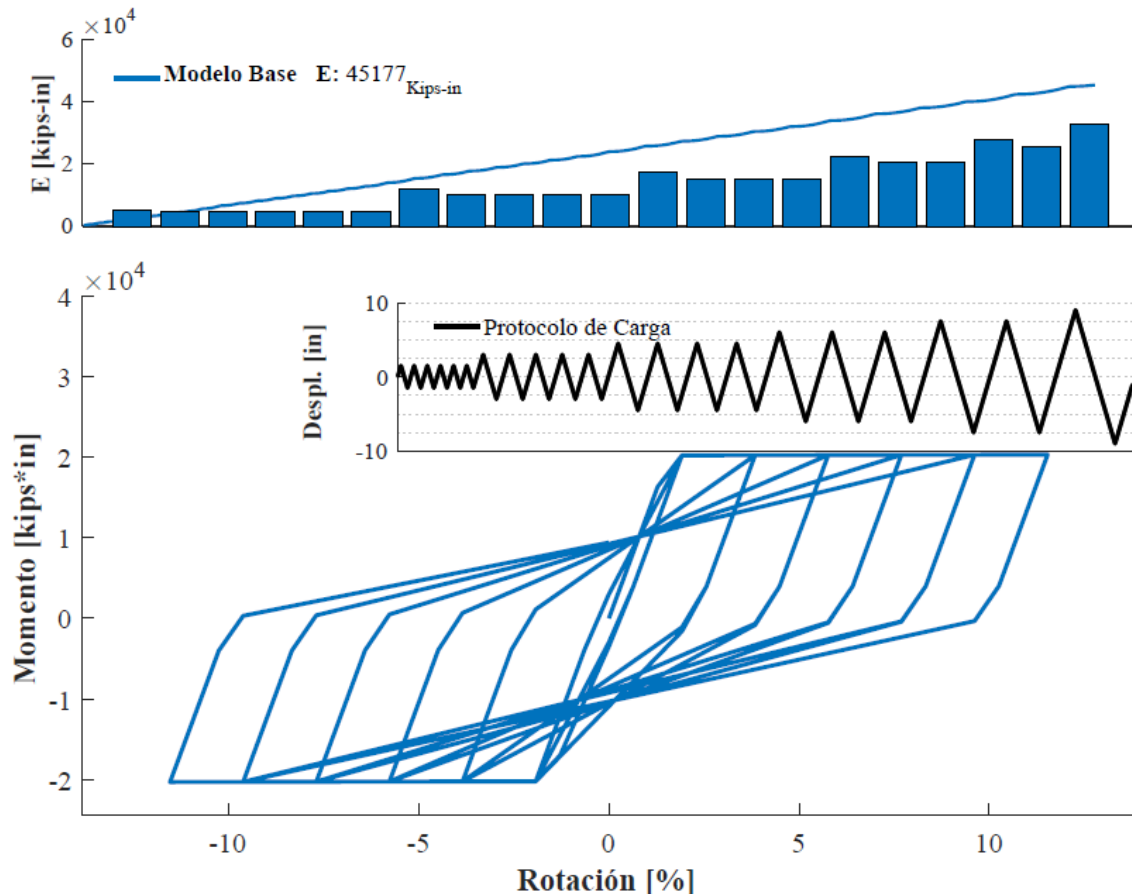


Figura 53: Protocolo de Carga para Calibración de Experimento de Nudo a rotaciones superiores a 10%

La similitud de los modelos para el segundo protocolo se la obtiene tanto en el comportamiento Momento-Curvatura como en la energía disipada en cada ciclo mediante el coeficiente de Nash como se explicó en la sección 4.1.1 *Experimento Viga en Voladizo*.

Los resultados de la primera calibración corresponde a: el factor de rigidez inicial (R_I) y el factor de reducción del punto de fluencia (R_F), estos se muestra en la *Figura 54* y *Figura 55*.

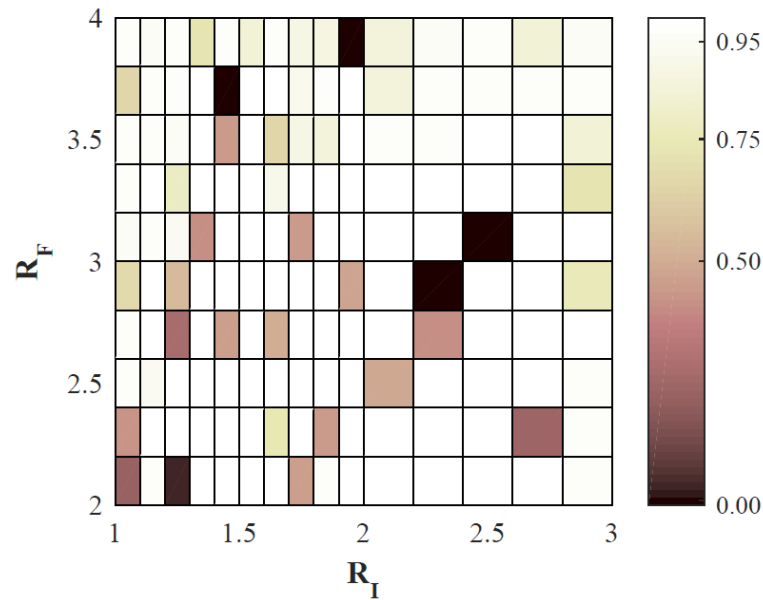


Figura 54: Calibración Section Aggregator Rotación de Fluencia: Ajuste de Nash a la Curva Histerética.

Se observan varios puntos de no convergencia, estos responden al endurecimiento cercano a cero que se dio a la unión para calibrar los parámetros de fluencia. En la *Figura 55* se muestra la solución de mayor aproximación al modelo base.

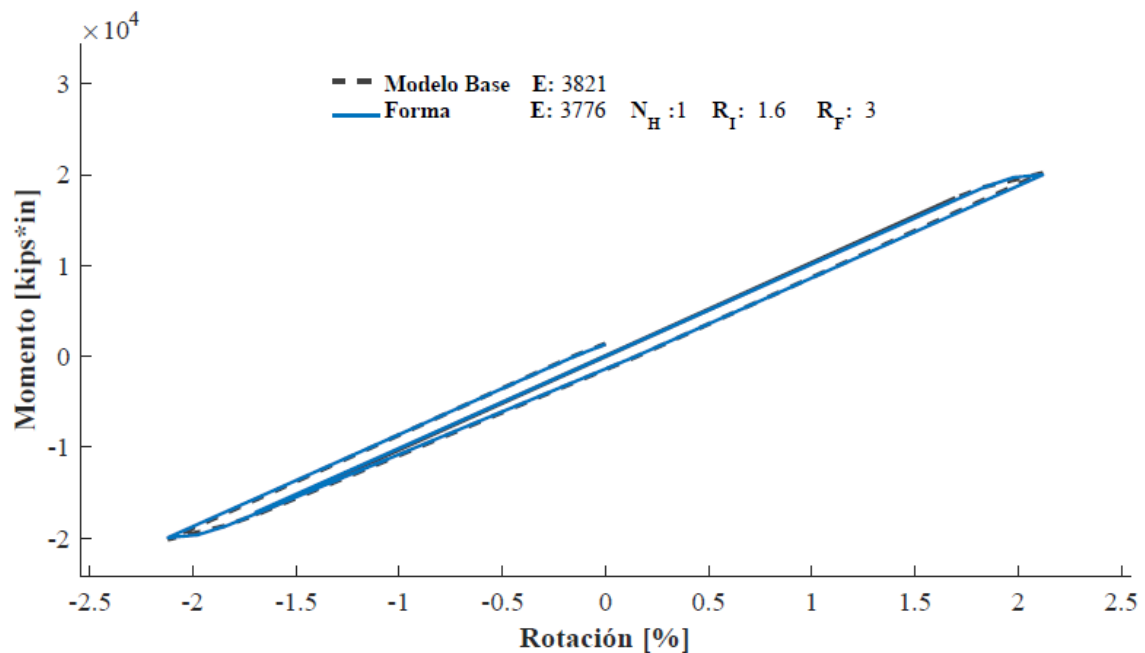


Figura 55: Calibración Section Aggregator Rotación de Fluencia: Curva Histerética.

Como se observa en la figura anterior, esta solución coincide plenamente en la rigidez inicial con el modelo base. Se presenta un cambio entre el modelo de plasticidad concentrada y el de fibras inmediatamente después de la fluencia, este se debe a la fluencia en distintos tiempos que presentan los elementos del modelo *Section Aggregator*. Esa diferencia es menor al 0.01% de rotación por lo que no se considera significativa. Se selecciona como factor de rigidez flexural inicial (R_I) el valor de 1.6.

La segunda calibración es con respecto al comportamiento después de la fluencia, para esto se prueban combinaciones entre el factor de Reducción de Fluencia (R_F) y el Factor de Endurecimiento (α), la cual se muestra en la *Figura 56* y *Figura 57*.

La *Figura 56* muestra que existe una franja de valores que representan el mejor ajuste de energía. Además, se muestra que conforme aumenta el factor de endurecimiento la energía disipada y la curva histerética difieren del modelo base. Por lo que calibrar este factor es importante si se espera que en la Zona de Panel se generen rotaciones superiores a la plasticidad.

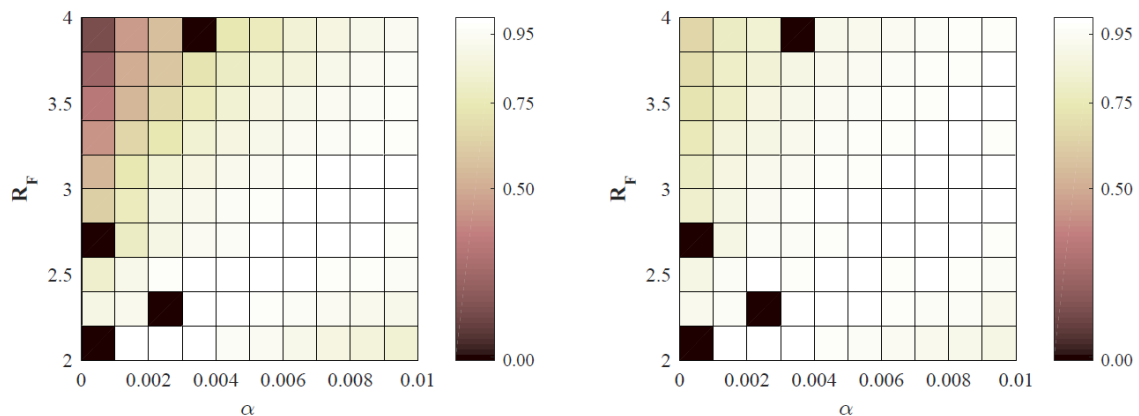


Figura 56: Calibración Section Aggregator: Ajuste de Nash a) Energía, b) Curva Histerética. Rotación Plástica

En la *Figura 57*, se muestra que las dos soluciones tanto de energía como de curva histerética coinciden con el modelo de plasticidad concentrada. Se opta por la solución de similitud a la curva histerética, dada que la diferencia entre los dos modelos en energía es de apenas 0.2%, mientras que en la forma de la curva histerética se observa que la solución de energía se separa del modelo base a rotaciones elevadas.

En este caso el factor de reducción de fluencia (R_F) toma un valor de 2.2, mientras que el calibrado a rotaciones inferiores al 2.5% da un factor de 3. Se opta por el valor de altas rotaciones dado que su comportamiento se asemeja en gran medida al comportamiento

del modelo de plasticidad concentrada. Un factor de 3 reduciría demasiado el cortante y el comportamiento después de la fluencia no se modelaría adecuadamente.

En cuanto al endurecimiento se opta por el valor de 0.3% que propone la solución de mayor ajuste a la curva histerética.

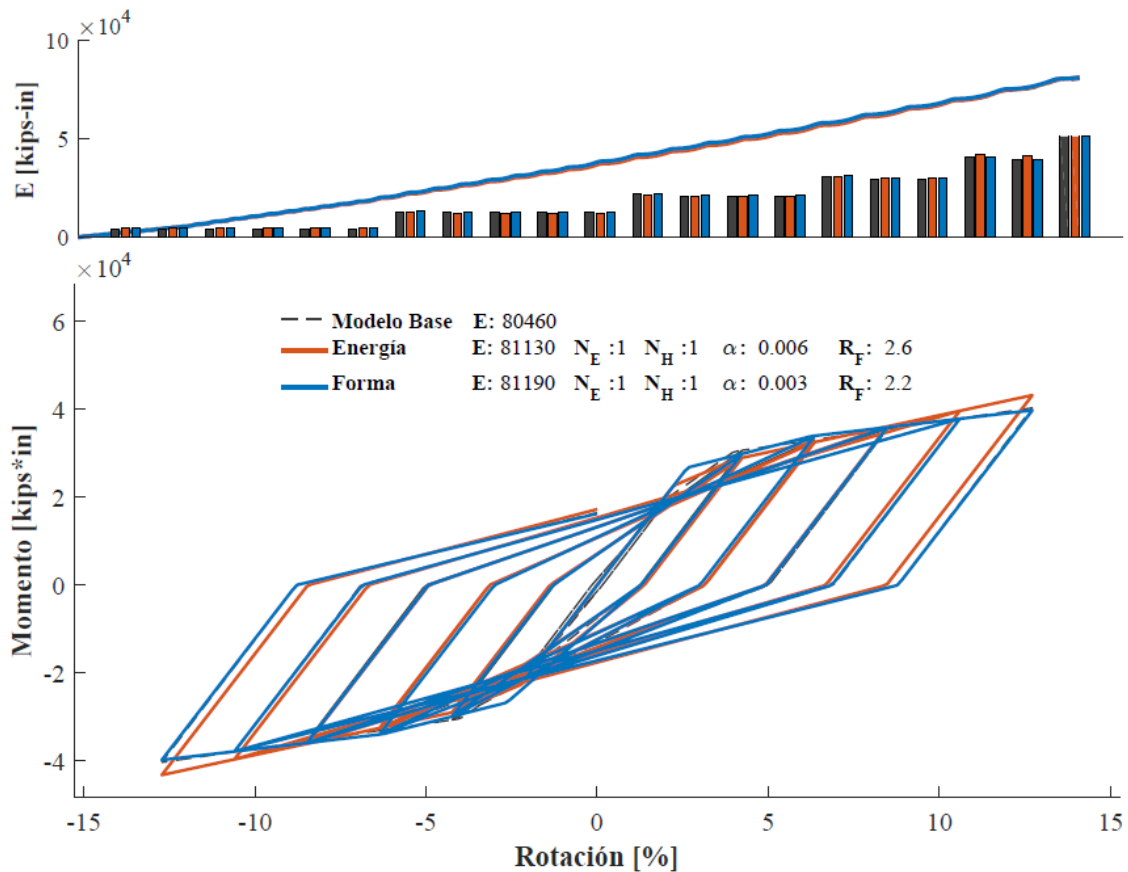


Figura 57: Calibración Section Aggregator: a) Energía acumulada, b) Curva Histerética. Rotación Plástica

Los parámetros finales del método *Section Aggregator* son: Factor de Rigidez Flexural (R_I) 1.6, Factor de Reducción de Fluencia (R_F) de 2.2 y un Factor de Endurecimiento (α) de 0.3%

En la *Figura 58* se muestra una comparación entre la energía disipada con el segundo protocolo de carga de altas rotaciones en todas las conexiones viga-columna de la estructura.

Se observa que existen diferencias considerables de hasta 70% en los dos niveles superiores, esto puede significar problemas en la modelación del *Doubler Plate*, ya que las conexiones que presentan mayor error son aquellas con poco o nulo espesor adicional. Además, se muestra que los dos modelos presentan gran diferencia entre la energía disipada por las conexiones internas y externas. Las conexiones internas duplican la

capacidad de las conexiones externas. Esta diferencia puede ser significativa el momento de la fluencia de los elementos.

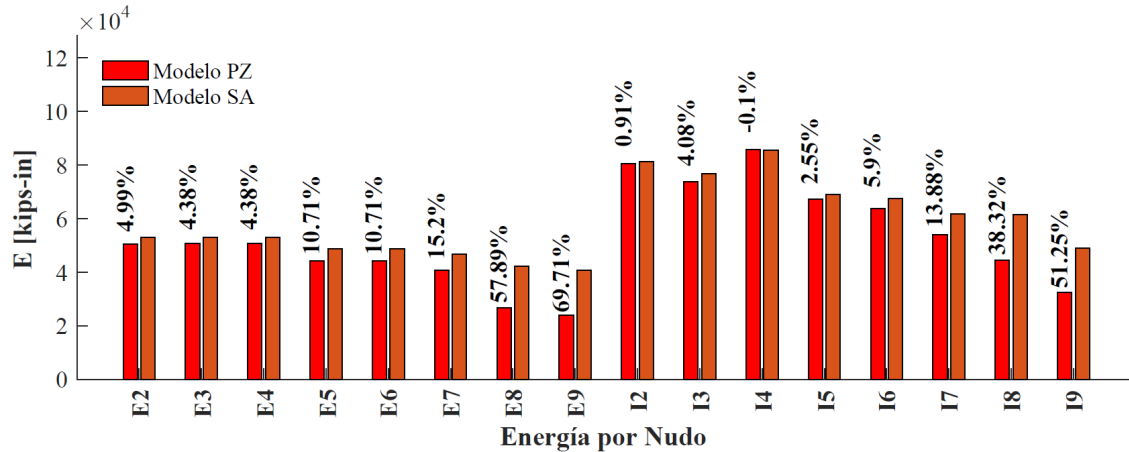


Figura 58: Comprobación de los métodos PZ y SA en la Energía Disipada

En la Figura 59 se muestra una comparación entre el momento máximo alcanzado en el protocolo de altas rotaciones en todas las conexiones viga-columna de la estructura. El comportamiento es similar al de energía disipada, los errores se producen en los dos niveles más altos debido a la modelación del *Doubler Plate*.

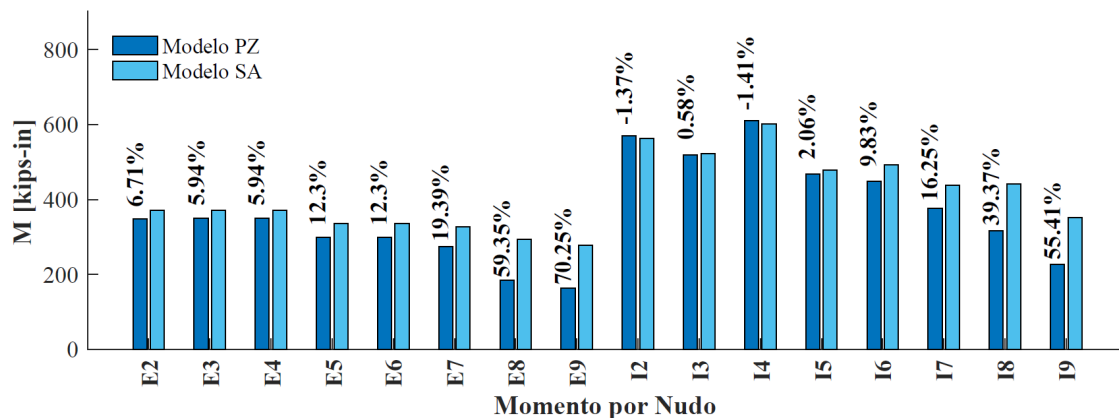


Figura 59: Comprobación de los métodos PZ y SA en el Momento

En el desarrollo de este documento se utilizarán los dos modelos: Plasticidad Distribuida con Plasticidad Concentrada en las uniones (*Panel Zone*) y Plasticidad Distribuida en todos los elementos (*Section Aggregator*). Con la finalidad de determinar la influencia que tiene la modelación de las conexiones viga-columna en el comportamiento de la estructura.



5. Parámetros de la Modelación de Fibras

Realizar un modelo con plasticidad distribuida de tipo fibras, puede significar un alto costo computacional (Spacone, Filippou, & Taucer, 1996). Para aumentar la eficiencia de estos modelos el documento “*NIST GCR 17-917: Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings.*” propone determinar parámetros óptimos que permitan obtener una respuesta precisa con el menor costo computacional posible (NIST, 2017):

- Discretizar la sección con el mínimo posible de fibras.
- Optimizar la distribución de las fibras.
- Disminuir el número de puntos de integración por elemento.
- Modelar las secciones en las que se espera fluencia considerando posibles efectos fenomenológicos.

En este capítulo se analizan estos puntos en las siguientes secciones, realizando validaciones con análisis estáticos que demuestren que los parámetros seleccionados no afecten el comportamiento no-lineal de los elementos o de la estructura.

5.1. Discretización de la Sección

Las secciones por utilizar son tipo W por lo que se realiza una discretización en los patines y el alma por separado. A mayor discretización se garantiza un resultado de más aproximado (Powell, 2010), por esto se realizan varias corridas para determinar el número óptimo de divisiones en las secciones.

Además, se consideran cuatro elementos adicionales para representar las zonas de empalme, estas áreas representan un incremento de hasta 3% en la resistencia de los elementos y un aumento en el cortante basal de hasta 1.5% según el documento “*Second-order flexibility-based model for nonlinear inelastic analysis of 3D semi-rigid steel frameworks*” (Chiorean, 2017).

La transformación del área de los empalmes se la realiza considerando que se genera un arco de circunferencia entre el alma y el patín. Se obtiene la Inercia de esta sección respecto al eje mayor y se iguala a un área rectangular equivalente. El procedimiento se detalla en la *Figura 60*.

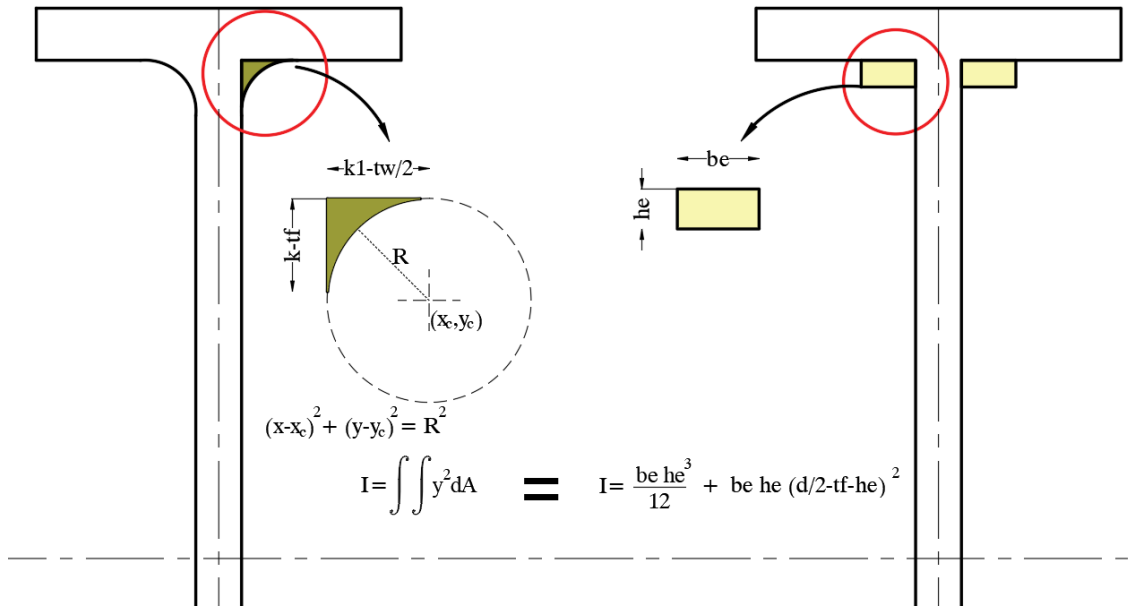


Figura 60: Área Equivalente de Empalme.

El procedimiento considera un arco circular por lo que el radio quedaría definido por la longitud de empalme (k_1) y la mitad del espesor del alma (t_w), pero debido a que las longitudes de empalme en los dos ejes del arco no son iguales, se debe corregir el radio al considerar la relación entre las longitudes de empalme. El valor del radio del arco de empalme se define en la *Ecuación 8*.

$$R = \left(k_1 - \frac{t_w}{(k - t_f)/(k_1 - t_w/2)} \right)$$

R: Radio Equivalente

t_f : Espesor del Patín

k: Factor de la Sección

k_1 : Factor de la Sección

t_w : Espesor del Alma

Ecuación 8: Radio de empalme modificado.

Una vez que se ha definido el radio se procede a obtener la inercia del empalme y se iguala con la inercia del rectángulo equivalente. Las posibles combinaciones de altura (h_e) y base (b_e) para el rectángulo que satisfacen la condición de inercia son infinitas por la naturaleza paramétrica de la ecuación.

Por simplicidad de cálculo y para reducir la expresión final, se define la altura del rectángulo equivalente (h_e) como el ancho del patín (t_f). Con este valor de altura, la base (b_e) queda definida por la *Ecuación 9*.



$$b_e = \frac{3R^4 (5\pi - 16) - 4R^3(3\pi - 10)h + 12R^2(\pi(1 - d t_f) - h^2) + \pi(t_f^2 + 3R^2 d^2)}{4t_f(18d t_f - 28t_f^2 - 3d^2)}$$

R: Radio Equivalente

t_f: Espesor del Patín

d: Peralte de la Sección

h: Distancia entre Patines ($d - 2t_f$)

b_e: Base del rectángulo Equivalente

Ecuación 9: Base del rectángulo equivalente.

Los resultados de la sección se validan con el Momento Plástico (M_p) calculado de forma analítica por la *Ecuación 10*, que relaciona el coeficiente de Módulo Plástico de la sección (Z_x), el esfuerzo de fluencia (f_y) y el factor de esfuerzo de fluencia esperado (r_y). (AISC, 2010)

$$M_p = r_y f_y Z_x$$

M_p: Momento Plástico de la Sección

r_y: Factor de Fluencia Esperado

f_y: Esfuerzo de Fluencia

Z_x: Módulo Plástico de la Sección

Ecuación 10: Momento Plástico

En la *Tabla 9* se presentan los parámetros con los que se modelaron las secciones incluyendo los necesarios para modelar la zona de empalme.

Tabla 9: Parámetros de las secciones de Vigas y Columnas

TIPO	SECCION	d [in]	bf [in]	tw [in]	tf [in]	k [in]	k1 [in]	Zx [in ³]
VIGA	W30X108	29.80	10.50	0.545	0.760	1.6875	1.1250	346
	W30X116	30.00	10.50	0.565	0.850	1.7500	1.1250	378
	W27X94	26.90	10.00	0.490	0.745	1.6250	1.0625	278
	W24X84	24.10	9.02	0.470	0.770	1.6875	1.0625	224
	W21X68	21.10	8.27	0.430	0.685	1.3750	0.8750	160
COLUMNA	W24X131	24.50	12.90	0.605	0.960	1.8750	1.1250	370
	W24X94	24.30	9.07	0.515	0.875	1.7500	1.0625	254
	W24X162	25.00	13.00	0.705	1.220	2.1250	1.1875	468

Para determinar el número de divisiones óptimas se analizaron distintos casos de discretizaciones tanto en el patín como en el alma. Los casos por analizar se presentan en la *Figura 61*.

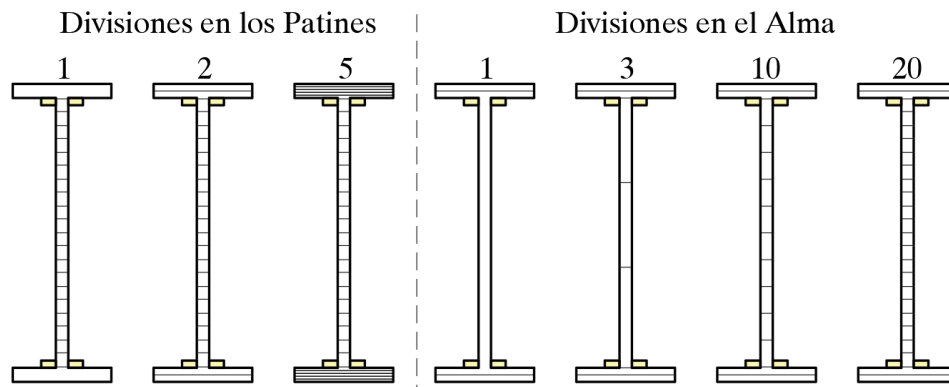


Figura 61: Discretización de la Sección: Casos a Analizar

El efecto de las divisiones se comprobó en una sección W30x108, los resultados de estas divisiones y su influencia en el comportamiento de la sección se muestran en la *Figura 62 (a) y (b)*.

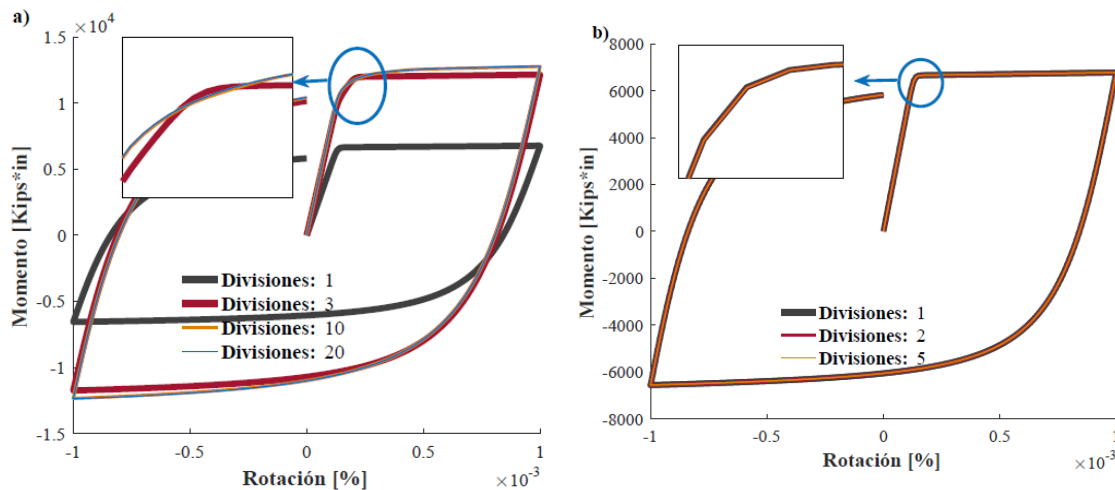


Figura 62: Discretización de la Sección a) Divisiones Alma b) Divisiones Patín

La mayor influencia se da por la discretización en el alma antes que por la discretización en el patín. Además, se observa una nula variación en la discretización del patín con diferencias, en los momentos máximos, inferiores al 0.1%. Por otra parte, el momento máximo aumenta de acuerdo con la discretización del alma, sin embargo, entre 10 a 20 divisiones el momento se estabiliza con una variación de 0.2%.

Se determina como número óptimo de discretizaciones de la sección, siendo X, Y divisiones perpendiculares al alma y a los patines respectivamente, como se presenta en la *Tabla 10*.



Tabla 10: Discretización Óptima de la Sección

Zona	Discretización	
	X	Y
Patín	5	2
Alma	10	2

El número de 2 divisiones en el eje Y se la realiza por recomendación del documento “NIST GCR 17-917: Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings. Part IIa - Steel Moment Frames” el cual indica que en caso de tener flexión uniaxial la discretización en el eje menor de la sección carece de importancia (NIST, 2017).

Se comprobó el efecto del área equivalente debido a la zona de empalme, en la Tabla 11 se presentan los resultados de las secciones modeladas con y sin esta área, así como su error respecto al momento plástico analítico. El área equivalente genera un incremento en el momento plástico de hasta 1.75% y reduce las diferencias con el momento plástico analítico hasta valores inferiores al 0.80%.

Tabla 11: Verificación de los momentos plásticos de secciones

Sección	W30x108	W30x116	W27x94	W24x84	W21x68	W24x131	W24x94	W24x162
Mp An.	20933	22869	16819	13552	9680	22385	15367	28314
Sección Ordinaria								
Mp Mo.	20615	22586.6	16575.4	13421.1	9522.46	22302.8	15208.2	28245.3
Error	-1.52%	-1.23%	-1.45%	-0.97%	-1.63%	-0.37%	-1.03%	-0.24%
Sección con Área Equivalente								
Mp Mo.	20900.2	22848.5	16817.5	13658.4	9631.11	22503	15411.8	28412.1
Error	-0.16%	-0.09%	-0.01%	0.79%	-0.51%	0.53%	0.29%	0.35%

Se comprobó la correcta modelación del tramo de menor ancho de patín de las conexiones precalificadas RBS, al comparar el momento plástico de la sección reducida. Se utiliza la Ecuación 10, con una variación en el módulo de plasticidad (Z_{RBS}) dado por la Ecuación 11.

$$Z_{RBS} = Z_x - 2 c t_f (d - t_f)$$

Z_{RBS} : Módulo Plástico de la Sección Reducida t_f : Espesor del Patín

c : Parámetro del RBS d : Peralte de la Sección

Ecuación 11: Módulo de Plasticidad de la sección reducida (AISC, 2010)



Se verificó la capacidad de la sección crítica de las conexiones precalificadas *RBS*, los resultados se presentan en la *Tabla 12*. En estas secciones se observa un error superior a las secciones ordinarias, siendo el máximo de 0.85%.

Tabla 12: Verificación de los momentos plásticos de secciones reducidas RBS

Sección	W30x108	W30x116	W27x94	W24x84	W21x68
M _p An.	13923	15000	10925	8650	6182
M _p Mo.	13837	14934	10864	8653	6129
Error	0.62%	0.44%	0.56%	0.03%	0.85%

5.2. Discretización de los Elementos

En esta sección se presentan la selección del número de elementos necesarios para la representación de las zonas de fluencia en las que se consideran: zonas de sección reducida (*RBS*) y extremos de las columnas.

5.2.1. Zonas de Sección Reducida (*RBS*)

La modelación de las rótulas plásticas depende de la discretización que se haga del elemento (Scott & Fenves, 2006). En el caso de las conexiones precalificadas *RBS*, la variación del ancho del patín (b_f) no es lineal, se ha propuesto una discretización con divisiones de igual longitud, cada uno con un ancho que sigue la distribución dada por el *AISC 358-10*. En la *Figura 63* se presenta la vista en planta de la distribución real frente a la discretizada.

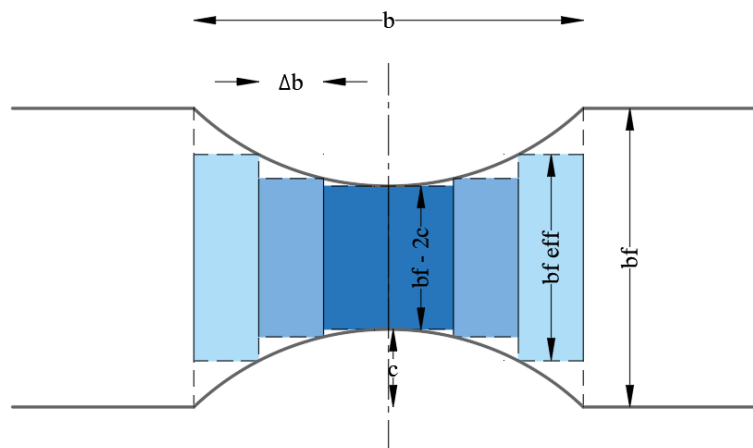


Figura 63: Discretización del elemento RBS

Se realizaron análisis estáticos no-lineales tipo *PushOver* con la finalidad de determinar el número óptimo de divisiones en los elementos de las conexiones precalificadas, los resultados se presentan en la *Figura 64*.

En esta figura se observa que la discretización *RBS* no modifica el comportamiento de la estructura en mayor medida (*excepto por la división de dos elementos*), la rigidez inicial se mantiene con una variación de 5%, el punto de fluencia presenta variaciones de 4% y se produce un punto de reducción de rigidez al alcanzar una deriva cercana al 2.9%.

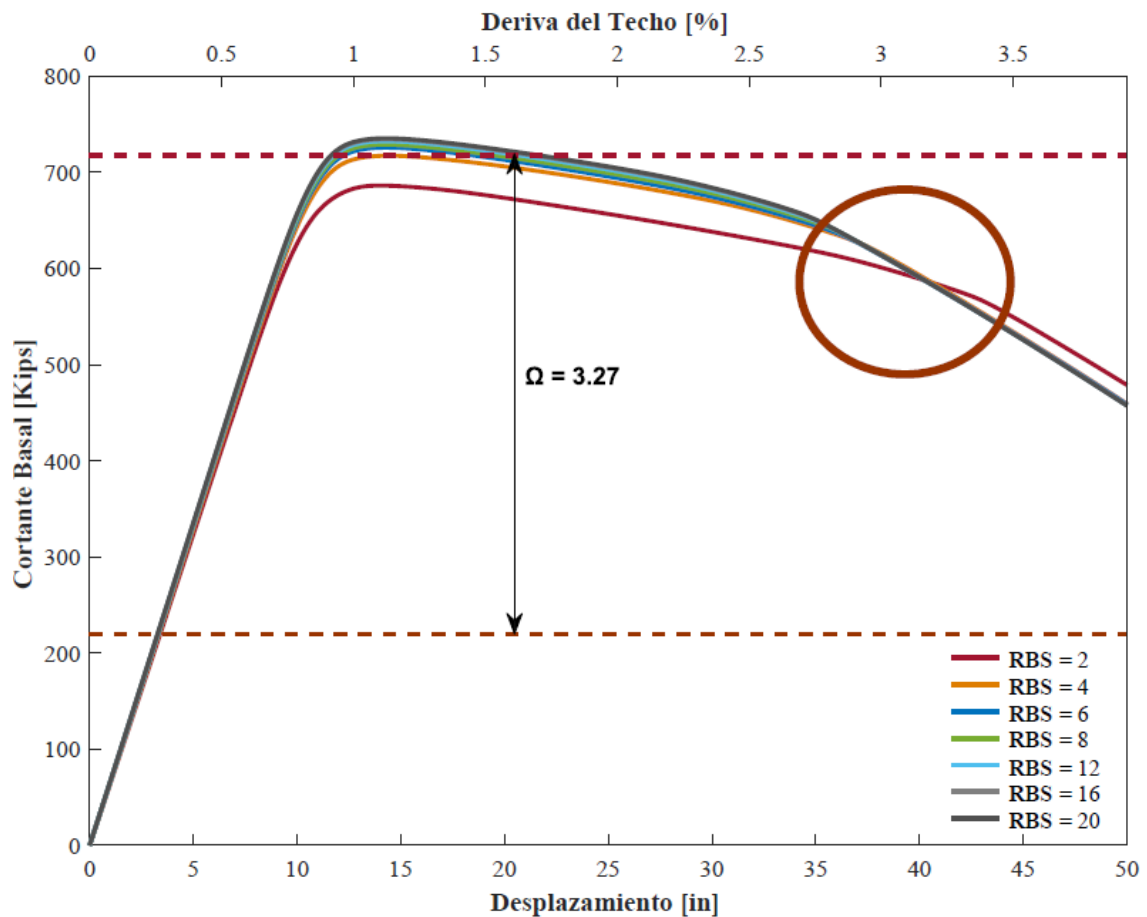


Figura 64: Influencia de la División en la conexión RBS

Un análisis específico de las variaciones se presenta en la *Figura 65*. Existe una estabilización del cortante máximo, así como de la ductilidad conforme aumenta el número de divisiones en la conexión RBS. Con 6 elementos se presentan variaciones en los cambios relativos tanto de ductilidad como de sobre-resistencia menores al 2.0%, con un cambio en el tiempo computacional de un 15% respecto a 4 divisiones.

Superior a este rango los errores de los parámetros disminuyen, pero el tiempo computacional aumenta exponencialmente por lo que mayores divisiones no representan un cambio significativo en los parámetros de la estructura, pero si un aumento considerable del tiempo de análisis. Siendo este el motivo para seleccionar como valor óptimo un total de 6 divisiones por conexión precalificada tipo RBS.

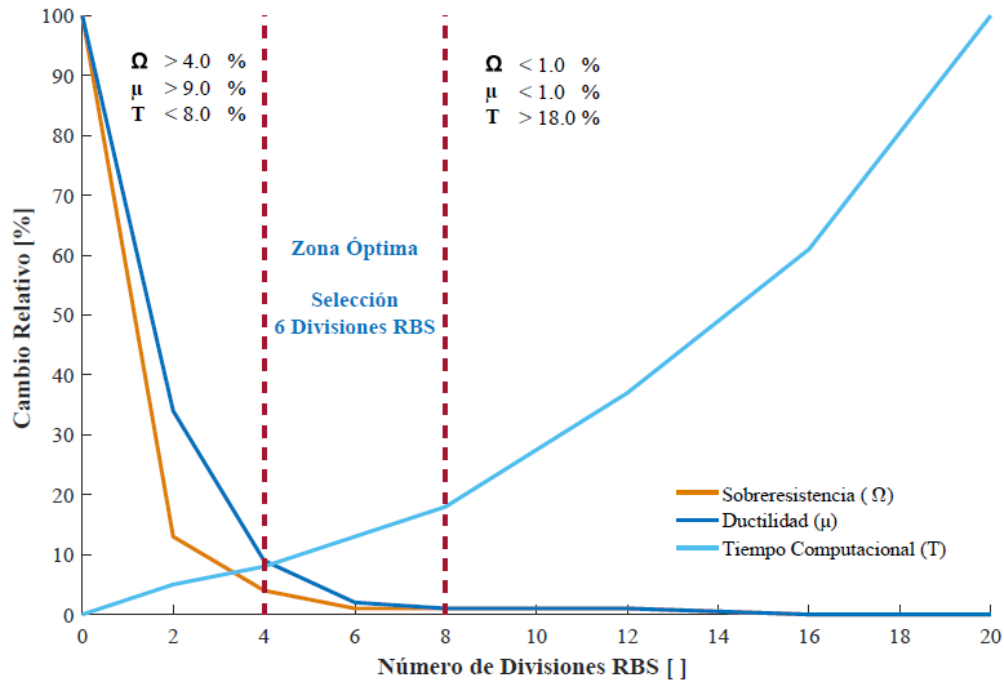


Figura 65: Resultados de la División de RBS

5.2.2. Zonas de Fluencia

Los modelos de fibras en general dependen de la subdivisión de elementos y los puntos de integración para obtener un resultado adecuado. Como ya se mostró en los elementos tipo *RBS*, en zonas de posible fluencia es necesario discretizar los elementos para obtener un resultado más adecuado (Scott & Fenves, 2006).

Se proponen análisis con diferentes tipos de discretizaciones tanto en columnas como en vigas y se elige el resultado más óptimo correspondiente al menor número posible de elementos que presente la menor variación en un análisis estático no-lineal. En la *Figura 66* se definen las alternativas a analizar, las cuales corresponden a:

- Sin divisiones a).
- Tres divisiones en Columnas b).
- Divisiones en Columnas cada 10 pulgadas c).
- Divisiones en los extremos de las columnas con una distancia de 1/12 de la longitud de entrepiso, con una subdivisión interna de tres elementos d).

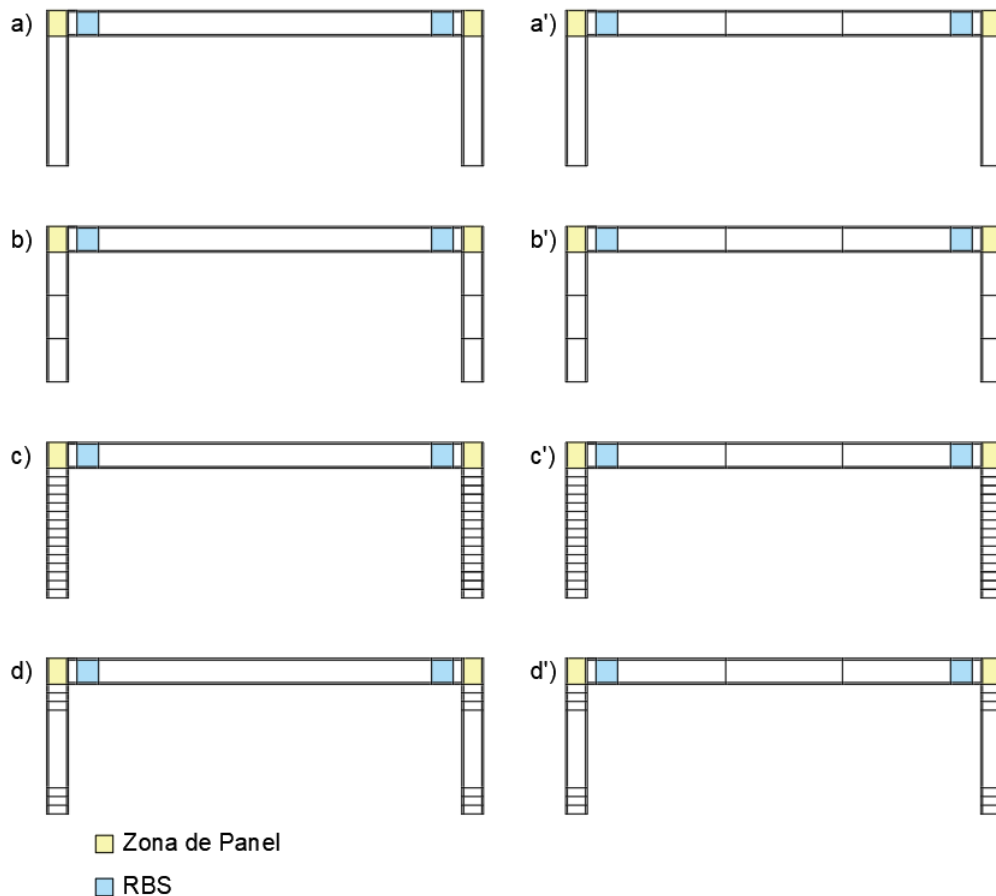


Figura 66: Casos Analizados de Subdivisiones

Los casos a'), b'), c') y d') poseen las mismas divisiones en las columnas que $a)$, $b)$, $c)$ y $d)$ respectivamente, añadiendo tres divisiones de igual longitud en el elemento viga. Los casos se analizan en un pórtico de un piso con las secciones correspondientes al primer nivel y segundo vano del modelo base.

Los resultados del análisis estático, así como la fluencia de los elementos para cada caso se presentan en la *Figura 67*. Se observa que la fluencia de los elementos tipo viga no varía de acuerdo con el número de divisiones de estas, dado que los resultados de cortante basal (V) de los literales $a)$, $b)$, $c)$ y $d)$ son los mismos que a'), b'), c') y d'). Se obtiene además un aumento del tiempo computacional en caso de generar divisiones en las vigas. Por estos motivos se opta por mantener un solo elemento tipo viga entre las conexiones precalificadas.

Por otra parte, se observa que la división en los extremos de los elementos columnas si afecta a la fluencia de estos. Existiendo un aumento del cortante basal de hasta un 3% por la discretización.

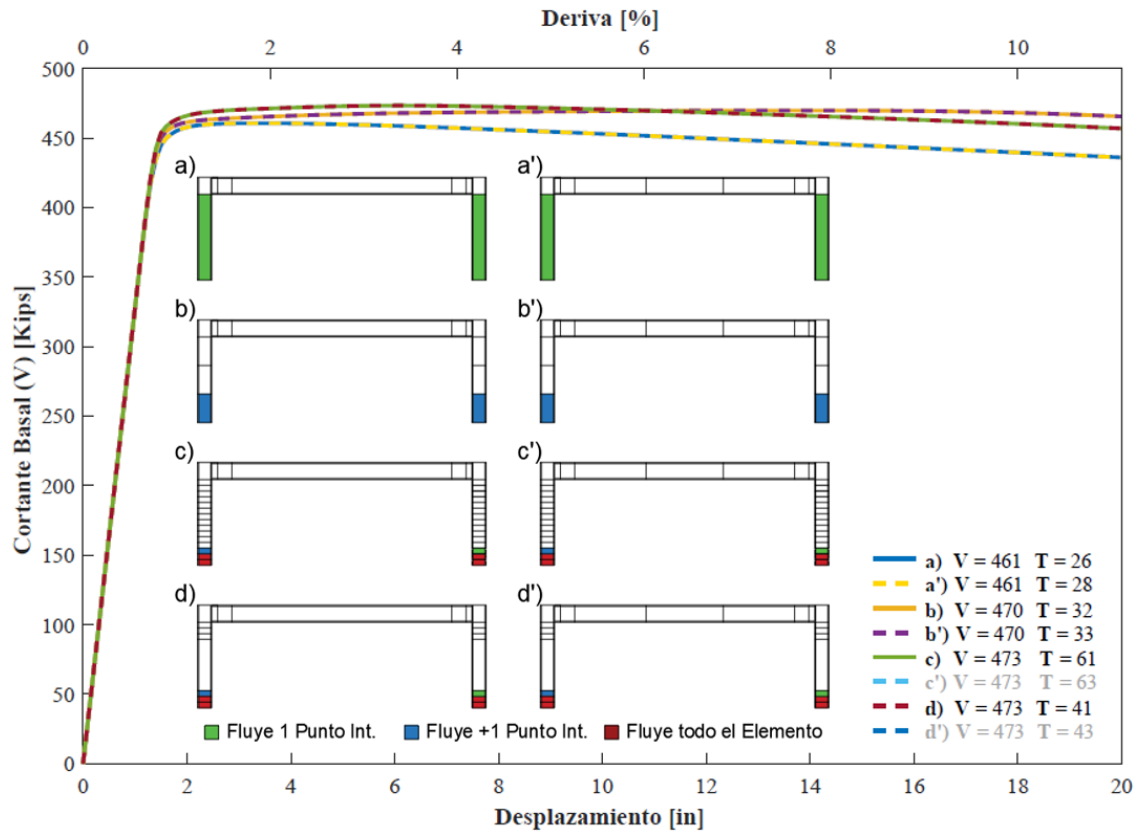


Figura 67: Efecto de la División de Elementos

Se determina como divisiones óptimas el caso *d)*, por su respuesta de cortante basal igual al caso de mayor discretización *c)*, pero con menor tiempo computacional.

5.3. Puntos de Integración

Estos definen los puntos del elemento en los que se realizará el equilibrio de fuerzas y deformaciones. Cabe destacar que todos los puntos de integración de un elemento están conformados por la misma sección, como se muestra en la *Figura 68*, por lo que en secciones variables se recomienda discretizar el elemento en lugar de agregar puntos de integración (Scott & Fenves, 2006).

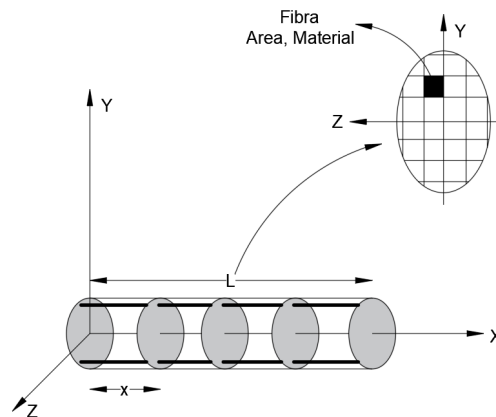


Figura 68: Puntos de Integración (Taucer, Spacone, & Filippou, 1991)

La distribución de los puntos de integración puede ser diversa y permite mejores aproximaciones a los resultados dependiendo del caso en el que es analizado el elemento. En el caso de la distribución Gauss-Lobatto, se requiere un menor número de puntos puesto que esta configuración captura el comportamiento en los extremos del elemento donde los esfuerzos son más críticos (Scott M. , 2011).

Tanto las ubicaciones como los pesos de esta distribución vienen dados por los polinomios de Legendre ($P(x)$). Las ubicaciones (x_i) son las raíces de la derivada del polinomio ($P'_{n-1}(x)$). Para generalizar los pesos de cada punto de integración se utiliza la *Ecuación 12*.

$$w_i = 2 / n (n - 1) (P_{n-1}(x_i))^2 \qquad w_{1-n} = 2 / n (n - 1)$$

w_i : Pesos de Nodos no Extremos w_{1-n} : Pesos de Nodos Extremos

n : Número de Puntos de Integración P_{n-1} : Polinomio de Legendre

Ecuación 12: Pesos de la Distribución de Gauss-Lobatto: a) Puntos Medios b) Puntos Extremos (Weisstein, 2018)

Para la determinación del número de puntos de integración se consideró que las secciones de todos los elementos tendrán el mismo número de puntos de integración. Los resultados del análisis de la variación de los puntos de integración se presentan en la *Figura 69*. Se determina que con más de tres puntos la diferencia en el cortante basal y en la ductilidad se reducen a cero. Una variación de tres a cuatro puntos de integración genera un aumento de 48.7% del tiempo computacional y este aumenta conforme aumenta la cantidad de puntos.

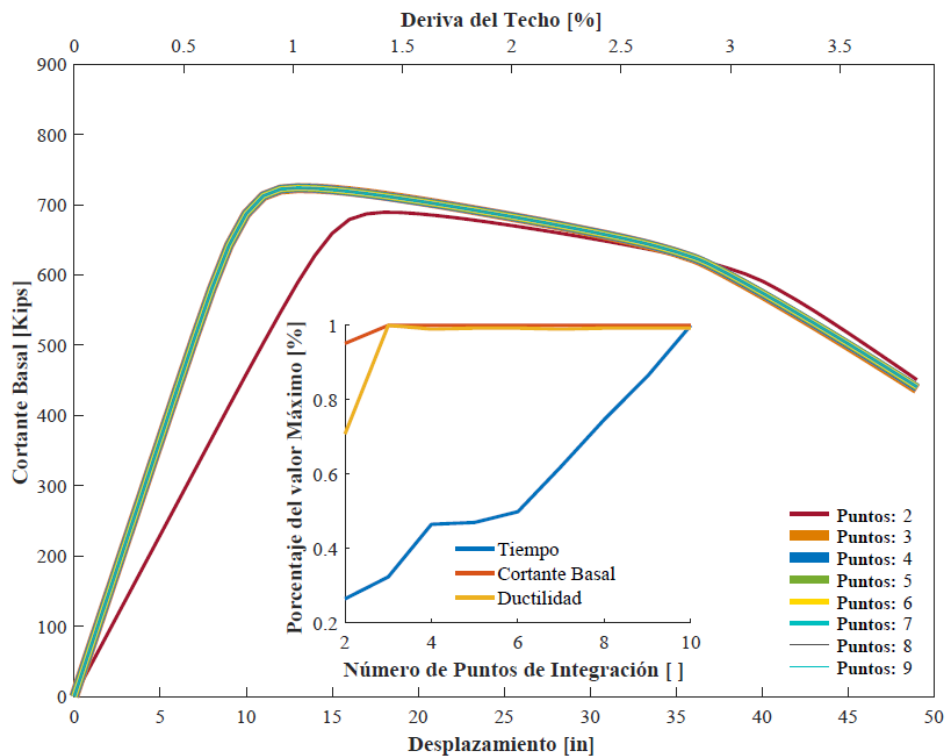


Figura 69: Puntos de Integración

De acuerdo con este análisis y con la recomendación del documento “*Numerical Integration Options for the Force-Beam-Column Element in Opensees*” (Scott M. , 2011), se define el valor óptimo de 3 puntos de integración, siendo el mínimo número para aplicar la distribución de Gauss-Lobatto. Las guías de análisis no lineal dadas por el NIST, indican que se debe utilizar un valor entre 3 a 5 puntos de integración en la formulación de fibras controlada por fuerza para evitar problemas numéricos de convergencia. (NIST, 2017)

6. Método de Análisis

Existen varios métodos de análisis de acuerdo con los efectos que se incluyen en la estructura, los cuatro métodos más utilizados e importantes se visualiza en la *Figura 70* (Vielma & Cando, 2015).

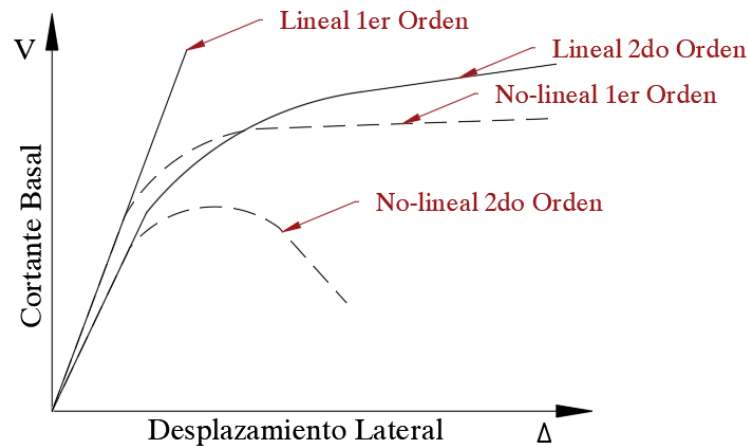


Figura 70: Métodos de Análisis representados en un Análisis Estático (Vielma & Cando, 2015)

En este capítulo se detallan las consideraciones necesarias para realizar el cuarto tipo de análisis, la no-linealidad del material se detalló en el capítulo 4. Sin embargo, en esta sección se muestra el comportamiento no-lineal de los principales elementos de la estructura. Además, se muestra la inclusión de efectos adicionales junto con los efectos de segundo orden geométricos.

6.1. Comportamiento No-lineal de los Elementos

Una vez definidos los materiales y parámetros óptimos para la modelación de fibras. Se determina el comportamiento de los elementos y se compara con modelos de plasticidad concentrada para determinar la correcta simulación de efectos fenomenológicos localizados que estos elementos pueden tener.

Todos los elementos son modelados con fibras controladas por fuerzas, a excepción de la Zona de Panel en el caso del modelo *Panel Zone* que se modela con plasticidad concentrada como se explicó en la sección 4.2.1. A continuación, se presenta un detalle de la modelación de cada elemento con los parámetros óptimos definidos en el capítulo 5. Cada sección presenta la configuración detallada en la *Figura 71*.

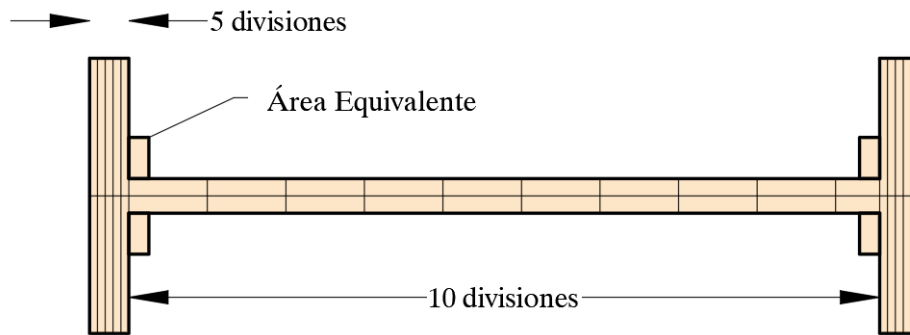


Figura 71: Discretización de la Sección

6.1.1. Elemento Tipo Viga

Los elementos tipo viga se modelan entre los bordes de las Zonas de Panel. Constan de un total de 15 elementos distribuidos de la siguiente manera:

- Un elemento a cada extremo que une la Zona de Panel con las conexiones precalificadas tipo RBS.
- Seis elementos para cada conexión precalificada tipo RBS.
- Un elemento que une las conexiones precalificadas tipo RBS de cada vano.

En la *Figura 72* se presenta la configuración de un elemento tipo Viga. La discretización de elementos en la conexión precalificada RBS y en los demás elementos de la viga obedecen a los resultados obtenidos de la sección 5.2.

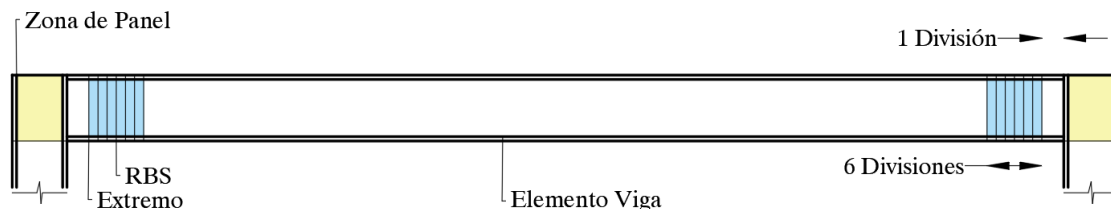


Figura 72: Detalle de un elemento tipo Viga

El comportamiento histerético se comprobó en una viga W30x108, como se muestra en la *Figura 73*. La sección alcanza el momento de fluencia independientemente del material a utilizar, sin embargo, los materiales con degradación *Steel02* y *Parallel* no alcanzan el momento plástico.

La degradación del material *Bilin* se busca simular con la degradación cíclica de los materiales como se especificó en la sección 4.1. Aunque la degradación cíclica no genera una pendiente tan pronunciada como el modelo de *deterioro de Ibarra y Krawinkler*, se aprecia una pérdida de resistencia a altas rotaciones en los materiales *Parallel* y *Steel02*.

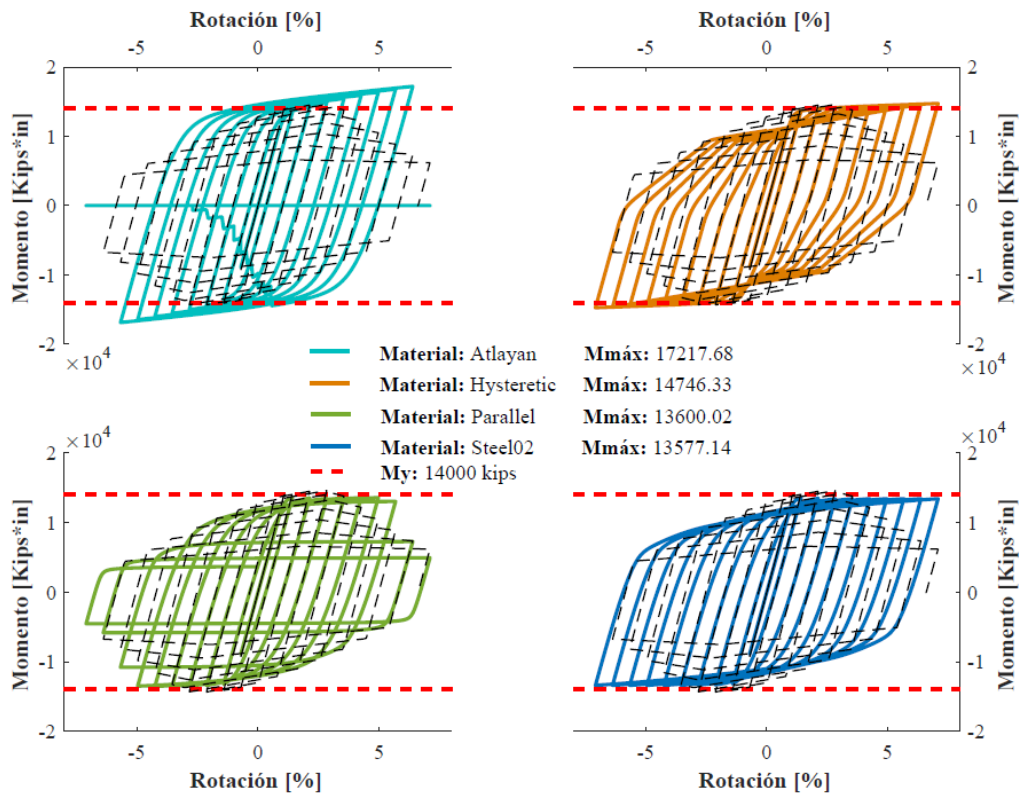


Figura 73: Comportamiento Histerético sección RBS W30x108

6.1.2. Elemento Tipo Columna

Estos elementos se modelan entre los bordes de la Zona del Panel. Constan de un total de 7 elementos distribuidos de la siguiente manera:

- Tres elementos a cada extremo de la columna con una longitud de 1/12 de la longitud total de la columna.
- Un elemento central que une las discretizaciones dichas previamente.

Se realiza esta discretización para captar la fluencia de las columnas en la estructura. La discretización de los elementos de la columna obedece a los resultados obtenidos de la sección 5.2.

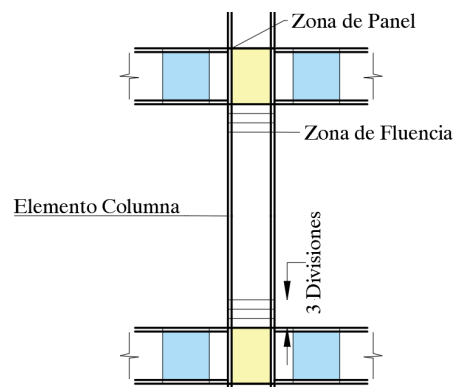


Figura 74: Detalle de un elemento tipo Columna

Se presenta el comportamiento histerético de una sección tipo Columna W24x162 en la *Figura 75*. En esta se observa que todos los materiales alcanzan el momento de fluencia, pero solo el material *Hysteretic* se acerca al momento plástico de la sección. Los otros materiales *Parallel* y *Steel02* no alcanzan mayor resistencia debido a la degradación cíclica. Se observa una fuerte reducción de resistencia en el material *Parallel*.

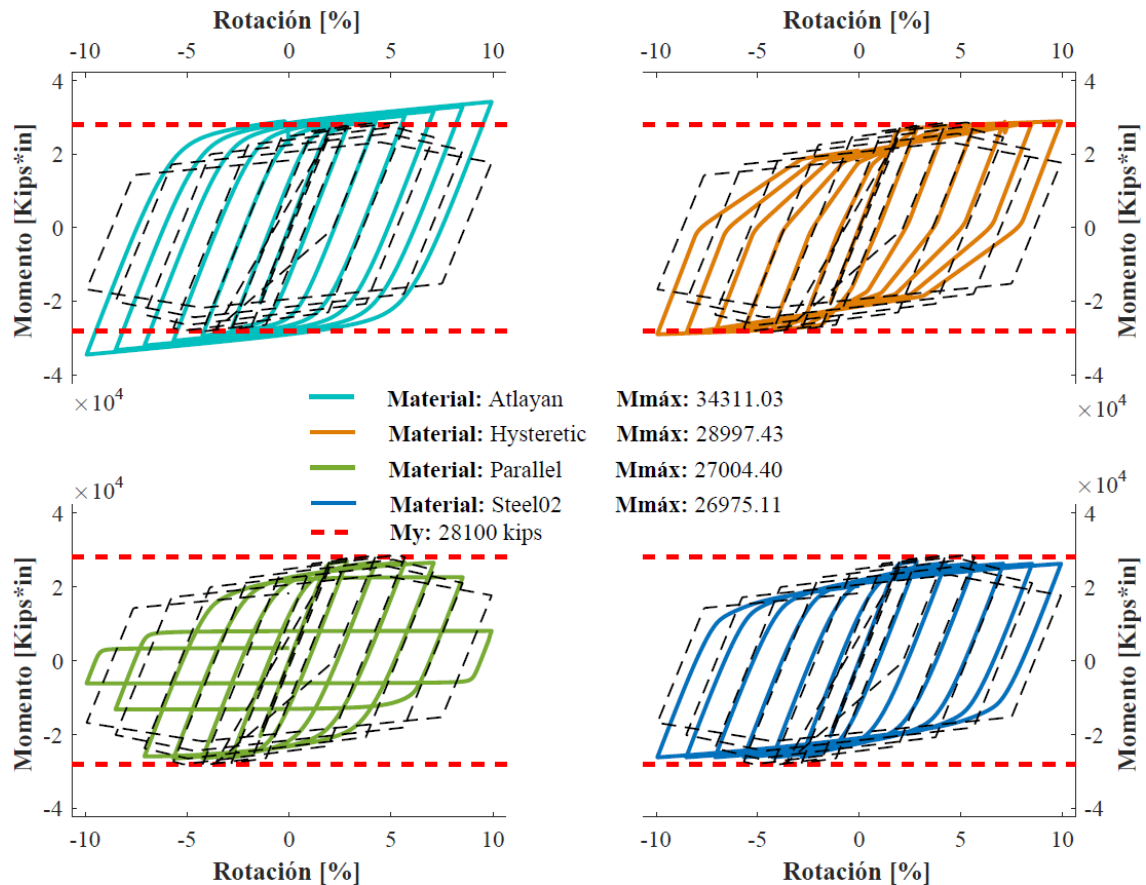


Figura 75: Comportamiento Histerético Columna W24x162

El documento *FEMA P-440a*, presenta dos tipos de degradación del material: degradación cíclica y degradación en ciclos. La degradación en ciclos en acero corresponde a efectos fenomenológicos como: pandeo, pandeo local de los patines y fallas frágiles (FEMA, 2009).

Esta diferencia de degradación tiene importancia principalmente en picos de desplazamientos. En la *Figura 76*, se observa la influencia al someterse al mismo registro dos materiales con los tipos de degradación expuestos y como el material con degradación en ciclos genera colapso de la estructura.

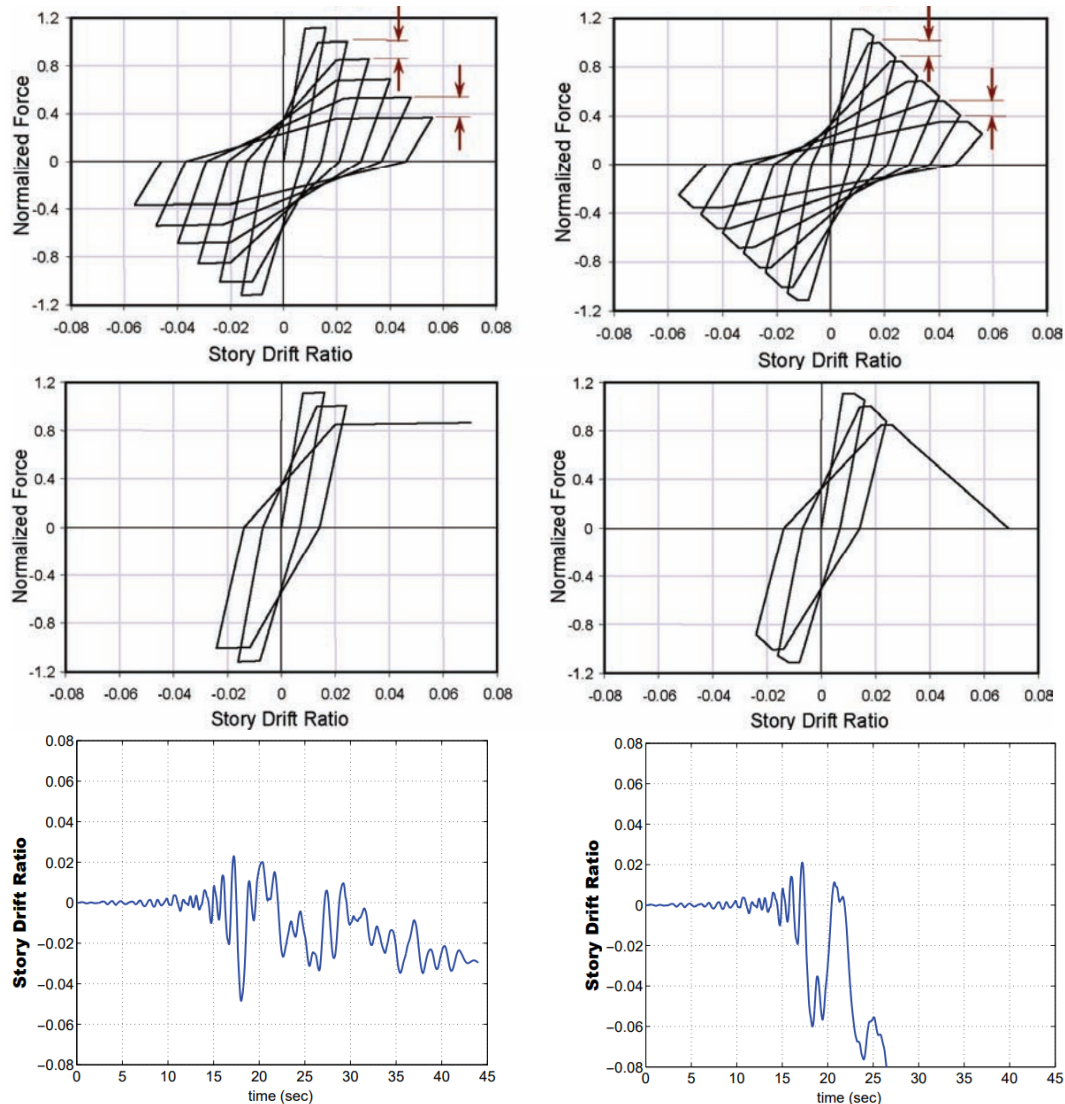


Figura 76: Influencia de degradación: Cíclica y en Ciclos (FEMA, 2009)

Los materiales de este documento modelados con fibras únicamente presentan degradación cíclica por lo que no se recomiendan para análisis de colapso ya que reducen la deriva real que puede tener la estructura.

6.1.3. Elemento tipo Unión Viga-Columna

La configuración de cada modelo se lo definió en la sección 4.2. Los parámetros utilizados para el modelo *Section Aggregator* responden a los determinados en la sección 4.2.3. Los dos métodos alcanzan tanto el momento de fluencia como el momento plástico, además coinciden en estos puntos. Resultados más detallados se presentan en la calibración del método *Section Aggregator* 4.2.3.



6.2. Efectos de Segundo Orden

Los efectos de segundo orden corresponden a la no-linealidad geométrica que se da por la aplicación de las cargas en la estructura deformada. Según Graham Powell, se presentan tres tipos de análisis de acuerdo con esta característica (Powell, 2010):

- *Análisis de Pequeños Desplazamientos*: Este análisis considera que la diferencia entre la estructura deformada y no deformada son mínimas, realiza el equilibrio en la estructura no deformada y por lo tanto ignora la no-linealidad geométrica.
- *Análisis de Grandes Desplazamientos*: Este análisis considera el equilibrio en la estructura deformada, la no-linealidad geométrica se considera sin aproximaciones.
- *Análisis P-Delta*: Este análisis considera equilibrio en la posición deformada, pero asume que las relaciones de compatibilidad son de orden lineal. En este caso se considera la no-linealidad con aproximaciones.

La aproximación del análisis P-Delta es suficiente en el análisis de estructuras debido a que no presentan elementos de mayor flexibilidad, a excepción de casos especiales como en cables (Powell, 2010).

Como se presentó al inicio de este capítulo en la *Figura 70*, un análisis de segundo orden es necesario el momento de realizar un análisis por desempeño de la estructura ya que reduce la capacidad de esta y aumenta las deformaciones totales de la estructura e incluso puede definir comportamientos de colapso (Gupta & Krawinkler, 2000).

Existen dos efectos de segundo orden que afectan a los elementos estructurales. El primero toma en consideración las deformaciones nodales ($P-\Delta$), es decir, el cambio de posición de los nodos entre la aplicación de la carga y la posición final después de la aplicación de esta. El segundo considera la deformación internodal ($P-\delta$), es decir, la deformación propia del elemento y la redistribución de las cargas aplicadas a este elemento (Chan, 2009).

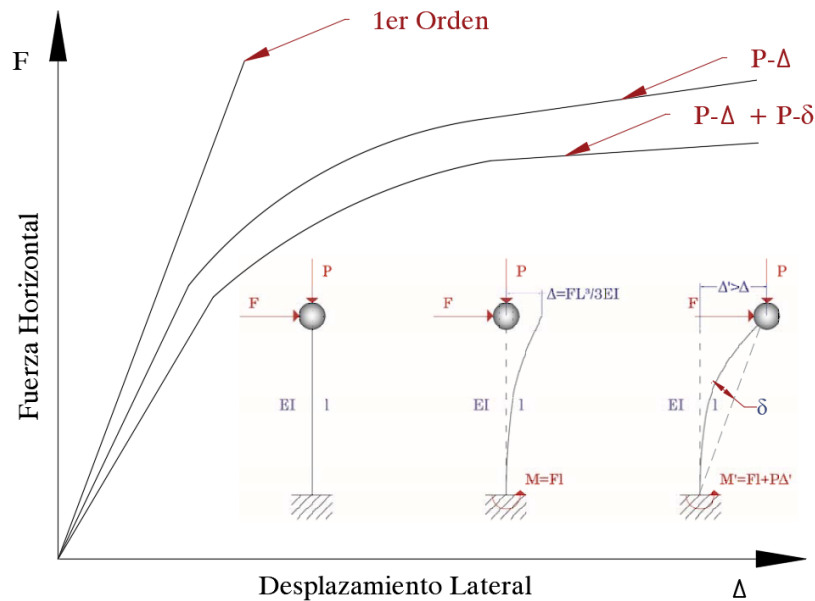


Figura 77: Inclusión de Efectos de Segundo Orden

La relación existente entre el efecto $P-\delta$ y $P-\Delta$ depende de la rigidez del elemento. En el caso de una columna empotrada en la base y libre en el extremo superior, la contribución del efecto $P-\delta$ es de 18%, mientras que la contribución del efecto $P-\Delta$ es de 82%. Por otro lado en el caso de una columna que es parte de un pórtico no arriostrado, la contribución del efecto $P-\delta$ disminuye conforme la rigidez lateral de la viga aumenta, por ejemplo, si la viga contribuye en la mitad de la deriva, el efecto $P-\delta$ que disminuye a 9%, mientras que la contribución del efecto $P-\Delta$ es de 91% (Powell, 2010). Al ser el caso de un sistema estructural de pórticos resistentes a momentos, la rigidez flexural de las vigas influye en el comportamiento lateral de la estructura. Por este motivo en el documento se considera únicamente el efecto $P-\Delta$.

A nivel de elemento la inclusión del efecto P-Delta considera una reducción lineal de la rigidez como se indica en la *Ecuación 13*. (Powell, 2010)

$$K = B^T K_l B + K_{geo} \quad K_{geo} = \frac{P}{L} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

K: Matriz de Rigidez General

K_{geo} : Matriz de Rigidez Geométrica

B: Matriz de de Transformación

K_l : Matriz de Rigidez del Elemento

P: Carga Axial en el Elemento

L: Longitud del Elemento

Ecuación 13: Inclusión del Efecto P- Δ en la formulación (Vries, Geijselaers, Van den Boogaard, & Huisman, 2017)

Los efectos de esta reducción en la estructura son: reducción de la rigidez inicial, reducción de capacidad a la que se alcanza la fluencia y reducción de rigidez después de la fluencia que puede generar rigidez negativa e incluso el colapso de la estructura. Esto se ve reflejado en la *Figura 78* (Gupta & Krawinkler, 2000).

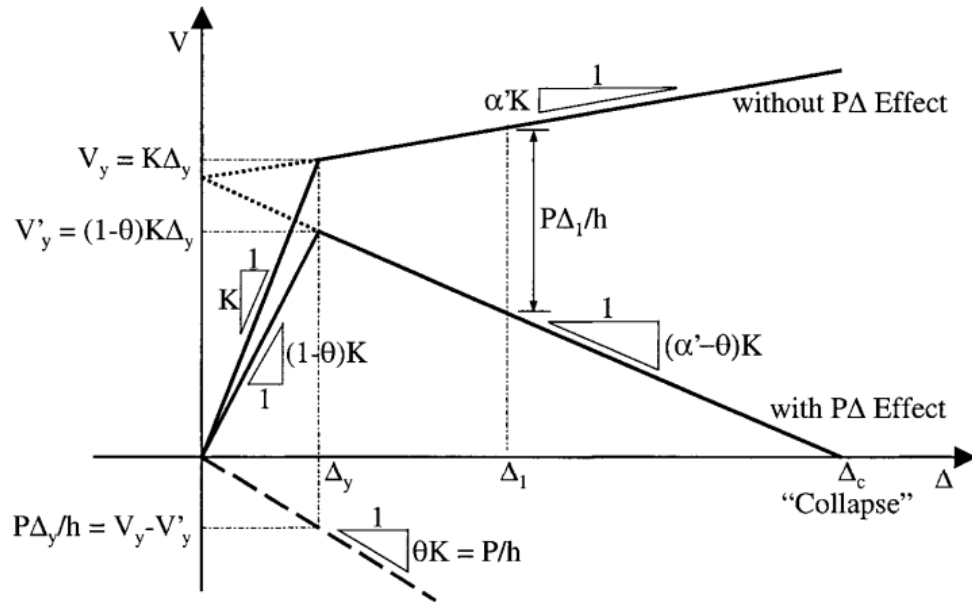


Figura 78: Efectos de la Reducción $P-\Delta$ (Gupta & Krawinkler, 2000)



6.3. Efectos Adicionales

Existen ciertos elementos y fenómenos que pueden afectar el comportamiento del pórtico, principalmente en cuanto a la rigidez lateral. Entre estos están (Gupta & Krawinkler, 1999):

- Efecto de la losa
- Efecto de la carga de gravedad no tributaria (*Parte de los Efectos de Segundo Orden Geométricos*)
- Efecto del sistema de gravedad
- Efectos de sistemas laterales ortogonales
- Efecto de elementos no estructurales

En este documento se analizan únicamente los dos primeros efectos. Los efectos del sistema de gravedad y de sistemas laterales ortogonales no se consideran debido a que están fuera del alcance del modelo base al ser representado en dos dimensiones. El efecto de los elementos no estructurales puede tener una influencia apreciable en el comportamiento elástico de la estructura sin embargo carecen de influencia cuando se supera este rango (Gupta & Krawinkler, 1999).

6.3.1. Efecto de la Losa

El pórtico se encuentra unido al resto de la estructura por un sistema de gravedad sin capacidad lateral y por la losa de cada nivel, esta losa tiene dos efectos en el comportamiento del pórtico (Gupta & Krawinkler, 1999): aumenta la rigidez flexural de las vigas del pórtico y aumentar la resistencia a cortante en uniones viga-columna simples o de corte.

En este documento la inclusión de la losa se limita únicamente a considerar un diafragma rígido, con esto se considera una capacidad axial infinita en las vigas y se generan desplazamientos laterales iguales entre los nodos de un mismo nivel. No se considera para el aumento de rigidez flexural.

Para verificar el efecto de diafragma rígido se realizan dos análisis, el primero con la condición de iguales desplazamientos laterales en las columnas de cada nivel y el segundo sin esta condición. En la *Figura 79*, se muestra una comparación de las curvas *PushOver*, tanto monotónicas como cíclicas.

Si no se considera la losa como diafragma rígido se genera una reducción de 0.5% de la rigidez inicial, a pesar de esto la estructura fluye a las mismas deformaciones. En el comportamiento monótonico se observa que no varía la sobre resistencia y que la ductilidad disminuye en 0.5% debido a que la reducción de rigidez al final de la curva inicia levemente antes que en el análisis considerando diafragma rígido. En el comportamiento cíclico se observa el mismo fenómeno, pero amplificado en cuanto a la ductilidad, esta se reduce un 1.3%, se observa que la pérdida de rigidez inicia en una deriva 0.15% menor que al considerar el diafragma rígido.

Estos resultados indican que se puede considerar un diafragma rígido en cada nivel sin afectar el comportamiento de la estructura, cabe destacar que no se están incluyendo los efectos de la losa en la rigidez flexural.

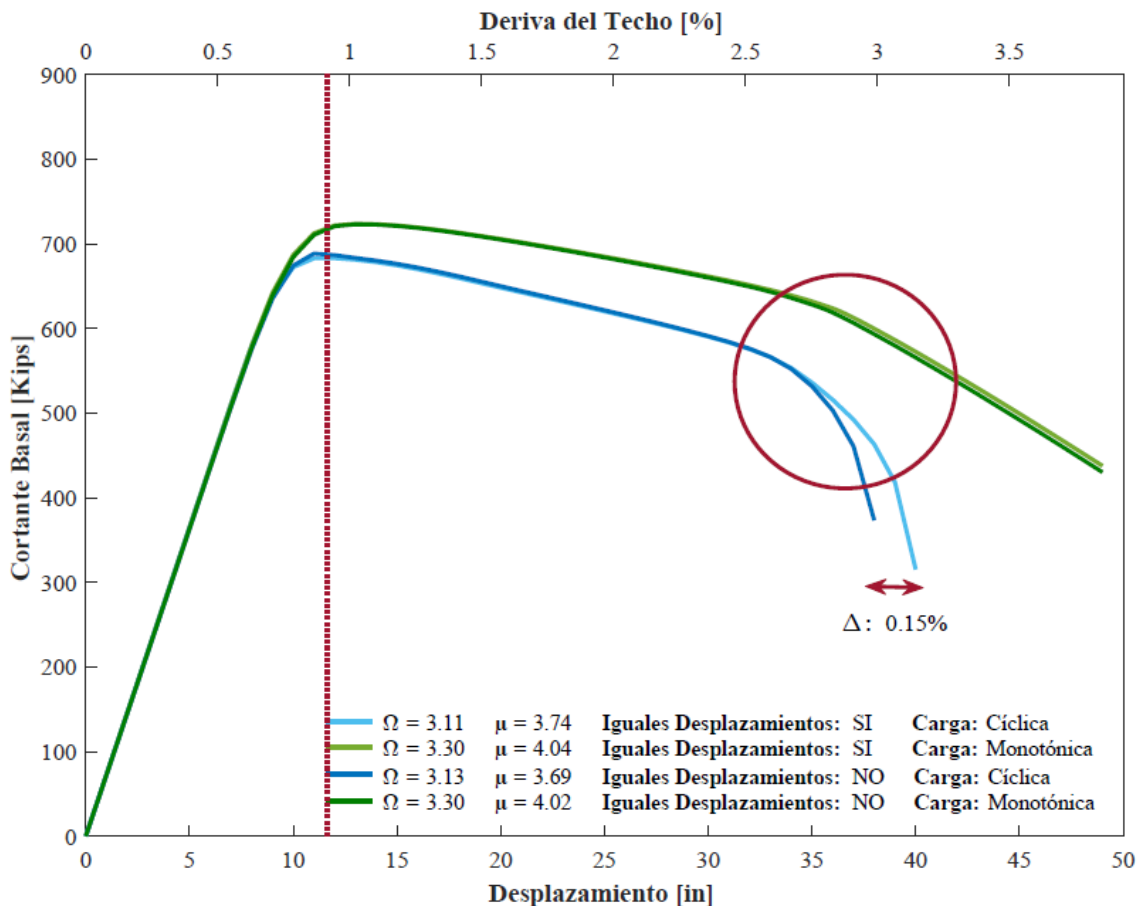


Figura 79: Efectos de diafragma rígido

6.3.2. Efecto de la carga gravitacional

La carga gravitacional no tributaria se la incluye de la misma manera que lo realiza el modelo base, mediante la metodología de la Columna Fantasma (*Leaning Column*).



Capturando así el efecto de la no-linealidad Geométrica o *P-Delta* fuera del pórtico lateral.

Entre las consideraciones de la metodología de columna fantasma se encuentran: que todos los elementos del sistema de gravedad se comportan de manera elástica y que todos los elementos alcanzan su pandeo de forma simultánea. (Geschwindner, 2002)

Frente a la rigidez de estos elementos se presentan varios enfoques que dependen de las características de los elementos de gravedad. En este documento no se considera la influencia del sistema de gravedad en la rigidez lateral de la edificación por lo que se utiliza el método más conservador propuesto por Yura en 1971. Este método considera que las columnas de gravedad no contribuyen en la resistencia lateral, no se pandean, no presentan cambio en su rigidez lateral y que su rigidez axial es infinita (Yura, 1971).



7. Construcción de Modelos

Los modelos propuestos mantienen las mismas características geométricas del prototipo base *PG 4-RSA*, presentando modificaciones en la no linealidad del material. En este capítulo se presenta el proceso común de modelación para los dos modelos, posterior a esto se detallan las particularidades de cada modelo.

Para el análisis se utiliza el software *Opensees* desarrollado por *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)*, cuyo campo de aplicación está dedicado a la simulación sísmica de sistemas estructurales y geotécnicos (University of Berkeley, 2006). Se utiliza este software debido a la versatilidad en los componentes de la modelación (*Materiales, Secciones, Elementos, Procesos, etc*) y por ser un *Software* libre que facilita el uso de códigos desarrollados y probados para ingeniería sísmica (Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2007)

7.1. Características Generales

La modelación se realiza en dos dimensiones por lo que todos los nodos de la estructura modelada tienen tres grados de libertad (*Degrees of Freedom*) (*DOF*): desplazamiento lateral, desplazamiento vertical y giro. El comando para definir las dimensiones del modelo se presenta a continuación y su respectivo detalle se da en la *Tabla 13*.

```
model BasicBuilder -ndm $ndm <-ndf $ndf>
```

Tabla 13: Parámetros para la caracterización del modelo en general

-ndm	-ndf
2	3

7.1.1. Nodos y Restricciones

Los nodos se definen con un identificador y las coordenadas vertical y horizontal correspondientes al plano en el que se define la estructura. El comando se presenta a continuación.

```
node $nodeTag $X $Y
```

Las bases de las columnas del primer piso del edificio se modelan como empotramientos restringiendo todos los grados de libertad. El comando se presenta a continuación, y el detalle se da en la *Tabla 14*.

```
fix $nodeTag $dof1 $dof2 $dof3
```

Tabla 14: Parámetros para los apoyos de la estructura

dof 1	dof 2	dof 3
1	1	1

Se restringe el desplazamiento lateral de los nodos en los niveles superiores a la base para generar el diagrama rígido como se especifica en la sección 6.3.1. El comando se presenta a continuación y el detalle en la *Tabla 15*.

`equalDOF` `$rNodeTag` `$cNodetag` `$dof1` `$dof2`

Tabla 15: Parámetros para el diafragma rígido

dof 1	dof 2
1	2

7.1.2. Secciones y Elementos

La altura de entrepiso se define de centro a centro de las vigas. La luz libre es la se define por los nodos extremos, para vigas y columnas. Se definen las secciones para vigas y columnas en *OpenSees* mediante un procedimiento que necesita un material para esfuerzos normales, el material puede ser definido como se indicó en la sección 4.1. Además, se definen regiones ($i...n$) con su respectiva discretización y ubicación por coordenadas de inicio y fin como se muestra en la *Figura 80*.

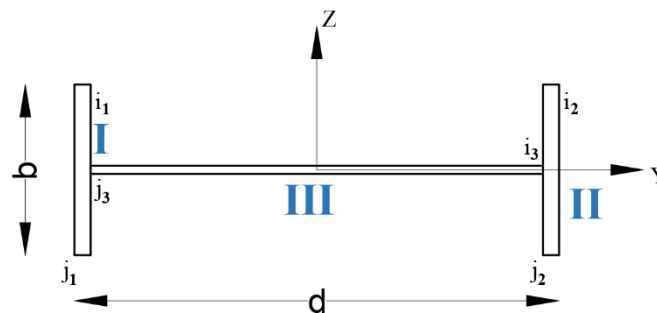


Figura 80: Modelo de Secciones y Subsecciones

El procedimiento utilizado para crear las secciones requiere datos de la sección como: peralte (d), ancho del patín (b_f), espesor del alma (t_w), espesor del patín (t_f), longitud de empalme dirección X (k) y longitud de empalme en la dirección Y (k_l). Para las secciones tipo columna del nudo en el modelo *Section Aggregator* se añade el espesor del *Doubler Plate* al ancho del alma (t_w).

El procedimiento para crear las secciones se encuentra en Anexo 3: Crear Secciones Tipo W. El comando se presenta a continuación y el detalle de los parámetros para cada sección en la *Tabla 9*.

`CreateWSection` `$SecTag` `$matTag` `$d` `$bf` `$tw` `$tf` `$k` `$kl` `<$Shear $vy $G $Alpha>`



Una vez creadas las secciones de cada viga, columnas y *RBS* se crean elementos tipo fibra controladas por fuerza, cuya sección es la misma a lo largo de todo el elemento. En este comando se puede incluir la no-linealidad geométrica por las cargas aplicadas al elemento mediante el tipo de Transformación Geométrica que se le asigne. El comando es el que se presenta a continuación, y el detalle se da en la *Tabla 16*.

`element forceBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $numIntgrPts $secTag $transfTag`

Tabla 16: Parámetros para elementos viga-columna

numIntgrPts	transfTag
3	geomTransf PDelta

7.1.3. Masas y Cargas

Las masas y cargas se determinan según las cargas nominales establecidas en la *Tabla 2* y las combinaciones de carga de la sección 3.1. En la *Tabla 17* se resumen los valores de masas y cargas designados.

Tabla 17: Valores de masas y cargas para el modelo

Nº Piso	PÓRTICOS DE LA ESTRUCTURA		COLUMNA FANTASMA	
	Cargas puntuales en las columnas	Cargas distribuidas en las vigas	Masa de piso	Cargas puntuales en las columnas
	(W_c) [Kips]	(W_b) [Kips/in]	(m) [lb]	(W_f) [Kips]
1	50.15	0.2331	2.1677	586.45
2-7	49.625	0.2306	2.1514	582.775
8	43.2125	0.2003	1.9094	521.3875

Las cargas distribuidas en las vigas se las aplica a lo largo de la luz libre del elemento (*según se indica en la sección anterior*), se la asigna con el comando que se presenta a continuación donde el parámetro W_b toma el valor de la tercera columna de la *Tabla 17* según el piso en el que se encuentre la viga.

`eleLoad -ele $eleTag -type beamUniform $Wb`

Las cargas puntuales en las columnas provienen del área tributaria excedente a los vanos del pórtico. Estas se aplican en los nodos superiores de las columnas externas, se la asigna con el comando que se presenta a continuación donde el parámetro W toma el valor de la segunda columna de la *Tabla 17* según el nivel en el que se encuentre la columna. Los demás parámetros del comando se detallan en la *Tabla 18*.

`load $eleLoad $arg1 $W $arg3`



Tabla 18: Parámetros para cargas en las columnas

\$arg1	\$W	\$arg3
0	---	0

Las masas laterales de cada uno de los pisos se aplican como una sola masa concentrada correspondiente a la mitad de la masa de la estructura en ese nivel. El comando se presenta a continuación en el cual la masa que se asigna al primer grado de libertad corresponde a la cuarta columna de la *Tabla 17*. Los parámetros del comando se determinan en la *Tabla 19*.

`mass $nodeTag $dof1 $dof2 $dof3 (ndf $mass Values)`

Tabla 19: Parámetros para las masas laterales

dof1	dof2	dof3
---	0	0

7.1.4. Columna Fantasma

El elemento Columna Fantasma se ubica a una distancia arbitraria al lado derecho de la estructura. La base de la columna del primer piso se modela como una articulación restringiendo los dos grados de libertad de traslación, pero no de rotación (*de esta manera no se puede transmitir momento*). El comando es el que se presenta a continuación, y el detalle de éste se da en la *Tabla 20*.

`fix $nodeTag (ndf $constrValues)`

Tabla 20: Parámetros para apoyo de la columna fantasma

dof 1	dof 2	dof 3
1	1	0

Cada una de las columnas de entrepiso es un elemento elástico con un área de $100\,000\text{in}^2$ y una inercia de $100\,000\text{in}^4$. Con esto se obtiene una rigidez infinita lo que evita deformaciones internas del elemento de manera que se simulen las hipótesis planteadas en la sección 6.3.2. El comando se presenta a continuación, y su detalle se da en la *Tabla 21*.

`element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag`

Tabla 21: Parámetros de las columnas.

A	E	Iz	transfTag
100000	29000	100000	geomTransf PDelta



Las uniones de las columnas de entrepiso se modelan sin capacidad a momento. Para esto se consideran dos nodos con las mismas coordenadas: un *master node* que pertenece a la columna del piso inferior y un *slave node* que pertenece a la columna del piso superior. Estos dos nodos tienen la misma traslación vertical y horizontal, este efecto se modela haciendo que estos grados de libertad tengan desplazamientos iguales. El comando es el que se presenta a continuación, y el detalle se da en la *Tabla 22*.

```
equalDOF      $rNodeTag      $cNodetag      $dof1 $dof2
```

Tabla 22: Parámetros para los releaseses.

dof 1	dof 2
1	2

Para eliminar rigidez lateral se une la columna fantasma al pórtico de la estructura mediante elementos del tipo armadura. Estos elementos deben tener infinita rigidez axial por lo que se les asigna un área de 100 000in². Para utilizar el comando armadura se debe definir previamente un material. En este caso se le asigna un material de tipo Elástico con módulo de Elasticidad (*E*) de 29 000ksi. El comando del material, así como de los elementos tipo armadura se presentan a continuación.

```
uniaxialMaterial Elastic $matTag $E
```

```
element truss      $eleTag $iNode $jNode $A $matTag
```

La columna fantasma se modela con las cargas no tributarias del pórtico. Para esto se le asigna una carga concentrada en el *master node* de cada nivel con el valor correspondiente a la quinta columna de la *Tabla 17*. El comando y el detalle es el mismo que el presentado para las cargas concentradas del pórtico de la estructura.

7.1.5. Amortiguamiento

El amortiguamiento inherente de una estructura depende de la disipación de energía que genere mientras se encuentra en movimiento. El amortiguamiento Rayleigh permite definir una razón de amortiguamiento (ξ) a cada modo en función de la masa y rigidez de la estructura como se muestra en la *Figura 81 a) y b)*.

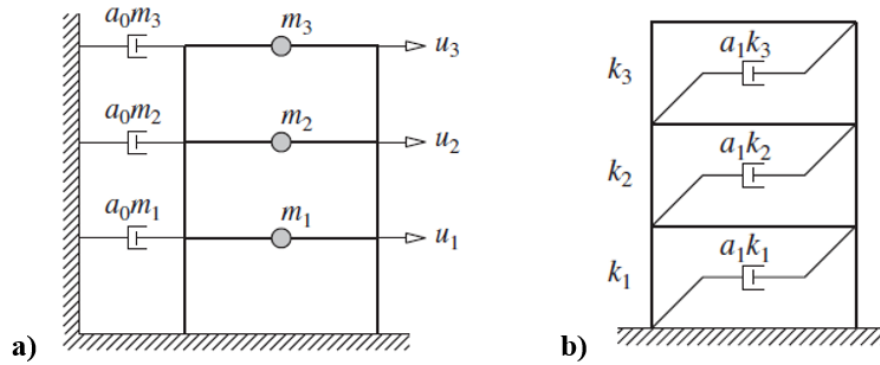


Figura 81: Amortiguamiento: a) Proporcional a la masa, b) Proporcional a la rigidez (Chopra, 2012)

Los coeficientes a_0 y a_1 se obtienen al definir razones de amortiguamiento en dos modos de la estructura con frecuencias ω_i y ω_j respectivamente. El amortiguamiento inherente se toma con una razón de amortiguamiento (ξ) de 2.5% (NIST, 2010), esta razón de amortiguamiento se asigna a los periodos fundamentales T_1 y $0.2T_1$, al igual que en el modelo base.

Una vez definidos los periodos con sus frecuencias asociadas y la razón de amortiguamiento, los coeficientes a_0 y a_1 se los calcula con la *Ecuación 14*, cuyos parámetros se representan la *Figura 82*. (Chopra, 2012)

$$\xi_n = \frac{a_0}{2\omega_n} + \frac{a_1\omega_n}{2} \quad a_0 = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad a_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j}$$

ξ_n : Razón de Amortiguamiento modo n ξ : Razón de Amortiguamiento asignada

a_0 : Coeficiente de Masa

a_1 : Coeficiente de Rigidez

ω_i : Frecuencia para el modo i

ω_j : Frecuencia para el modo j

ω_n : Frecuencia para el modo n

Ecuación 14: a) Razón Amortiguamiento, b) Coeficiente de masa, c) Coeficiente de rigidez (Chopra, 2012)

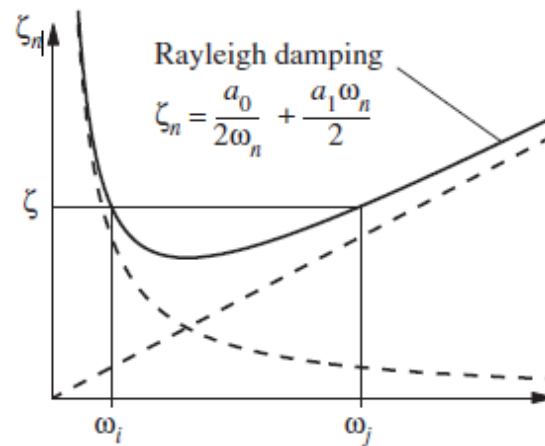


Figura 82: Distribución gráfica del Amortiguamiento Rayleigh (Chopra, 2012)

Para asignar el amortiguamiento de tipo Rayleigh en *OpenSees*, se deben determinar previamente los parámetros a_0 y a_1 y se aplica el comando indicado a continuación:

```
rayleigh $a1 0 $a2 0
```

Los resultados de la aplicación del amortiguamiento se presentan en la sección 8.3.

7.2. Modelo Panel Zone

Este modelo presenta su particularidad en las uniones viga-columna. Estas se modelan mediante el comportamiento trilinear especificado en la sección 4.2.1. Al generar la zona de panel con ocho nodos, es necesario definir a que nodos se aplican las restricciones de diafragma rígido, así como las cargas, masas y la unión con la columna fantasma.

Para las restricciones de diafragma rígido, en este modelo se selecciona como *master node* el que corresponde a la mitad del extremo derecho de la Zona de Panel de la primera columna (*nodo xy05 en la Figura 45, donde x es 1 para la primera columna*), y como *slave node* a los que corresponden a la mitad del extremo derecho de la Zona de Panel de las demás columnas (*nodo xy05 en la Figura 45*). El detalle se presenta en la *Figura 83*.

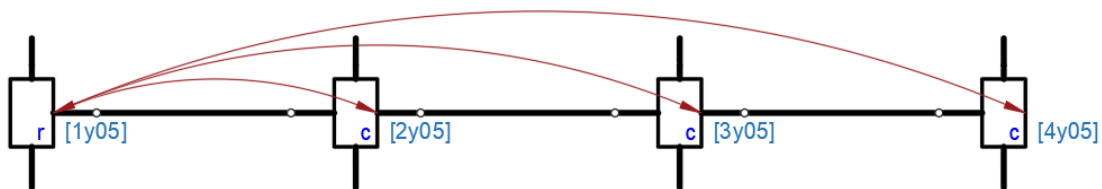


Figura 83: Restricción de Diafragma Rígido del Modelo Panel Zone

Las masas laterales de cada uno de los pisos se aplican como una sola masa concentrada en la mitad del extremo derecho de la Zona de Panel de la primera columna (*nodo xy05 en la Figura 45, donde x toma el valor de 1*).

Las cargas puntuales en las columnas se aplican en el nodo de la mitad inferior de la Zona de Panel en la primera y cuarta columna (*nodo xy6 en la Figura 45, donde x toma el valor de 1 y 4*). El detalle de la aplicación de cargas y masas se presenta en la *Figura 84*.

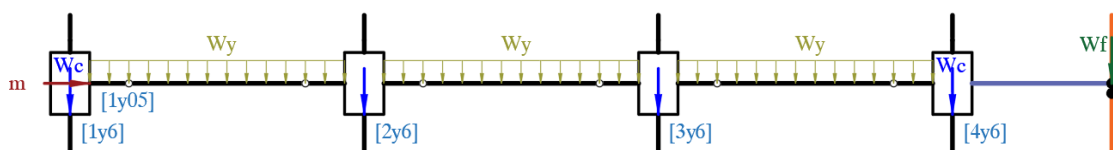


Figura 84: Distribución de Cargas y Masas del Modelo Panel Zone

Los elementos del tipo armadura se unen en el modelo *Panel Zone* mediante el nodo de la mitad en el extremo derecho de la cuarta columna (*nodo xy05 en la Figura 45*) con el *master node* en la columna fantasma de cada uno de los pisos. El detalle de esta unión se muestra en la *Figura 85*.

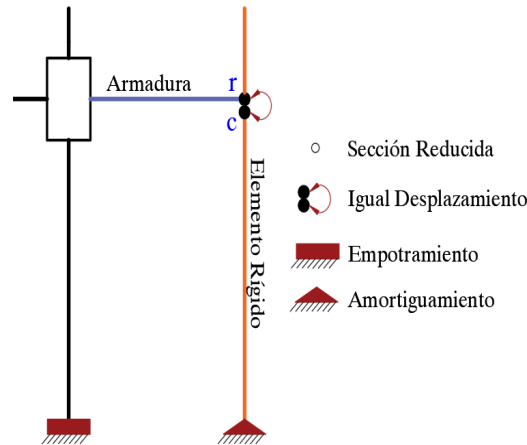


Figura 85: Unión Columna Fantasma-Pórtico del Modelo Panel Zone

Los nodos de este modelo siguen la siguiente numeración:

- División de la Columna [#Nivel #Columna 0 #División #Posición]
- División de Sección Reducida [#Nivel #Columna 0 #División #Posición]
- Nodos de la Zona de Panel *Figura 45: Geometría del elemento Panel Zone*
(Universisty of Berkeley, 2006)

La posición hace referencia a la ubicación respecto a la unión viga-columna más cercana (*1 Inferior, 2 Superior, 3 Izquierda, 4 Derecha*).

Los elementos siguen la siguiente numeración:

- Columna [#Nivel #Columna]
- Viga [1 #Nivel #Columna]
- Entre Unión y Sección Reducida [#Nivel #Columna #Posición]
- División Columna [#Nivel #Columna 0 #División #Posición]
- División Sección Reducida [#Nivel #Columna 0 #División #Posición]
- Elemento Rotacional [4 #Nivel #Columna 0 0]
- Elementos de la Zona de Panel *Figura 45: Geometría del elemento Panel Zone*
(Universisty of Berkeley, 2006)

La posición hace referencia a la ubicación respecto a la unión viga-columna más cercana (*1 Inferior, 2 Superior, 3 Izquierda, 4 Derecha*).

Se presenta un detalle esquemático con la numeración y las posiciones de los nodos (*Columna: 2 y Niveles: 2, 3*) y de los elementos (*Columna: 3 y Niveles: 2, 3*) del Modelo

Panel Zone en la Figura 86. El modelo completo se presenta en el Anexo 6: Modelo Panel Zone.

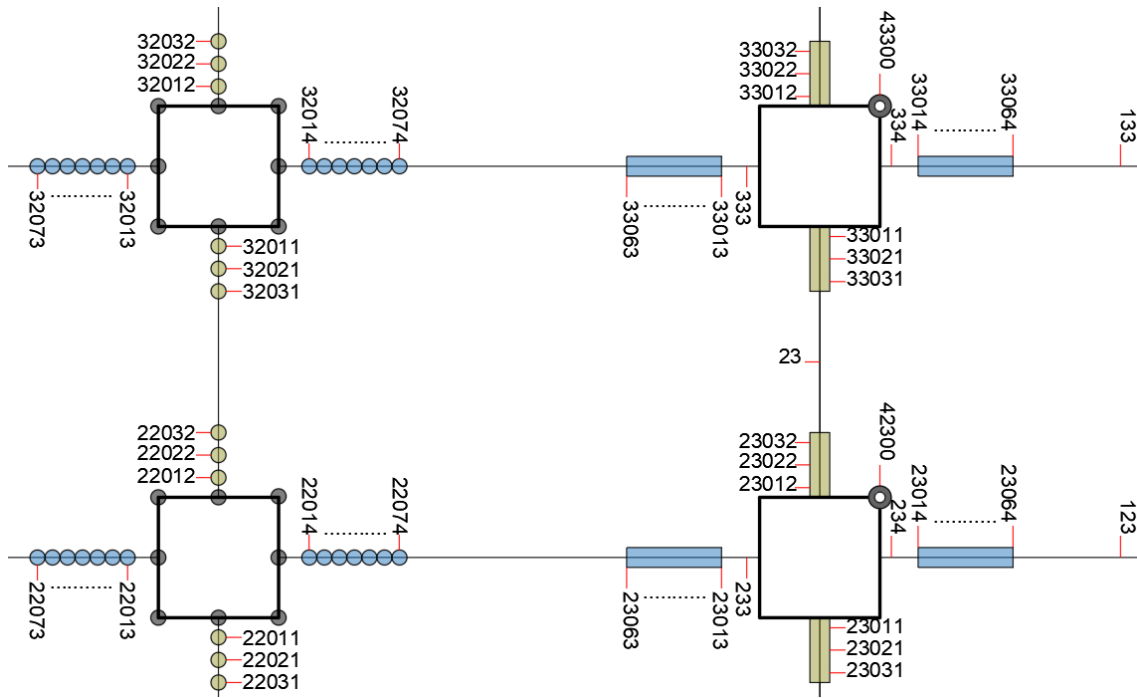


Figura 86: Detalle Esquemático del Modelo Panel Zone

7.3. Modelo Section Aggregator

La unión viga-columna de este modelo se la realiza mediante la adición del efecto de corte a las secciones con fibras especificado en la sección 4.2.2. Al unirse directamente los elementos en la intersección de viga con columna, es este nodo en el que se aplican las restricciones de diafragma rígido, así como las cargas, masas y la unión con la columna fantasma.

En el modelo con *Section Aggregator*, se selecciona como *master node* al que corresponde al nodo de la primera columna de cada piso, y como *slave node* a los nodos de las demás columnas. El detalle se presenta en la *Figura 87*.

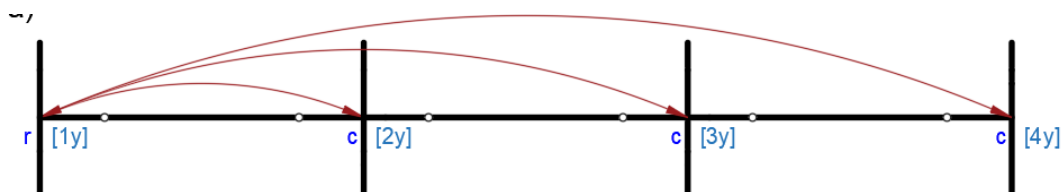


Figura 87: Restricción de Diafragma Rígido del Modelo Section Aggregator

Las masas laterales de cada uno de los pisos se aplican como una sola masa concentrada en el nodo de la unión de la primera columna. De la misma manera las cargas puntuales en la primera y cuarta columna. El detalle de la aplicación de cargas y masas se presenta en la *Figura 88*.

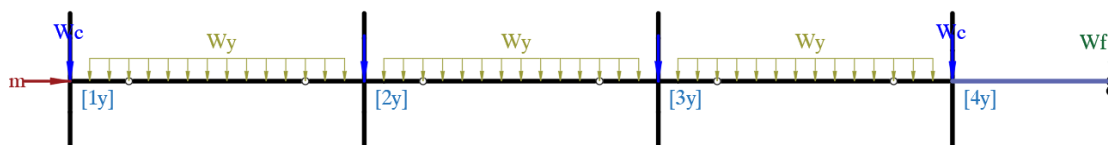


Figura 88: Distribución de Cargas y Masas del Modelo Section Aggregator

Los elementos del tipo armadura se unen en el modelo mediante el nodo de la unión de la cuarta columna con el *master node* de la columna fantasma en cada uno de los pisos. El detalle de esta unión se muestra en la *Figura 89*.

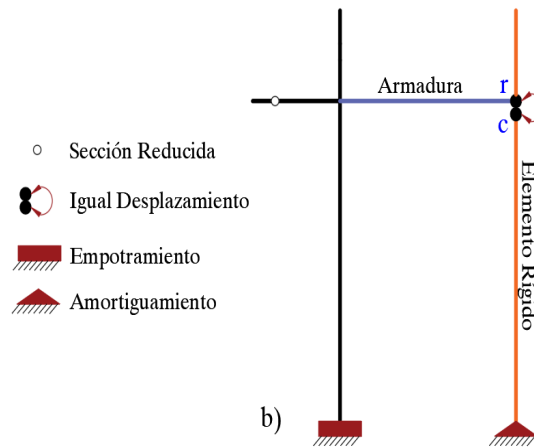


Figura 89: Unión Columna Fantasma-Pórtico del Modelo Section Aggregator

Los nodos del modelo siguen la siguiente numeración:

- Eje de la Unión Viga-Columna [#Nivel #Columna]
- Unión Viga-Columna [#Nivel #Columna 0 0 #Posición]
- División de la Columna [#Nivel #Columna 0 #División #Posición]
- División de Sección Reducida [#Nivel #Columna 0 #División #Posición]

La posición hace referencia a la ubicación respecto a la unión viga-columna más cercana (1 Inferior, 2 Superior, 3 Izquierda, 4 Derecha).

Los elementos siguen la siguiente numeración:

- Columna [#Nivel #Columna]
- Viga [1 #Nivel #Columna]
- Entre Unión y Sección Reducida [#Nivel #Columna #Posición]
- División Columna [#Nivel #Columna 0 #División #Posición]
- División Sección Reducida [#Nivel #Columna 0 #División #Posición]
- Unión Viga-Columna [#Nivel #Columna 0 0 #Posición]

La posición hace referencia a la ubicación respecto a la unión viga-columna más cercana (1 Inferior, 2 Superior, 3 Izquierda, 4 Derecha).

Se presenta un detalle esquemático con la numeración y las posiciones de los nodos (Columna: 2 y Niveles: 2, 3) elementos (Columna: 3 y Niveles: 2, 3) del Modelo Section Aggregator en la Figura 90. El modelo completo se presenta en el Anexo 7: Modelo Section Aggregator.

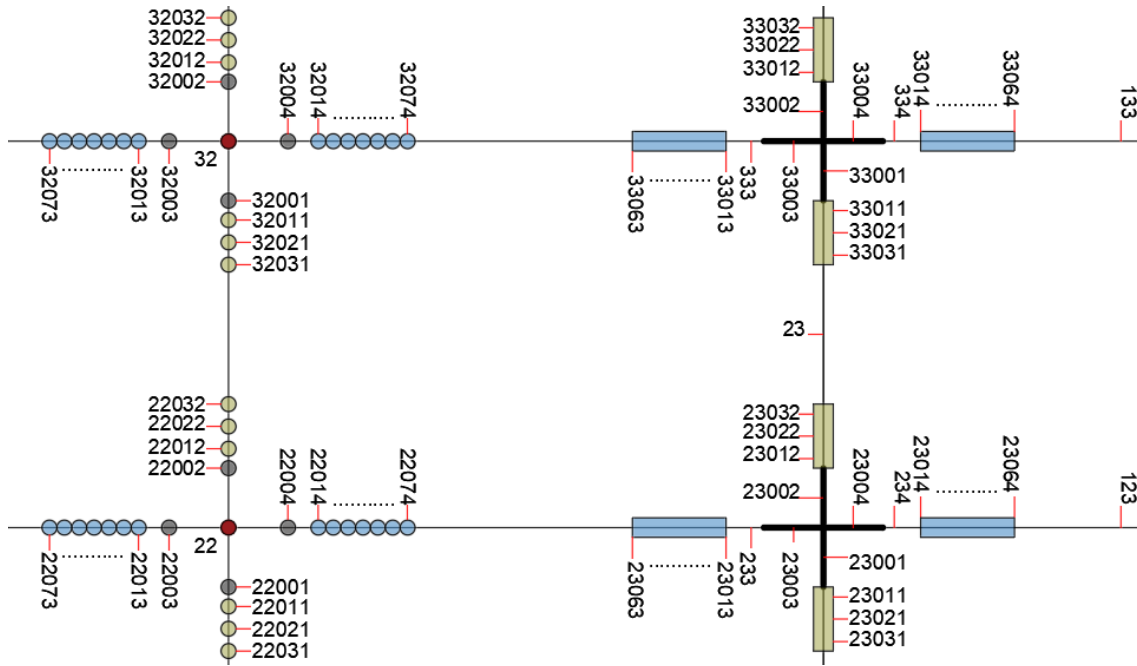


Figura 90: Detalle Esquemático del Modelo Section Aggregator



8. Análisis de Verificación y Validación

Al ser el objetivo comparar la modelación por fibras, se valida el modelo mediante análisis simples para asegurar la correcta modelación matemática. Se sigue la metodología planteada en el documento “*Structural Behavior Checks Prior Performing Nonlinear Dynamic Analysis*” (Flores, Charney, Pozo, & Astudillo, 2018).

8.1. Análisis Modal

Consiste en obtener las frecuencias naturales y los modos de vibración de una estructura. Se desarrolla a partir de la ecuación de movimiento sin amortiguamiento, hasta obtener un problema de valores y vectores propios cuyos resultados son las frecuencias naturales (ω_n) y los modos de vibración (ϕ_n), la formulación reducida se presenta en la *Ecuación 15*:

$$M \ddot{u} + K u = 0$$

$$[K - \omega_n^2 M] \phi_n = 0$$

M: Matriz de Masas

K: Matriz de Rigidez

u(t): Respuesta de desplazamiento

ü(t): Respuesta de aceleración

ω_n : Frecuencias naturales

ϕ_n : Modos de vibración

Ecuación 15: Planteamiento del problema de Valores y Vectores Propios (Chopra, 2012)

Mediante este análisis se puede determinar el factor de participación de masa para cada modo, el cual permite validar si los periodos para la asignación del amortiguamiento Rayleigh representan más del 90% de la masa participativa de la estructura (ASCE, 2016), así como determinar la influencia del efecto *P-Delta* en el periodo de vibración de la estructura (Flores, Charney, Pozo, & Astudillo, 2018). Además, permite validar que la aplicación de las masas y que la configuración de la estructura sea la correcta al comparar el primer periodo de vibración con el del modelo base.

Al realizar el análisis se descarta la posibilidad de discontinuidades estructurales de nodos o elementos desconectados como se muestra en las *Figura 91* y *Figura 92*. Además, se observa que para los dos modelos el primer modo fundamental recibe cerca del 80% de la masa participativa. De la misma manera entre los tres primeros modos se obtiene más del 95% de masa participativa, validando de esta manera la selección de los modos amortiguados presentada en la sección 7.1.5

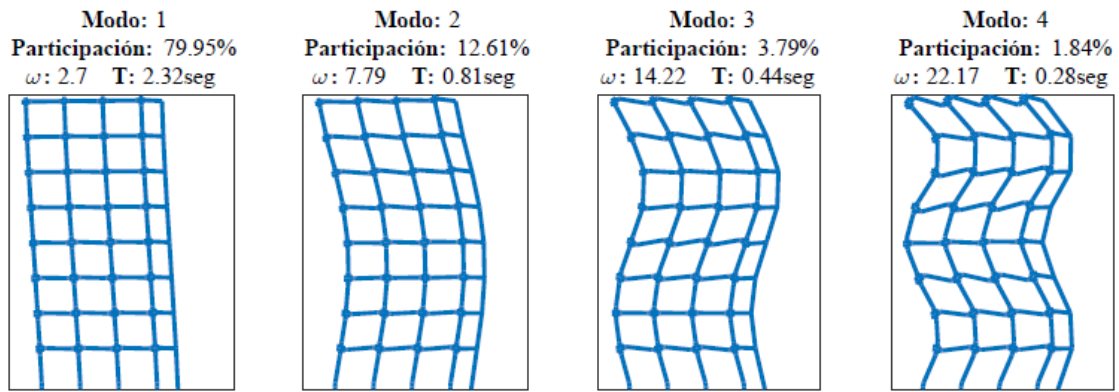


Figura 91: Modos de vibración Panel Zone

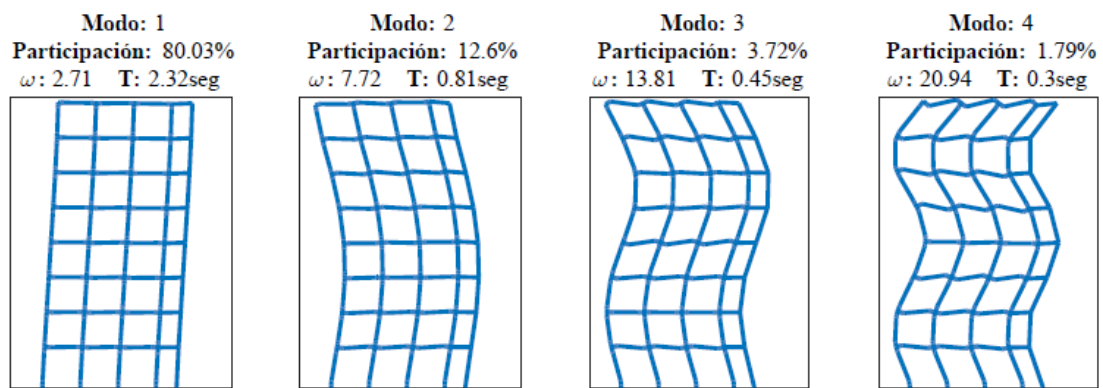


Figura 92: Modos de vibración Section Aggregator

No existen diferencias sustanciales entre los dos modelos en el Análisis Modal. Sin embargo, se observa que el modelo de *Section Aggregator* presenta mayor masa participativa en los primeros modos.

Referente al modelo base, tanto el modelo de *Panel Zone* como el modelo de *Section Aggregator* presentan una diferencia de 0.03 segundos en el primer modo de la estructura, lo que corresponde a una diferencia de apenas 1.3%, por lo que se valida el comportamiento modal de la estructura para los dos modelos.

Se verificó el efecto *P-Delta* en los dos modelos, en la *Tabla 23*, se muestran los resultados de periodos para los ocho primeros modos. El efecto *P-Delta*, genera un incremento cercano al 2.9% en el primer periodo fundamental, a modos superiores la influencia de la no-linealidad geométrica se hace menos evidente.



Tabla 23: Efecto P-Delta en el Análisis Modal

Modo de Vibración	Panel Zone			Modo de Vibración	Section Aggregator		
	Periodo P-Delta	Periodo Sin P-Delta	Diferencia		Periodo P-Delta	Periodo Sin P-Delta	Diferencia
1er	2.3234	2.2562	2.89%	1er	2.3222	2.2555	2.87%
2do	0.8063	0.7894	2.10%	2do	0.8137	0.7964	2.14%
3ro	0.4419	0.4347	1.61%	3ro	0.4549	0.4471	1.70%
4to	0.2834	0.2799	1.25%	4to	0.3000	0.2959	1.37%
5to	0.2008	0.1988	1.00%	5to	0.2202	0.2176	1.17%
6to	0.1482	0.1471	0.78%	6to	0.1683	0.1667	0.97%
7to	0.1149	0.1142	0.65%	7to	0.1362	0.1350	0.86%
8vo	0.0922	0.0917	0.58%	8vo	0.1148	0.1138	0.82%

En este análisis se probaron los modelos con los cuatro materiales: *Atlayan*, *Steel02*, *Parallel* y *Hysteretic*. Se comprobó que el material no afecta al Análisis Modal siempre que el módulo de elasticidad se mantenga constante, esto se debe a que en este tipo de análisis el material se mantiene el rango elástico.



8.2. Análisis No-Lineal Elástico

El Análisis No lineal Estático o *Pushover*, consiste en dar una carga lateral incremental al edificio, dicha carga tiene la forma del primer modo de vibración. El documento *FEMA P-695* da una modificación de la forma de la carga en base a la masa de cada piso, haciendo que esta sea proporcional al desplazamiento de piso ($\phi_{1,x}$) y a su respectiva masa (m_x), como se muestra en la *Ecuación 16*.

$$F_x = \phi_{1,x} m_x$$

F_x : Fuerza aplicada en el piso x

m_x : Masa del piso x

$\phi_{1,x}$: Desplazamiento del primer modo piso x

Ecuación 16: Fuerza Lateral en cada piso (FEMA, 2009)

Por medio de este análisis se puede determinar la sobre-resistencia de la estructura (Ω), la misma que consiste en la relación entre el corte basal máximo que soporta la estructura (V_{max}) y el corte basal de diseño (V), como se muestra en la *Ecuación 17*. El cortante de diseño se obtiene mediante el factor (V/W) del modelo base, el cual relaciona el cortante con el peso correspondiente únicamente a la carga muerta de la estructura (W), como se muestra en la *Ecuación 17*. (ASCE, 2010)

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

$$V = W \left(\frac{V}{W} \right)$$

Ω : Factor de Sobre resistencia

V_{max} : Cortante Basal Máximo

V : Cortante Basal de Diseño

W : Peso total de la Estructura

V/W : Parámetro de la Estructura

Ecuación 17: a) Sobre Resistencia (FEMA, 2009), b) Cortante Basal de Diseño (ASCE, 2010)

En este análisis se puede determinar la ductilidad de la estructura (μ_T), esta se calcula de acuerdo con la *Ecuación 18 a)* con la deriva última (δ_u) y la deriva de fluencia efectiva ($\delta_{y,eff}$). La deriva última se obtiene al 0.8 del cortante basal máximo, mientras que la deriva de fluencia efectiva se calcula en base al comportamiento lineal de la estructura como se muestra en las *Ecuación 18 b) y c)* o en base a la aproximación de la *Figura 93*.

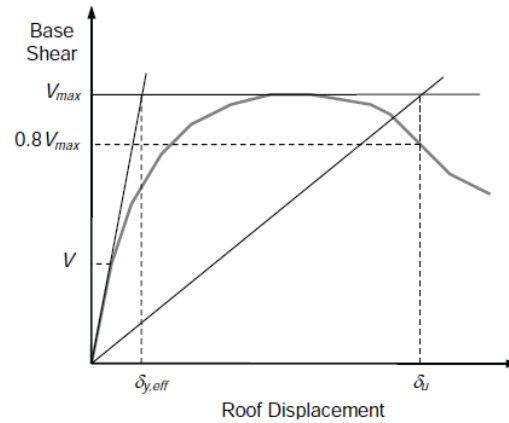


Figura 93: Derivas, Método Gráfico (FEMA, 2009)

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad \delta_{y,eff} = C_o \frac{V_{max}}{W} \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] T_1^2 \quad C_o = \phi_{1,r} \frac{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}}{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}^2}$$

μ_T : Ductilidad

δ_u : Ductilidad Última

$\delta_{y,eff}$: Ductilidad de Fluencia Efectiva

V_{max} : Cortante Basal Máximo

W : Peso Total de la Estructura

g : Aceleración de la Gravedad

T_1 : Primer Periodo Fundamental

$\phi_{1,r}$: Despl. del primer modo del techo.

m_x : Masa del piso x

$\phi_{1,x}$: Despl. del primer modo piso x

Ecuación 18: a) Ductilidad, b) y c) Deriva de Fluencia Efectiva (FEMA, 2009)

Los parámetros de sobre-resistencia y ductilidad son influenciados por la no linealidad del material por lo que se utilizarán para compararlos con los parámetros del modelo base. Además, se puede determinar la influencia del efecto *P-Delta* al comparar los análisis que consideren o no este efecto (Flores, Charney, & Lopez-García, 2016).

Una validación adicional se debe realizar en la secuencia de fluencia para verificar el correcto comportamiento de los elementos. Esto permite determinar si se cumple la condición de Columna Fuerte-Viga Débil, necesaria para los pórticos de acero resistente a momento (Flores, Charney, Pozo, & Astudillo, 2018).

En una primera etapa se verifica la influencia del material utilizado para modelar el acero *ASTM A992*, así como las consideraciones adicionales planteadas en la sección 4.1. Estos fenómenos son independientes del modelo en el que se apliquen ya sea *Panel Zone* o

Section Aggregator. Al final de esta sección se presenta la comparación entre los dos modelos y sus diferencias en el análisis estático no-lineal.

8.2.1. Verificación de Materiales

En la *Figura 94* se muestra el comportamiento monótonico de la edificación con los distintos materiales. Los resultados indican que con un aumento de carga en una sola dirección no se genera diferencia entre los materiales calibrados, estos presentan valores iguales en cuanto a sobre-resistencia (Ω) y ductilidad (μ). En los materiales calibrados se presenta el mayor cortante basal a una deriva cercana al 1%, el material propuesto por *Atlayan* presenta el mayor cortante basal a una deriva de 1.5%. Se observa la mayor pérdida de rigidez a una deriva de 2.8% para los materiales calibrados, mientras que para el de *Atlayan* esta incrementa a 3.1%.

Se puede distinguir que el material propuesto por *Atlayan*, tiene menor pérdida de rigidez que los otros modelos, generando una ductilidad mayor en un 22% a los materiales calibrados.

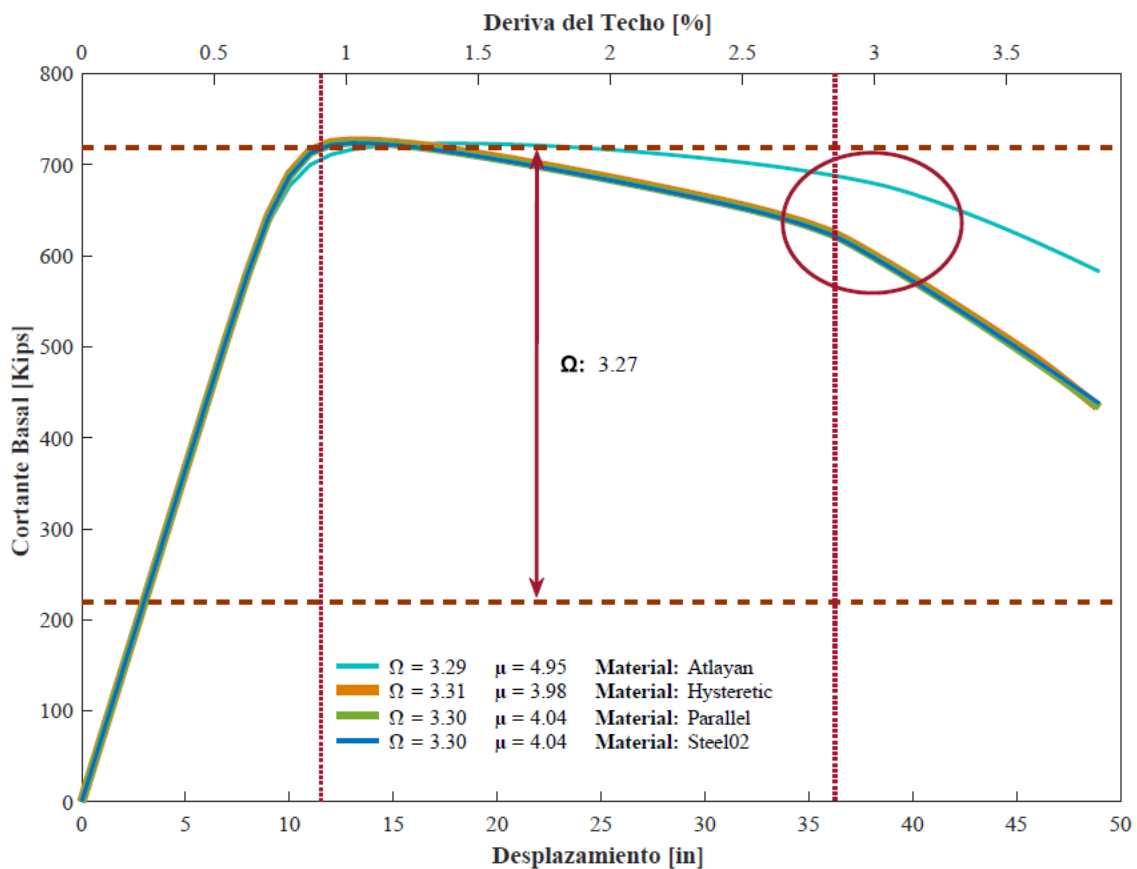


Figura 94: Efecto de los materiales en el comportamiento Monotónico

En el comportamiento monótonico todos los materiales presentan variaciones frente al modelo base. La sobre-resistencia del modelo de fibras es superior en 0.9%, mientras que la ductilidad se incrementa un 47% para los materiales calibrados y un 80% para el material de *Atlayan*.

En la *Figura 95* se muestra el comportamiento con carga cíclica, en el cual se comprueba que el comportamiento del material no afecta en el rango elástico dado que todas las curvas presentan la misma rigidez inicial. Se evidencian diferencias después de la fluencia de los elementos tanto con el comportamiento monótonico como entre los materiales.

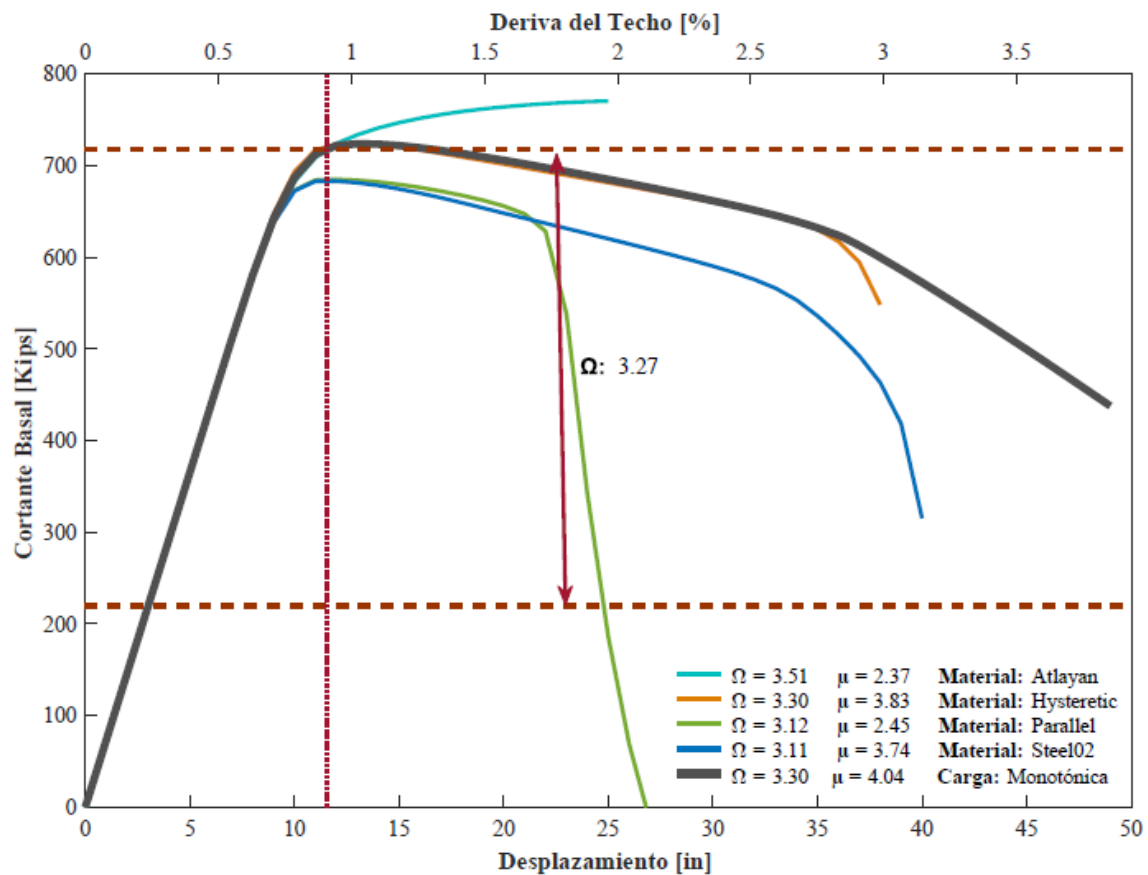


Figura 95: Efecto de los materiales en el comportamiento Cíclico

En cuanto a la sobre-resistencia los materiales *Steel02* y *Parallel* presentan una reducción en la sobre-resistencia de 6% y una fluencia temprana respecto a su comportamiento monótonico, estas características no están presentes en el material *Hysteretic*. Esta variación en la sobre-resistencia concuerda con el comportamiento cíclico de cada uno de los materiales presentado en la *Figura 42: Comportamiento monótonico y cíclico de los materiales calibrados*. El material *Hysteretic* no presenta reducción de resistencia debido a que carece de degradación cíclica, por lo que su resistencia monótonica y cíclica es la



misma. El material presentado por *Atlayan* no completa el análisis dado que una de las secciones tipo *RBS* del quinto nivel falla por fatiga a una deriva cercana al 2%.

En la ductilidad se observa un cambio de todos los materiales frente al comportamiento monotónico. Los resultados cíclicos generan una reducción de la ductilidad de 5.2%, 7.4% y 39% para los materiales *Hysteretic*, *Steel02* y *Parallel* respectivamente. Esta reducción puede ser explicado por dos factores: diferente comportamiento cíclico del material y fluencia de elementos en ciclos previos de carga. Dado que el material *Hysteretic* no tiene degradación cíclica se atribuye la reducción de ductilidad al segundo factor. En el caso del material *Parallel* y *Steel02*, se observa la afección de la reducción cíclica, siendo más notable en el material *Parallel* debido a que este no tiene un crecimiento post-fluencia ilimitado como lo tiene el material *Steel02*. Un comportamiento similar se presenta en la sección 6.1.2.

El material propuesto por *Atlayan* presenta una sobre-resistencia superior en 9% respecto al comportamiento monotónico debido a los factores de crecimiento cíclico. Este material no culmina el análisis debido a la adición de fatiga por lo que no permite determinar que ocurre con el mecanismo de falla en un comportamiento cíclico.

En el comportamiento cíclico se observan reducciones de la sobre-resistencia de hasta 4.9% frente al modelo base, la ductilidad presenta variaciones de 39%, 36% y -10% para los materiales *Hysteretic*, *Steel02* y *Parallel* respectivamente frente al modelo base.

Las diferencias de comportamiento frente al modelo base, principalmente de la ductilidad, pueden generar menores deformaciones en el modelo de fibras ante un análisis dinámico puesto a que no se genera pérdida de resistencia a deformaciones bajas.

8.2.2. Verificación del Efecto P-Delta

Se realiza el análisis estático en tres casos que se diferencian por la aplicación de la transformación geométrica tipo *P-Delta*, en el primer caso se aplica la transformación geométrica tanto a los elementos del Pórtico Lateral como de la columna fantasma, en este se considera la carga adicional del pórtico de gravedad. En el segundo caso se considera la transformación geométrica únicamente en el Pórtico Lateral, de esta manera en el análisis se excluye la influencia de la carga adicional del pórtico de gravedad. En el tercer caso no se considera la transformación geométrica, en este análisis se excluye cualquier efecto de segundo orden en la estructura.

En la *Figura 96* se muestra el impacto de la transformación geométrica en la estructura. La influencia del efecto *P-Delta* se observa en todo el comportamiento de la estructura. En la rigidez inicial se muestra una variación de hasta el 5% entre el primer caso y el tercero. La influencia del efecto de segundo orden se acentúa conforme aumentan las derivas.

Cuando la estructura se encuentra con una deriva de techo de 1%, la reducción del cortante basal corresponde a un 2% por el efecto *P-Delta* en el pórtico lateral y un 6% por el efecto *P-Delta* de las cargas de pórticos de gravedad. En una deriva de 3%, la reducción del cortante basal corresponde a 7.5% por el efecto en el pórtico lateral y un 23% por el efecto en los pórticos de gravedad. Esta diferencia se debe a las cargas que se aplican en el pórtico lateral y en los pórticos de gravedad, en la *Figura 23: Área Tributaria del pórtico* (NIST, 2010), se observa la existencia de dos pórticos resistentes a cargas laterales en cada dirección de la estructura que recibe tan solo el 28.5% de la carga de cada piso.

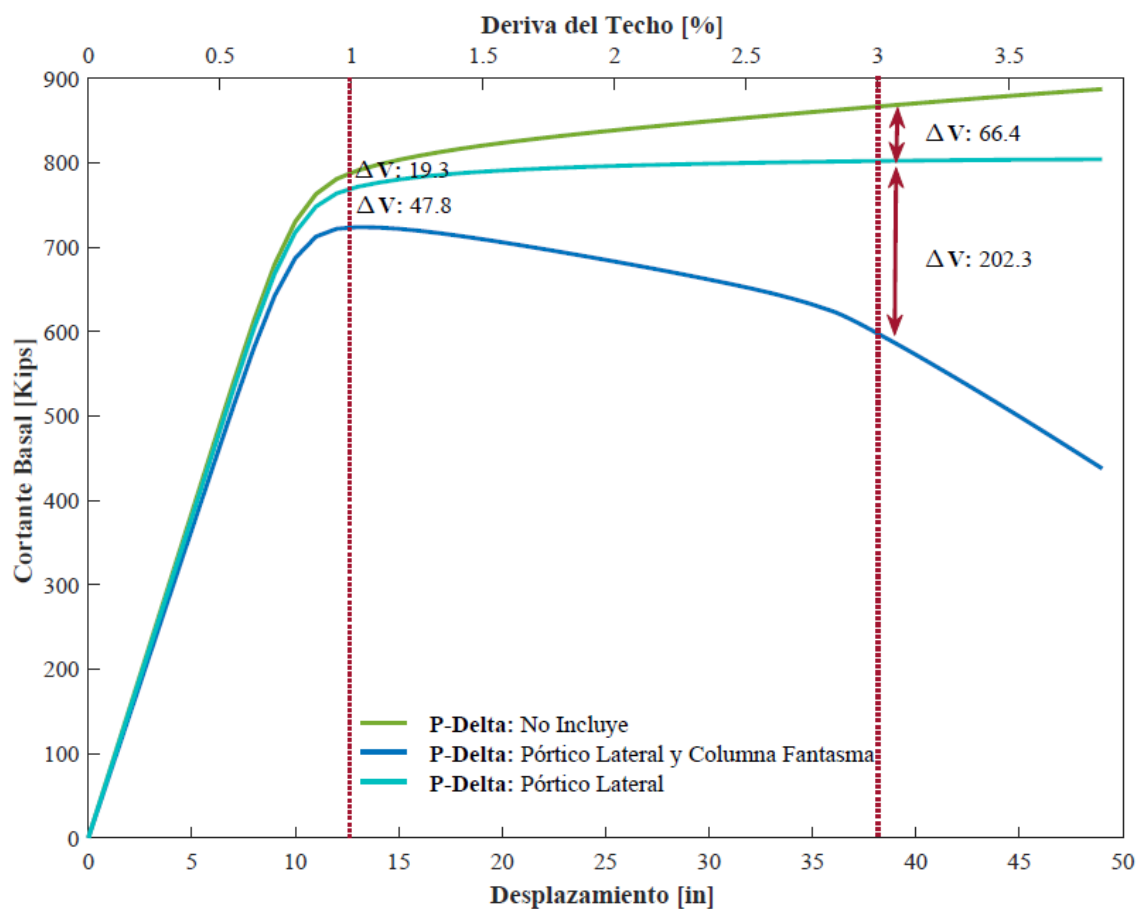


Figura 96: Efectos de segundo orden Geométricos

8.2.3. Comparación entre Modelos

Los dos modelos se diferencian por la inclusión de corte en la Zona de Panel. La calibración del modelo *Section Aggregator*, se hizo para simular el comportamiento del *Panel Zone*, por este motivo las diferencias entre los dos modelos no son apreciables tanto en el comportamiento Monotónico como Cíclico, como se observa en la *Figura 97*.

Se aprecia que los dos modelos generan el máximo de cortante basal en una deriva cercana al 1%, además presentan la misma pérdida de rigidez al aproximarse a la deriva de 2.6% en el comportamiento cíclico y de 2.9% en el comportamiento monotónico. Existe una reducción de rigidez, después del máximo cortante basal, mayor en el modelo de *Section Aggregator*, sin embargo, esta representa menos del 0.1% comparada con el modelo *Panel Zone* por lo que no se considera significativo en el comportamiento de la estructura.

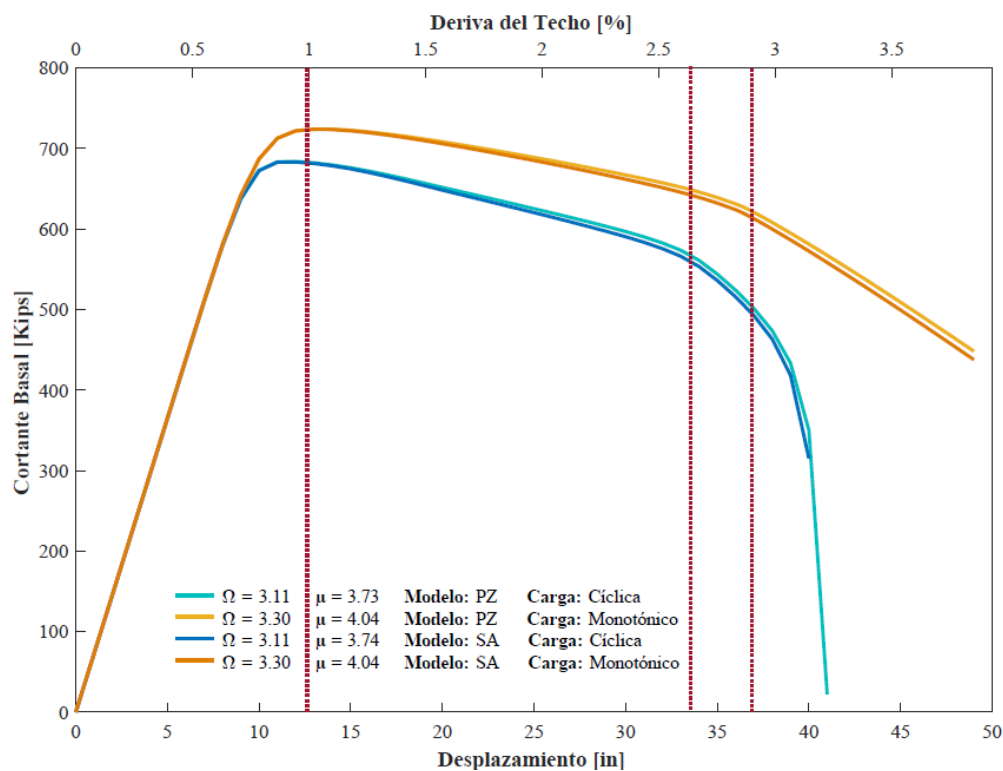


Figura 97: Comparación del Análisis Estático en los modelos Panel Zone y Section Aggregator

8.2.4. Secuencia de Fluencia

Se muestran de manera comparativa las secuencias de fluencia de los modelos a analizar. Los dos modelos presentan como primer elemento en fluir la conexión *RBS* izquierda del segundo vano en el quinto nivel a una deriva de 0.59%, de este elemento se observa una fluencia simétrica tanto a tracción como a compresión debido que la viga no soporta carga axial.

El segundo elemento en fluir es la base de la cuarta columna a una deriva de 0.66% en el modelo *Panel Zone* y 0.67% en el modelo *Section Aggregator*, en este elemento se observa que existe una distribución asimétrica de los esfuerzos debido a la carga axial de compresión lo que hace fluir a compresión la mitad de la sección mientras que la otra no alcanza deformaciones plásticas. A esta deriva se ha producido una pérdida del 12.5% de la rigidez inicial.

En la *Figura 98* se observa que el comportamiento de los dos modelos es similar a derivas menores al 1%, aunque se observa mayor cantidad de conexiones *RBS* que han fluído en el modelo *Section Aggregator*. El comportamiento de fluencia del primer *RBS* y de la primera base de la columna es idéntico para los dos modelos.

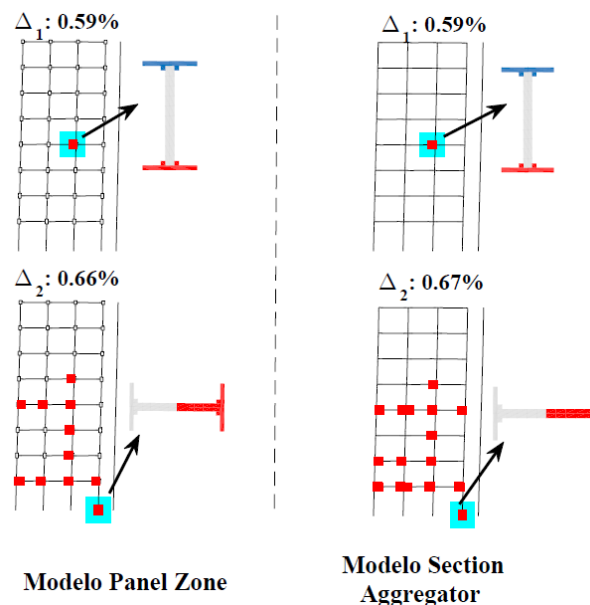


Figura 98: Secuencia de Fluencia antes del Cortante Máximo de la Estructura

Los dos modelos presentan el máximo cortante basal a una deriva de 0.96% con un valor de 723 kips. Para este punto se da la fluencia de todas las conexiones *RBS* hasta el sexto nivel y la fluencia de la base en las cuatro columnas.

En este punto se observa que el modelo *Panel Zone* presenta la fluencia de dos uniones viga-columna internas del tercer nivel. Esto contrasta con el modelo *Section Aggregator*, que presenta la primera fluencia de la unión viga-columna a una deriva de 2.19% en la columna externa del segundo nivel.

Pese a esta diferencia en los elementos a corte, los dos modelos presentan el mismo mecanismo de falla de piso débil entre el primer y tercer nivel, este mecanismo se completa a una deriva de 2.8% con la fluencia de la columna extrema izquierda en la parte

superior del segundo nivel. En este punto se produce una pérdida de 13% de la rigidez inicial.

En la *Figura 99* se presenta la fluencia de la primera unión viga-columna y el mecanismo de falla de piso débil generado en los dos modelos.

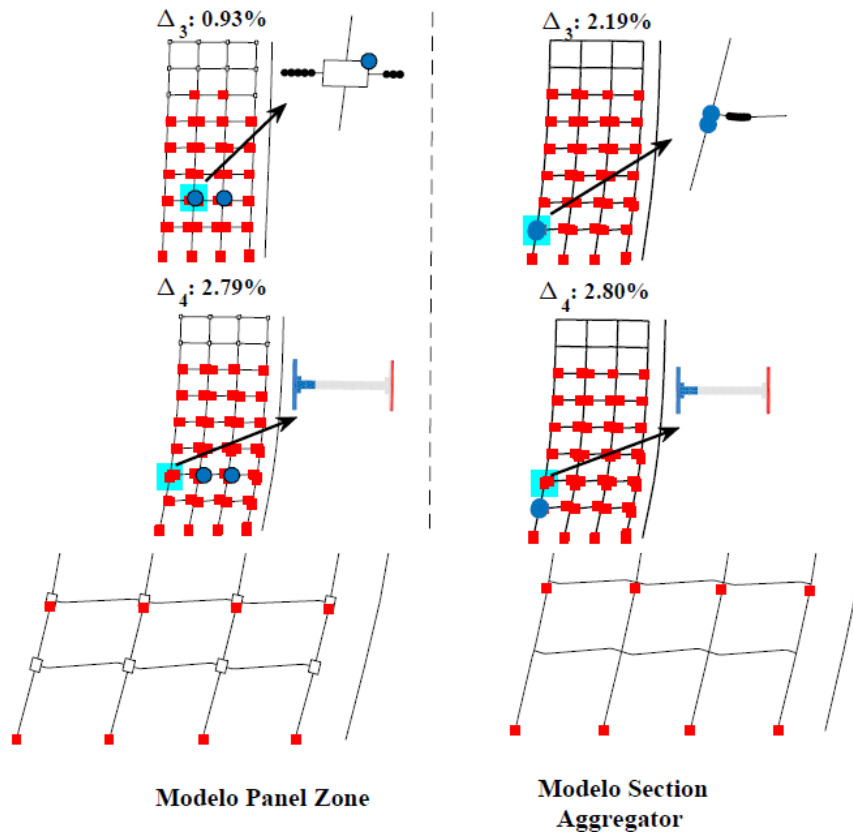


Figura 99: Secuencia de Fluencia después del Cortante Máximo de la Estructura

En la deriva máxima analizada (3.93%), se observa claramente el mecanismo de falla de piso débil, este incrementa las derivas del segundo y tercer nivel en 2.5 veces respecto a las generadas en pisos superiores. Un resumen de la secuencia de fluencia en el análisis estático no-lineal se presenta en las *Figura 100* y *Figura 101* para el modelo *Panel Zone* y *Section Aggregator*, respectivamente.

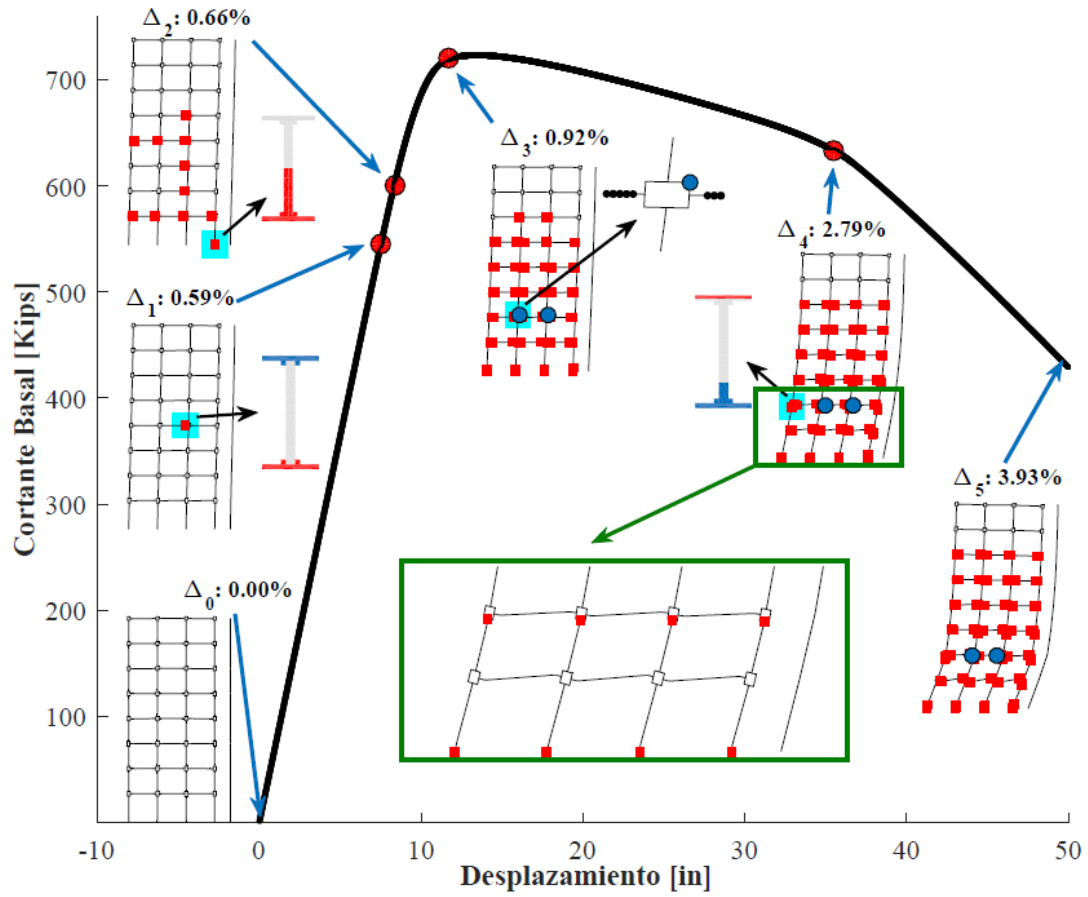


Figura 100: Secuencia de Fluencia Panel Zone

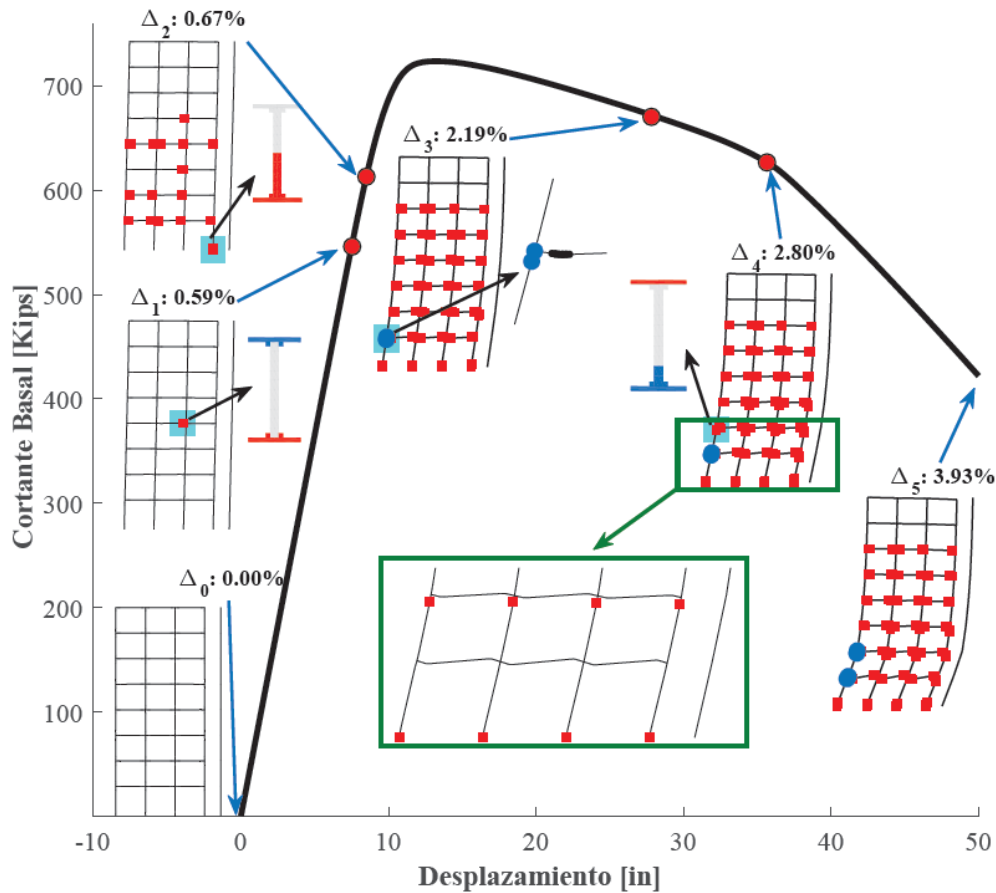


Figura 101: Secuencia de Fluencia Section Aggregator

En los dos modelos de plasticidad distribuida se presentan las fallas típicas en un sistema de pórticos especiales resistentes a momento de acero de acuerdo con el documento *NIST GCR 17-917*: fluencia de las vigas, fluencia limitada de las zonas de panel, fluencia en las bases de las columnas y fluencia en otras zonas de las columnas. (NIST, 2017). De este último, el documento lo menciona como un fenómeno incierto que puede ocurrir, sin embargo, es el que genera el mecanismo de falla.

Se observa además que cumple la condición de columna fuerte-viga débil característica de este sistema estructural, dado que ninguna columna fluye antes que las vigas que llegan al mismo nudo. En los dos modelos se da la fluencia de la zona de panel antes que la fluencia de las columnas del mismo nudo

8.3. Análisis de Vibración Libre

Una estructura se encuentra en estado de vibración libre cuando su equilibrio estático es perturbado y busca este equilibrio nuevamente sin una fuerza dinámica externa. Este movimiento está definido por las *Ecuación 19* que representan la respuesta amortiguada del sistema mostrada en la *Figura 102*. (Chopra, 2012)

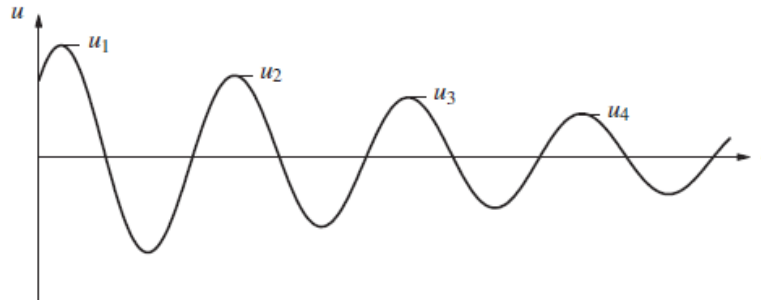


Figura 102: Movimiento Amortiguado (Chopra, 2012)

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = 0$$

$$u(t) = e^{-\xi\omega_n t} (A\cos(\omega_D t) + B\sin(\omega_D t))$$

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} \quad \xi = \frac{c}{2m\omega_n}$$

M: Matriz de Masas

K: Matriz de Rigidez

C: Matriz de Amortiguamiento

u(t): Respuesta de desplazamiento

u̇(t): Respuesta de Velocidad

ü(t): Respuesta de aceleración

ξ: Razón de Amortiguamiento

ω_n: Frecuencia natural

ω_D: Frecuencia amortiguada

c: Amortiguamiento

Ecuación 19: Solución de la Ecuación de Movimiento Amortiguado (Chopra, 2012)

Este análisis se realiza al dejar vibrar la estructura partiendo desde la forma del primer modo. Se puede determinar el amortiguamiento correspondiente al primer modo de vibración mediante el método de decrecimiento logarítmico (Chopra, 2012), siendo los valores de desplazamiento pico los mostrados en la *Figura 102* y con la *Ecuación 20*.

Este resultado contrasta con el amortiguamiento obtenido por el método de decrecimiento logarítmico, el cual presenta un amortiguamiento en el primer modo de 2.44%. En la *Figura 103*, se observa la envolvente logarítmica generada por el amortiguamiento, así como la distribución tipo Rayleigh que se genera en los modos.

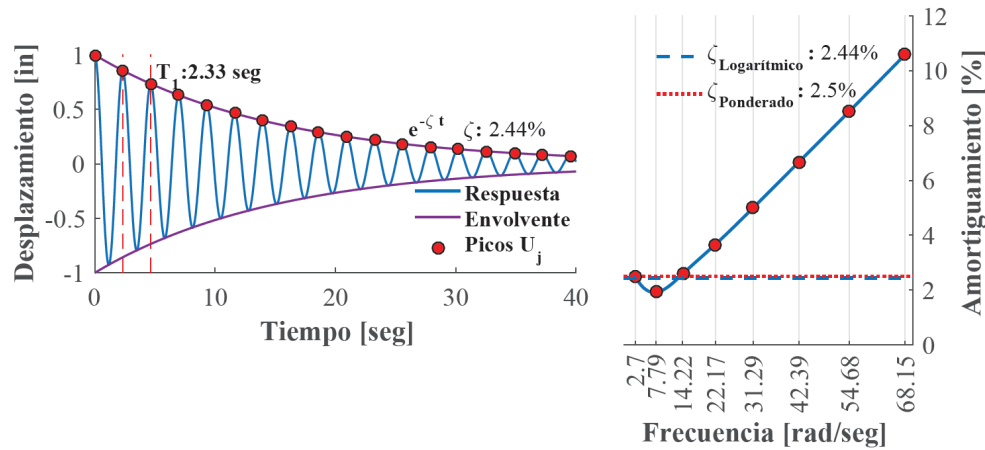


Figura 103: Respuesta de la Estructura y Distribución del Amortiguamiento en el modelo Panel Zone

La principal diferencia entre el amortiguamiento especificado y el real de la estructura se debe a que no se aplica el amortiguamiento Rayleigh en las rótulas plásticas de la Zona del Panel. En el año 2008 se presentó el documento “*Unintended Consequences of Modeling Damping in Structures*”, en este se explica que: en el caso de rótulas plásticas concentradas con cambios bruscos de rigidez, se puede producir una variación extrema del amortiguamiento. Por este motivo se recomienda prescindir del amortiguamiento en estas zonas dado que genera resultados irreales de la respuesta dinámica de la estructura (Charney, 2008).

En la *Figura 104* se observa que, al incluir el amortiguamiento en las rótulas plásticas, la razón de amortiguamiento calculada por el método de decrecimiento logarítmico aumenta a 2.52%. Se puede agregar el amortiguamiento en las rótulas en este análisis dado que la estructura se mantiene en el rango lineal y por lo tanto no se producen cambios de rigidez.

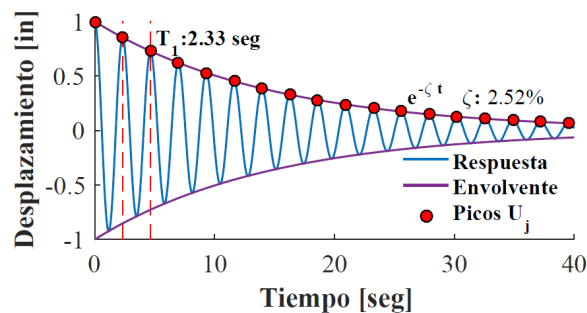


Figura 104: Respuesta de la Estructura incluyendo Amortiguamiento en las rótulas plásticas

En la *Tabla 25*, se muestra el promedio ponderado del amortiguamiento de cada modo para el modelo *Section Aggregator*. Al igual que en el modelo *Panel Zone*, el segundo modo se encuentra sub-amortiguado. El promedio ponderado en los ocho primeros modos da un amortiguamiento total de 2.50%.

Tabla 25: Amortiguamiento Ponderado Section Aggregator

Modo de Vibración	Amortiguamiento	Participación	Promedio Ponderado
1er	2.50%	79.92%	2.50%
2do	1.92%	12.67%	
3ro	2.53%	3.75%	
4to	3.50%	1.79%	
5to	4.60%	1.01%	
6to	5.92%	0.51%	
7to	7.28%	0.26%	
8vo	8.63%	0.09%	

El método de decrecimiento logarítmico da como resultado un amortiguamiento de 2.53%, la envolvente logarítmica de la respuesta se muestra en la *Figura 105*.

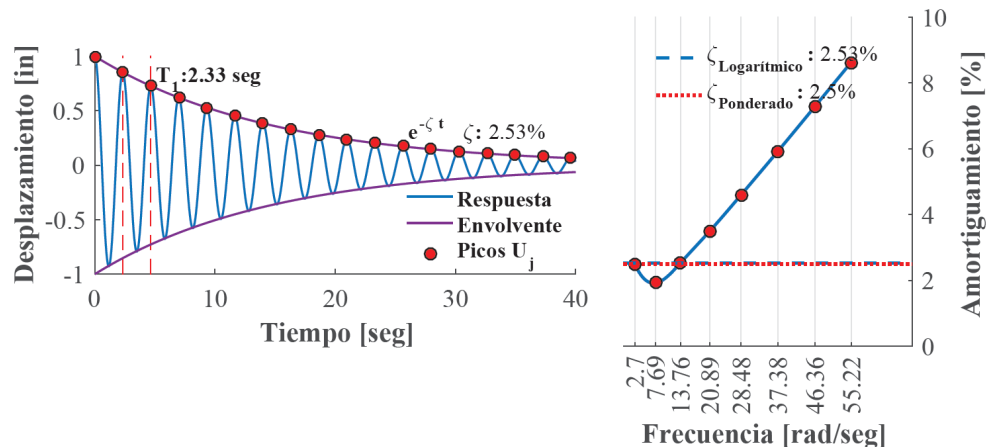


Figura 105: Respuesta de la Estructura y Distribución del Amortiguamiento en el modelo Section Aggregator

Los dos modelos presentan variaciones bajas respecto al amortiguamiento propuesto por el modelo base. Las diferencias son de -0.06% y 0.03% para el modelo de *Panel Zone* y *Section Aggregator* respectivamente. Por lo que se demuestra la correcta aplicación del amortiguamiento en los dos modelos.

8.4. Análisis No-Lineal Dinámico

Este análisis consiste en obtener la respuesta de la estructura frente al movimiento del suelo en el tiempo. Esta respuesta está definida por la *Ecuación 22* de movimiento amortiguado con fuerzas externas (Chopra, 2012).

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + f_s(u) = p(t) \qquad p(t) = -M\ddot{u}_g(t)$$

- | | | | |
|--|----------------------------------|---|------------------------------------|
| M: | <i>Matriz de Masas</i> | $f_s(\mathbf{u})$: | <i>Fuerza Potencial</i> |
| C: | <i>Matriz de Amortiguamiento</i> | $\mathbf{u}(t)$: | <i>Respuesta de desplazamiento</i> |
| $\dot{\mathbf{u}}(t)$: | <i>Respuesta de Velocidad</i> | $\ddot{\mathbf{u}}(t)$: | <i>Respuesta de aceleración</i> |
| $\ddot{u}_g(t)$: | <i>Aceleración del Suelo</i> | $p(t)$: | <i>Fuerza efectiva</i> |

Ecuación 22: Movimiento ante Fuerzas Sísmicas (Chopra, 2012)

Con este análisis se puede definir la influencia del efecto *P-Delta*, así como la correcta fluencia de los elementos en el modelo. Además, se pueden detectar problemas con el diseño que puedan afectar en el comportamiento normal de la estructura como lo define Flores *et. al.*

En este análisis se verifica la influencia de los materiales en la respuesta dinámica de la estructura, así como la influencia del efecto P-Delta. Al final de la sección se muestra una comparación entre los dos modelos.

8.4.1. Verificación de Materiales

En la *Figura 106* se observa la influencia de los materiales en la respuesta dinámica de la estructura para el sismo *RIO270* con un factor de amplificación de 5.87 correspondiente a 1.2 veces la intensidad del sismo máximo considerado (*MCE*).

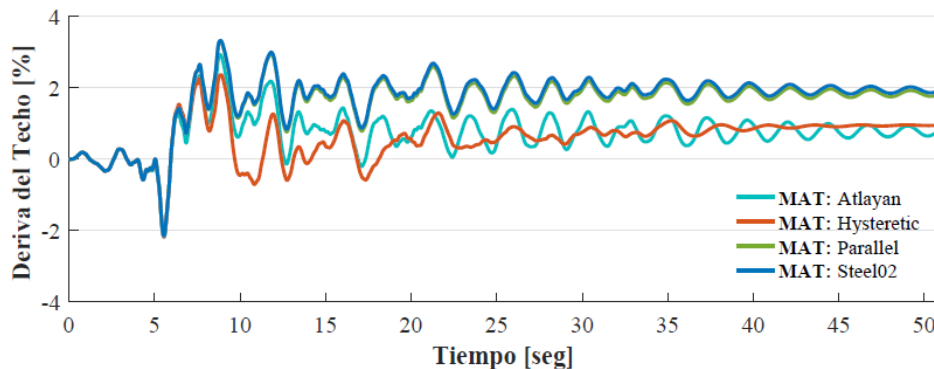


Figura 106: Influencia de los Materiales en la Respuesta Dinámica de la Estructura

Los materiales *Steel02* y *Parallel* presentan respuestas similares generando deformaciones residuales importantes. Esto contrastan con las respuestas dadas por los materiales *Hysteretic* y *Atlayan* que presentan deformaciones a lo largo del registro y una deformación residual de la mitad de los otros dos materiales.

Hasta los 10 segundos del registro sísmico se observa que todos los materiales presentan comportamientos similares, las diferencias empiezan con la no-linealidad de cada material como se esperaba. Además, se observa que el material *Hysteretic* es el único que presenta una estabilización total del movimiento al final del registro.

En un análisis más detallado de la estructura se verificaron las derivas entre piso con cada material (*Figura 107*). Se observa el mismo patrón de comportamiento, sin embargo, se determina que la diferencia entre las respuestas del techo corresponde a lo que ocurre en los dos primeros niveles. En estos los materiales *Parallel* y *Steel02* alcanzan derivas un 20% superiores a las alcanzadas con los otros dos materiales.

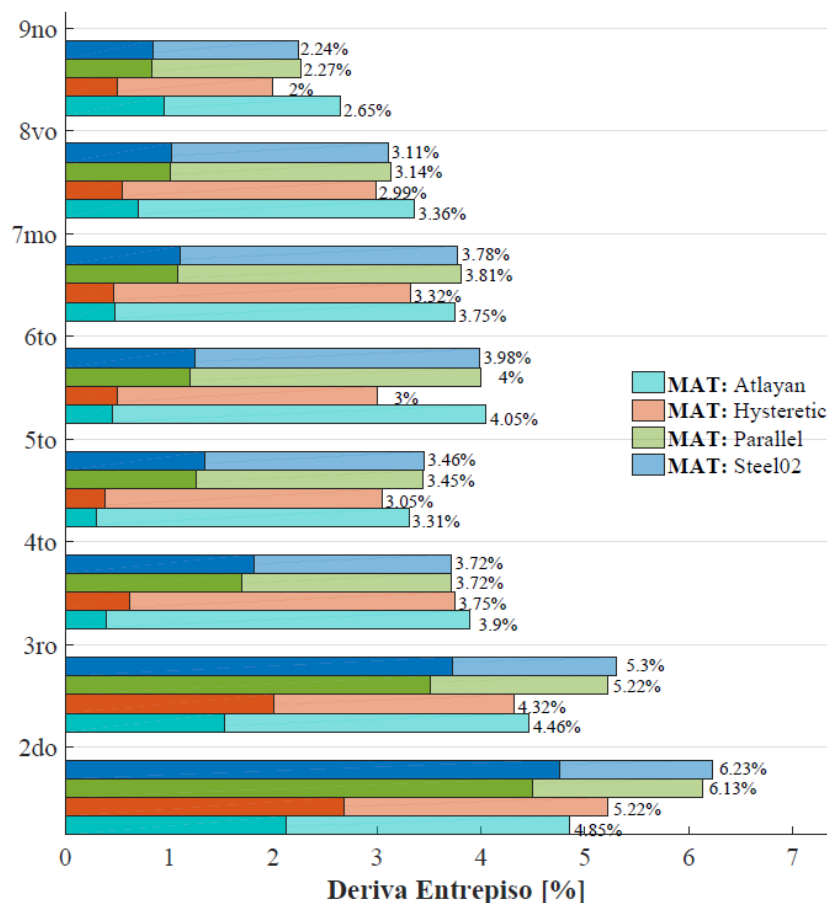


Figura 107: Influencia de los Materiales en las derivas entrepiso

A partir del tercer nivel las derivas son similares para los materiales *Atlayan Parallel* y *Steel02*. Las diferencias se presentan en el material *Hysteretic* el cual genera derivas menores en un 10% a los otros materiales. El mismo comportamiento se presenta en las derivas residuales.

8.4.2. Verificación del Efecto P-Delta

En la *Figura 108* se observa la influencia del efecto *P-Delta* en la respuesta dinámica de la estructura para el sismo *RIO270* con un factor de amplificación de 7.34 correspondiente a 1.5 veces la intensidad del sismo máximo considerado.

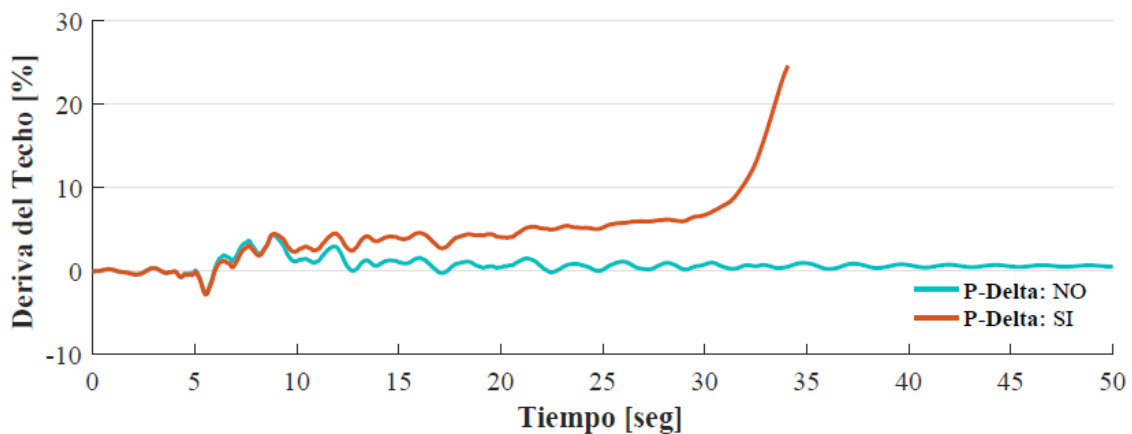


Figura 108: Influencia del Efecto P-Delta en la Respuesta Dinámica de la Estructura

Se observa además que el efecto P-Delta puede ser determinante en el comportamiento de la estructura, incluso contribuye al colapso de la estructura en los 35 segundos del registro. Este análisis concuerda con lo indicado en el documento “*Dynamic P-Delta Effects for Flexibility Inelastic Steel Structures*” (Gupta & Krawinkler, 2000).

La inestabilidad en la estructura se produce por la concentración de daño en los primeros niveles de la estructura, generando el mecanismo débil que se ha presentado en secciones previas. Además, el efecto *P-Delta* intensifica las derivas residuales (*Figura 109*).

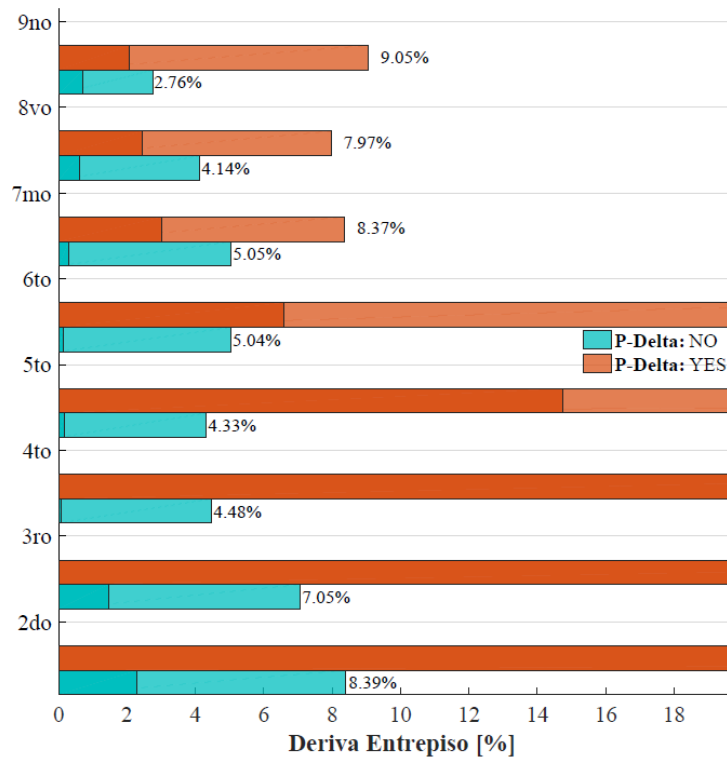


Figura 109: Influencia del Efecto P-Delta en las Derivas Entrepiso

8.4.3. Comparación de los Modelos

Los modelos se comprobaron utilizando el registro *RIO270* con un factor de 4.89 correspondiente a la intensidad del sismo máximo probable. Los resultados de la deriva de techo se presentan en la *Figura 110*.

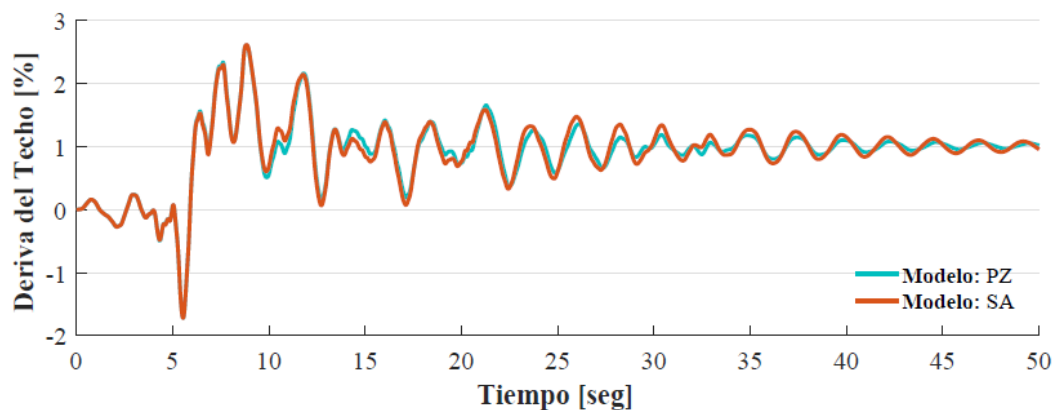


Figura 110: Comparación de los Modelos en la respuesta Dinámica de la estructura

En esta se muestra que la respuesta de los dos modelos es similar prácticamente en todo el registro, la mayor variación existente entre los modelos es de apenas 1.2% a los 15 segundos de iniciado el sismo. Además, se observa que la estructura ha entrado en el rango inelástico debido a la deriva residual que presenta la estructura al final del registro.

En las derivas presentadas en la *Figura 111* se observa el mecanismo de piso débil que afecta al segundo y tercer nivel. Se observa, además, que el modelo *Section Aggregator* presenta mayores derivas que el modelo de *Panel Zone*, lo cual puede ser explicado por las diferencias en la inclusión de los efectos de corte. En cuanto a las derivas residuales los dos modelos presentan variaciones inferiores al 0.9%

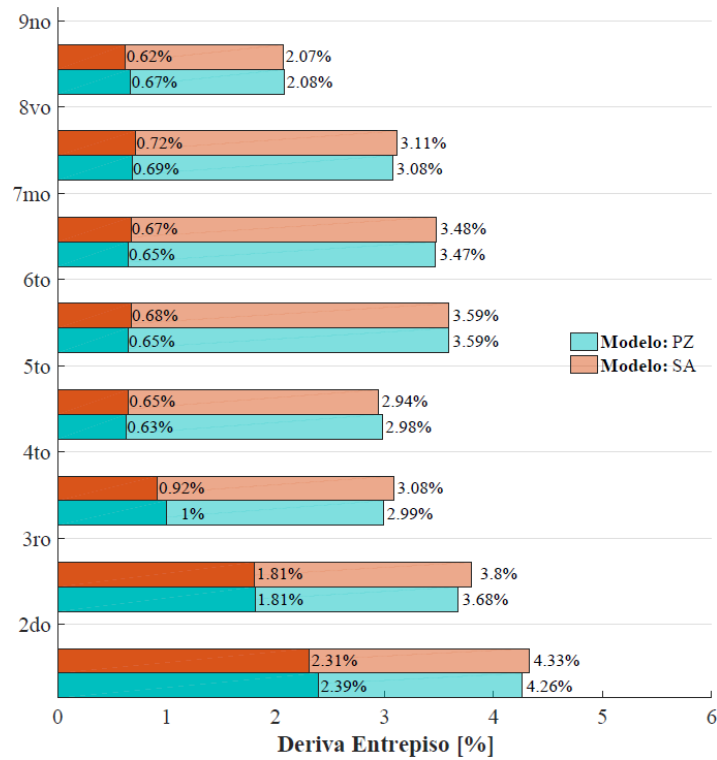



Figura 111: Influencia del Modelo en la Deriva Entrepiso

9. Análisis por Desempeño

En este capítulo se presenta: la descripción de un análisis por desempeño, el procedimiento de selección y escalamiento de sismos, los criterios para cumplir los niveles de desempeño y los resultados de los modelos propuestos.

El Análisis por Desempeño consiste en someter a la estructura a sismos de diferentes magnitudes, en los cuales de acuerdo con el comportamiento y el daño en la respuesta se asigna la categoría de desempeño a la que pertenece la estructura. El documento *FEMA P-424*, presenta las condiciones en las que se deben desarrollar estos análisis y los criterios de daño para cada caso. En la *Tabla 26* se presentan las magnitudes de eventos y el daño correspondiente a cada Grupo de Desempeño (*Categoría de Riesgo Sísmico*), que para la estructura modelo por ser de uso de oficina, es de tipo II (ASCE, 2016).

Tabla 26: Máximo nivel de daño según la magnitud del evento y el grupo de desempeño (FEMA, 2009)

		INCREMENTO NIVEL DE DESEMPEÑO				
						
		Grupos de Desempeño				
		I	II	III	IV	
MAGNITUD DEL EVENTO DE DISEÑO	Incremento en Magnitud ↑	Muy Fuerte (Muy Raro)	Severo	Severo	Alto	Moderado
		Fuerte (Raro)	Severo	Alto	Moderado	Leve
		Medio (Menos Frecuente)	Alto	Moderado	Leve	Leve
		Leve (Frecuente)	Moderado	Leve	Leve	Leve

En el caso de sismos los eventos Muy Raro, Raro, Menos Frecuente y Frecuente presentan periodos de retorno de 2475, 475, 225, 72 años respectivamente (FEMA, 2000).

A continuación, se detalla la correlación de cada nivel de daño con el nivel de desempeño (FEMA, 2009):

- *Nivel de Desempeño Operacional (O)*: Corresponde a un nivel de daño leve. Presente en estructuras con un daño mínimo o ninguno en sus componentes estructurales y no estructurales. Además, son estructuras que pueden mantener sus condiciones operativas solo con pequeños ajustes.



- *Nivel de Desempeño Ocupación Inmediata (IO)*: Corresponde a un nivel de daño Moderado. Son estructuras que presentan un mínimo de daño en componentes estructurales y un daño menor en componentes no estructurales. Estas estructuras pueden ser ocupadas después del evento, pero necesitan reparaciones antes de que recupere sus condiciones operativas.
- *Nivel de Desempeño Seguridad de Vida (LS)*: Corresponde a un nivel de daño alto. Las estructuras presentan un daño excesivo en sus componentes estructurales y no estructurales, sin embargo, los daños no generan riesgo a la vida de sus ocupantes. Estas estructuras pueden ser operativas tras restauraciones y tiempo, pero a un costo económico muy elevado.
- *Nivel de Desempeño Prevención de Colapso (CP)*: Corresponden a un nivel de daño Severo. El daño en elementos no estructurales puede generar riesgo para los ocupantes, pero los elementos estructurales deben evitar el colapso de la estructura para impedir un mayor número de pérdidas humanas. La reparación y ocupación de las estructuras no es posible después del evento.

El éxito de este análisis consiste en evaluar la estabilidad de la estructura y determinar si esta cumple con los criterios especificados para cada nivel de desempeño. Para la evaluación se utilizan 11 registros sísmicos como lo indica el ASCE- (ASCE, 2016).

A continuación, se presentan los espectros representativos de cada magnitud de los eventos a analizar, la selección y el escalamiento de sismos a estos espectros y los criterios de estabilidad para cada nivel de desempeño.

9.1. Espectros Representativos

A cada magnitud del evento le corresponde una peligrosidad sísmica representada por un espectro sísmico suavizado. En la normativa ASCE-7 se indica como generar estos espectros en función de dos parámetros: Aceleración de respuesta espectral para períodos cortos (S_s) y Aceleración de respuesta espectral para período de 1 segundo (S_1). El espectro suavizado presenta una forma en concordancia con la *Figura 112*, en que la aceleración de respuesta espectral (S_a), se determina en función de la *Ecuación 23*.

$$S_a = S_s \left(0.4 + \frac{0.6T}{T_0} \right) \quad \text{Si } T < T_0$$

$$S_a = S_s \quad \text{Si } T_0 < T < T_s$$

$$S_a = \frac{S_1}{T} \quad \text{Si } T_s < T < T_L$$

$$S_a = \frac{S_1 T_L}{T^2} \quad \text{Si } T_L < T$$

S_a : Aceleración Espectral

T_0 : $0.2(S_1/S_s)$

S_s : Aceleración Espectral Período Corto

T_s : (S_1/S_s)

S_1 : Aceleración Espectral Período 1 sg

T_L : Transición de Período Largo

T : Período Fundamental de la Estructura

Ecuación 23: Aceleraciones Espectrales de Respuesta (ASCE, 2016)

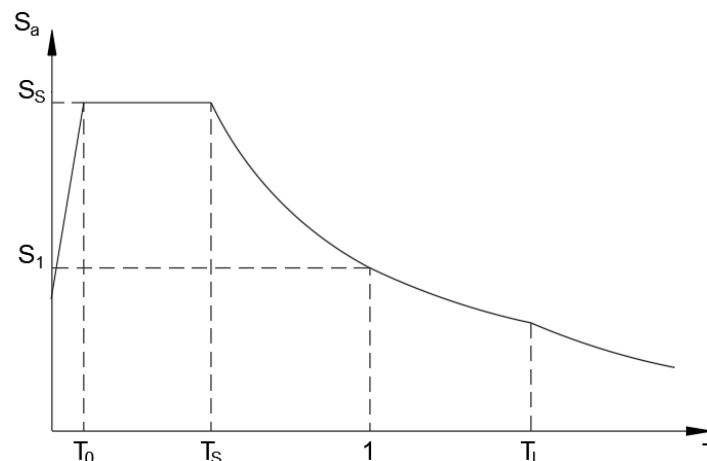


Figura 112: Espectro de Respuesta Suavizado (ASCE, 2016)

El documento FEMA P-695 detalla los parámetros para el espectro de respuesta de 2475 años, conocido como MCE_R (*Maximum Considered Earthquake*), en función de la categoría sísmica. Se utilizan los parámetros pertenecientes a una categoría de diseño D_{max} correspondiente a la categoría para la que fue diseñada la estructura (FEMA, 2009).

Para el espectro de 475 se toman parámetros correspondientes a dos tercios de los parámetros de MCE_R, como lo indica el documento del FEMA P-695 así como el ASCE-7. (ASCE, 2016) (FEMA, 2009)

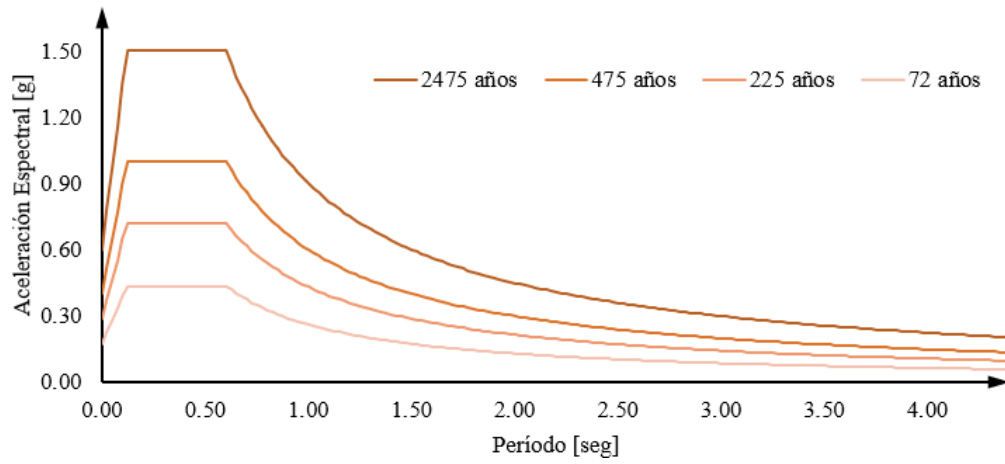


Figura 113: Espectros de cada Magnitud del Evento



9.2. Selección y Escalamiento de Sismos

La selección y el escalamiento de los sismos es un procedimiento necesario cuando se realizan análisis Tiempo Historia, ya que cada uno de los registros debe representar como mínimo el espectro objetivo, con lo cual se obtiene al menos el daño esperado. La selección de los sismos, al igual que el procedimiento para el escalamiento, están dados por la metodología FEMA P-695.

Para la selección de los registros sísmicos deben ser considerando los siguientes parámetros: (FEMA, 2009)

- Magnitud de los eventos.
- Tipo del origen de los eventos.
- Condiciones locales del sitio.
- Condiciones del sitio respecto al origen de los eventos.
- Número de registros por evento.
- Registros extremos de movimiento del terreno.
- Capacidad de los instrumentos de medición de movimientos del terreno extremos.
- Ubicación de los instrumentos de medición de movimiento del terreno.

Para el escalamiento de sismos se debe recalcar que existen dos metodologías permitidas por el ASCE 7-16, las cuales corresponden al escalamiento por períodos o por amplitudes; mientras que la metodología del FEMA P-695 especifica solamente el procedimiento de periodos, razón por la cual se adopta este método en el documento. Adicionalmente, el FEMA P-695 indica que se debe realizar un tratamiento previo de los registros para eliminar la variabilidad que existe entre ellos, dado que se han elegido sismos de la base de datos del PEER (*indicado en el Anexo 8: Registros Sísmicos Seleccionados*) este tratamiento recibe el nombre de Normalización, y luego se procede al escalamiento de los registros como tal.

El procedimiento de escalamiento de sismos, de acuerdo con los períodos de los espectros de respuesta con un amortiguamiento del 5%, tiene como resultado la obtención de dos factores de escalamiento que se determinan de manera independiente. Las fases para escalamiento son: Respecto al período fundamental de la estructura y Escalamiento global de los espectros de los registros. (ASCE, 2016) (FEMA, 2009)



9.2.1. Normalización

Los registros sísmicos se normalizan de acuerdo con la velocidad pico (*Peak Ground Velocity, PGV*) de cada uno de ellos, el objetivo de este procedimiento es eliminar la variabilidad que existe entre cada uno de los registros seleccionados. El PGV se obtiene como la media geométrica de la componente horizontal y vertical de cada uno de los registros, y el factor de normalización se obtiene con la *Ecuación 25*.

$$NM_i = Median(PGV_i)/PGV_i$$

$$NTH_{1,i} = NM_i TH_{1,i}$$

$$NTH_{2,i} = NM_i TH_{2,i}$$

NM_i : Factor de Normalización

PGV_i : Registro Sísmico

$NTH_{1,i}$: Primera Componente Escalada

$TH_{1,i}$: Primera Componente

$NTH_{2,i}$: Segunda Componente Escalada

$TH_{2,i}$: Segunda Componente

Ecuación 25: Normalización de Registros (FEMA, 2009)

9.2.2. Periodo Fundamental

Esta fase se realiza de para cada uno de los registros. El factor de escalamiento que se obtiene en esta fase puede mayorar o reducir las aceleraciones de piso dadas por cada uno de los registros al hacer coincidir la aceleración del periodo fundamental del registro con la aceleración del espectro objetivo. Así el promedio de los espectros de los registros escalados es exactamente el mismo que el espectro objetivo en la aceleración del período fundamental de la estructura. Este primer factor se obtiene mediante la expresión *Ecuación 26*. (ASCE, 2016)

$$F_{si} = Sa(T_1)_i/Sa(T_1)_o$$

F_{si} : Primer Factor de Escalamiento

$Sa(T)_i$: Aceleración Espectral registro i

T_1 : Periodo Fundamental

$Sa(T)_o$: Aceleración Espectral Objetivo

Ecuación 26: Primer Factor de Escalamiento (ASCE, 2016)

9.2.3. Rango de Periodos

En esta fase se define en primera instancia un rango de períodos de los espectros con respecto al período fundamental de la estructura de acuerdo con las especificaciones del ASCE 7-16, de manera que se incluyan todos los modos de vibración que contribuyan de manera significativa a la respuesta inelástica de la estructura. Este rango tiene un límite superior que debe ser al menos 1.5 veces el período fundamental de la estructura, mientras



que el límite inferior se puede definir de manera que se incluyan al menos el número de modos de vibración necesarios para alcanzar el 90% de participación de masa, sin embargo, el límite inferior no debe ser menor que 0.2 veces del período del modo más corto de la estructura. (ASCE, 2016)

Con el espectro promedio de los registros se determina un factor mediante la expresión *Ecuación 27* en todos los puntos en los que, dentro del rango definido, la aceleración del espectro promedio es menor a la aceleración del espectro objetivo. De esta manera, el segundo factor de escalamiento corresponde al mayor de los factores S_s determinados en cada uno de estos puntos dentro del rango definido.

$$S_s = \max \left(\frac{Sa(T)_o}{Sa(T)_p} \right)$$

S_s : Segundo Factor de Escalamiento $Sa(T)_p$: Aceleración Espectral Promedio

T : Periodo Rango $0.2T_1 - 1.5T_1$ $Sa(T)_o$: Aceleración Espectral Objetivo

Ecuación 27: Segundo Factor de Escalamiento (ASCE, 2016)

Finalmente, el factor de escalamiento total para los espectros de los registros escalados de acuerdo con el espectro objetivo corresponde al producto de los dos factores obtenidos, como se define en la *Ecuación 28*.

$$FE_i = F_{si} S_s$$

FE_i : Factor de Escalamiento registro i S_s : Segundo Factor de Escalamiento

F_{si} : Primer Factor de Escalamiento registro i

Ecuación 28: Factor de Escalamiento (ASCE, 2016)

9.2.4. Proceso de Selección y Escalamiento

En la *Tabla 29* se presentan un detalle de los sismos seleccionados los mismos que se han tomado del *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER, 2011)*. La selección de estos sismos se ha realizado de manera aleatoria de la base de 22 sismos presentados en la metodología *FEMA P-695 (FEMA, 2009)*.

Tabla 29: Sismos seleccionados

Lugar	Componente 1	Componente 2	PGV máx [cm/s]	PGA máx [g]
Manjil / Irán	ABBAR--L	ABBAR--T	54	0.510
Duzce / Turquía	BOL000	BOL090	62	0.820
Loma / Prieta	CAP090	CAP000	35	0.530
Kocaeli / Turquía	DZC270	DZC180	59	0.360
Loma / Prieta	G03000	G03090	45	0.560
Hector / Mine	HEC090	HEC000	42	0.340
Northridge / Canyon	LOS270	LOS000	45	0.480
Northridge / Beverly	MUL279	MUL009	63	0.520
Kobe / Japón	NIS000	NIS090	37	0.510
Mendocino / Río	RIO270	RIO360	44	0.550
Kobe / Japón	SHI090	SHI000	38	0.240

Dado que los registros seleccionados no son similares en las características sísmicas detalladas en la sección 9.2, se realiza el proceso de normalización correspondiente. Para el escalamiento se selecciona como espectro objetivo el de peligrosidad sísmica de 2475 años (*MCE*), se procede a realizar la metodología SRSS para combinar los espectros de las dos componentes de los registros y se obtiene el factor de escalamiento al primer periodo fundamental. En la *Figura 114* se muestran los espectros de cada registro, así como el escalamiento al primer periodo fundamental del modelo base ($T_1=2.29 \text{ seg}$).

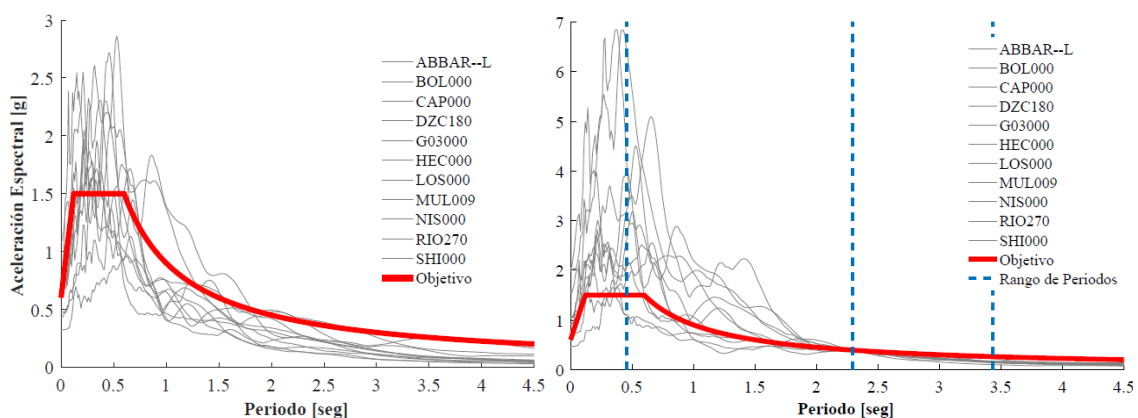


Figura 114: Escalamiento de Sismos al Primer Periodo

Se obtiene el espectro de respuesta medio de los registros y se determina el factor dos para asegurar que en todo el rango ($0.2 T_1=0.458 \text{ seg} - 1.5 T_1=3.435 \text{ seg}$) la respuesta

media sea superior a la del espectro objetivo. En la *Figura 115*, se muestran los registros escalados y el espectro medio de respuesta de los registros.

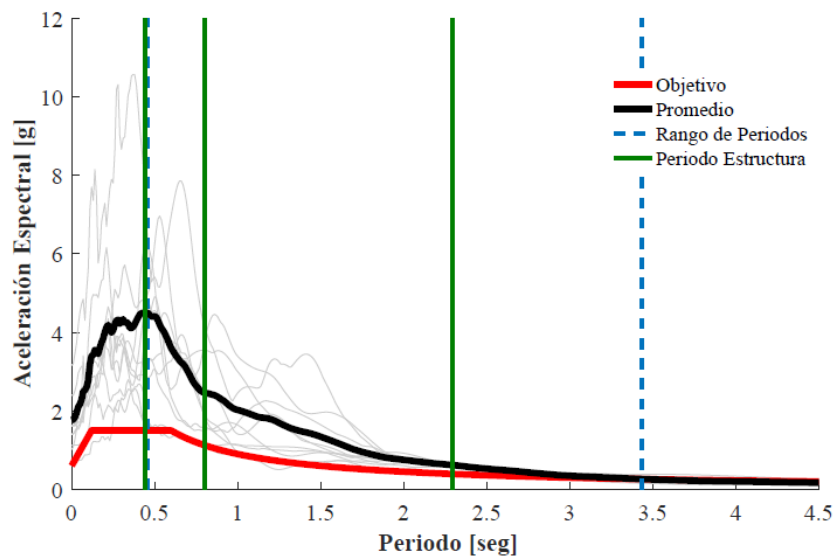


Figura 115: Sismos Escalados y Espectro medio de Registros

En el escalamiento se observa que el segundo y tercer modo de la estructura con participación de masa es de 12.6% y 3.3% respectivamente, están sobreestimados respecto al espectro objetivo. Este fenómeno puede determinar la respuesta dinámica de la estructura en ciertos sismos.

Dado que se realiza un análisis en dos dimensiones de la estructura se selecciona la componente de mayor aceleración máxima de suelo (*PGA: Peak Ground Acceleration*) para los análisis. En la *Tabla 30* se presentan las componentes seleccionadas y los factores de escalamiento.

Tabla 30: Factores de Escalamiento

Registro	Intervalo [seg]	Tiempo [seg]	N _M	F _S	S _S	F _E 2475	F _E 475	F _E 72
ABBAR--L	0.020	53.52	0.899	1.033	1.625	1.51	1.01	0.44
BOL000	0.010	55.90	0.713	2.020	1.625	2.34	1.56	0.68
CAP090	0.005	39.96	1.318	2.278	1.625	4.88	3.25	1.42
DZC270	0.005	27.19	0.813	1.222	1.625	1.62	1.08	0.47
G03000	0.005	39.95	1.070	1.472	1.625	2.56	1.71	0.74
HEC090	0.010	45.31	1.239	1.744	1.625	3.51	2.34	1.02
LOS270	0.010	19.99	0.978	1.476	1.625	2.35	1.56	0.68
MUL279	0.010	29.99	0.700	2.271	1.625	2.58	1.72	0.75
NIS000	0.010	40.96	1.151	1.287	1.625	2.41	1.61	0.70
RIO270	0.020	36.00	1.000	3.007	1.625	4.89	3.26	1.42
SHI090	0.010	40.96	1.328	1.718	1.625	3.71	2.47	1.08



9.3. Criterios de Estabilidad

Estos criterios son obtenidos de la normativa ASCE 7-16, en el capítulo 16 (*Nonlinear Response History Analysis*). Esta normativa indica el cumplimiento de derivas y de fuerzas y desplazamientos en los elementos. En caso de no cumplir con los criterios de estabilidad o de tener problemas de convergencia en alguno de los pasos del análisis se considera una *Respuesta Inaceptable*, por lo tanto, el diseño no es el adecuado y no cumple con el diseño de desempeño. (ASCE, 2016)

9.3.1. Criterios de la Estructura

Las derivas por piso en ningún caso deben sobrepasar el doble de la determinada en la tabla 12.12-1, la cual se encuentra detallada en la *Tabla 31* de este documento. Para el caso de la estructura base, corresponde a una categoría de riesgo II y pertenece al grupo de Otras Estructuras, la deriva aceptable por piso es de 0.02. (ASCE, 2016)

Tabla 31: Derivas de Piso Aceptables (12.12-1) (ASCE, 2016)

Estructura	Categoría de Riesgo		
	I o II	III	IV
Estructuras, otras que muros de corte de mampostería, cuatro pisos o menos sobre la base como está definido en la Sección 11.2, con muros interiores, partición y sistemas de muros exteriores que tienen que ser diseñados para cumplir las derivas de piso.	0.025	0.020	0.015
Muros de corte de mampostería no confinada	0.010	0.010	0.010
Otras estructuras de muros de corte de mampostería	0.007	0.007	0.007
Otras estructuras	0.020	0.015	0.010

Por lo tanto, la máxima deriva por piso que puede alcanzar la estructura es de 0.04. En la *Tabla 32* se muestra el fragmento de la tabla C1-3 para pórticos resistentes a momento de acero correspondiente a las condiciones de derivas de piso que debe cumplir para cada nivel de desempeño, según el documento FEMA 356.

Tabla 32: Niveles de Desempeño Estructural y Daño (C1-3) (FEMA, 2000)

Estructura	Deriva	Prevención de Colapso (CP)	Seguridad de Vida (LS)	Ocupación Inmediata (IO)
Pórticos de Acero	Transitoria	0.05	0.025	0.007
Resistentes a Momentos	Permanente	0.05	0.01	0.00

Se utilizan los límites más conservadores de las dos normativas, utilizando para Prevención de Colapso y Seguridad de Vida los límites del ASCE, mientras que para derivas de Ocupación Inmediata y permanentes del FEMA.



Tabla 36: Criterios de Aceptabilidad para análisis No-Lineales (9-6) (ASCE, 2013)

Elemento	Condición	Prevención de Colapso (CP)	Seguridad de Vida (LS)	Ocupación Inmediata (IO)
Vigas		11 θ_y	9 θ_y	1 θ_y
Columnas	P/P _{CL} < 0.2	11 θ_y	9 θ_y	1 θ_y
	P/P _{CL} < 0.5	17 (1-5/3 P/P _{CL}) θ_y	14 (1-5/3 P/P _{CL}) θ_y	0.25 θ_y
Zona de Panel		12 θ_y	12 θ_y	0.25 θ_y
Secciones Reducidas		0.07 - 0.00030 d	0.0525 - 0.00023 d	0.025 - 0.00015 d

En el cual la rotación de fluencia se determina para elementos tipo viga y elementos tipo columna como muestran la Ecuación 30 a) y b) respectivamente. El valor d en las Secciones Reducidas corresponde al peralte de la sección.

$$\theta_y = \frac{Z f_y r_y l_b}{6 E I_b} \qquad \theta_y = \frac{Z f_y r_y l_c}{6 E I_c} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right)$$

θ_y : Rotación de Fluencia

r_y : Factor de Fluencia Esperado

f_y : Esfuerzo de Fluencia

Z : Módulo Plástico de la Sección

P_y : Fluencia Axial ($A_g f_y z_y$)

A_g : Área de la Sección

P : Carga Axial

E : Módulo de Elasticidad

l_b : Longitud de la Viga

l_c : Longitud de la Columna

I_b : Inercia de la Viga

I_c : Inercia de la Columna

Ecuación 30: Rotaciones de Fluencia: a) Vigas, b) Columnas. (ASCE, 2013)

Todos los criterios dados por la normativa corresponden a los niveles de desempeño Prevención de Colapso (CP), Seguridad de Vida (LS) y Ocupación Inmediata (IO). En ningún caso menciona criterios para el nivel de desempeño Operacional (O). Por lo que no se analizará este caso, en definitiva, se analizarán únicamente los espectros correspondientes a 2475, 475 y 72 años.

9.4. Resultados del Análisis por Desempeño

9.4.1. Influencia de los Materiales

Para comprobar la influencia del material se analizaron los once sismos escalados al espectro de diseño de 2475 años y se obtuvieron las derivas máximas promedio y las derivas residuales promedio para cada material, como se muestra en la *Figura 116*. Los materiales que se basan en la ley constitutiva propuesta por Menegotto y Pinto como: *Steel02*, *Parallel* y *Atlayan* presentan comportamientos similares en todos los pisos con una diferencia máxima de 0.08% en el último piso. Mientras que el material *Hysteretic* presenta comportamientos diferentes principalmente en los pisos bajos, dando diferencias de hasta 0.16% con los otros materiales.

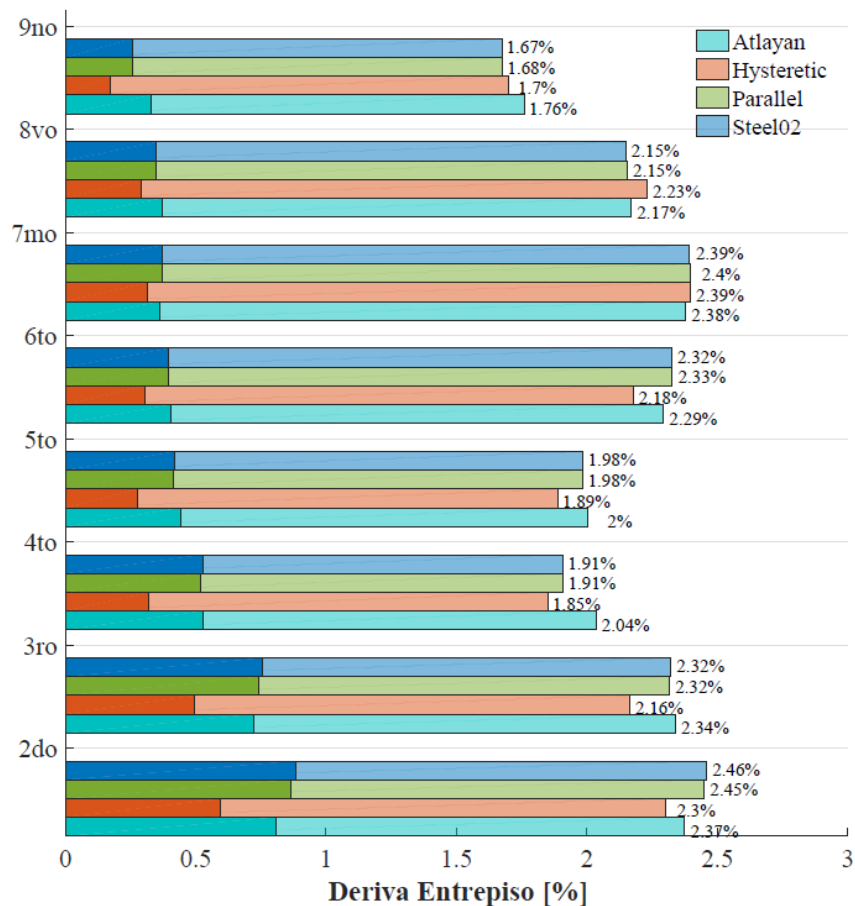


Figura 116: Influencia de los Materiales en el Análisis por Desempeño

Se destaca, que el material *Steel02* y el material *Parallel* no presenta variaciones de deriva, esto indica la casi nula incursión del material a deformaciones superiores a la última (ϵ_u) en donde estos materiales presentan diferencias. En las derivas residuales se observa una diferencia más pronunciada entre los materiales similar a lo explicado en la sección 8.4.1.

Los análisis realizados con los diferentes materiales presentan una gran diferencia en cuanto al tiempo computacional entre todos ellos. Los resultados de los tiempos de ejecución normalizados con respecto al promedio en cada uno de estos análisis se muestran en la *Figura 117*.

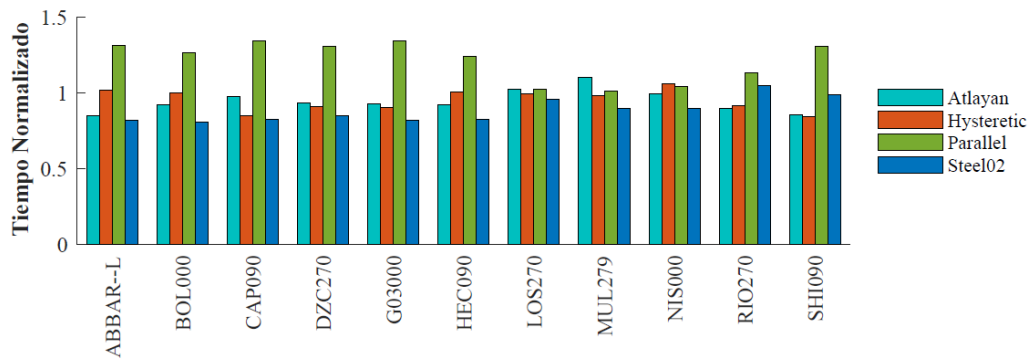


Figura 117: Influencia del Material en el Tiempo Computacional

Se observa que el material *Parallel* es el que implica un mayor tiempo computacional en la mayoría de análisis, esto se debe a que en realidad se deben analizar dos curvas constitutivas y la interacción entre ellas. Por otro parte, el tiempo computacional de los análisis con el material propuesto por *Atlayan* son levemente superiores a los del material *Steel02*. Esta diferencia se debe a que en el material propuesto por *Atlayan* se debe considerar el punto donde empieza a actuar la fátiga asignada al material. Mientras que el material *Hysteretic* presenta un mayor tiempo computacional con respecto al material de *Atlayan* y *Steel02* en la mayoría de los análisis; sin embargo, esta diferencia no se debe a la naturaleza de la ley constitutiva del material *Hysteretic*, sino a los problema de convergencia que se dan durante el análisis.

9.4.2. Influencia del Efecto P-Delta

La determinación del efecto de segundo orden en el análisis por desempeño se realizó al comparar el promedio de las derivas de los once sismos seleccionados escalados al espectro de 2475 años como se presenta en la *Figura 118*.

En este análisis se observa que el efecto P-Delta genera un aumento de hasta 0.24% de deriva máxima, acentuando el mecanismo de falla presente en el segundo y tercer nivel. Se observa que en el caso de no incluir el efecto P-Delta las máximas derivas se producen en el séptimo y octavo piso por lo que no se genera un mecanismo de piso débil en la parte baja de la estructura.

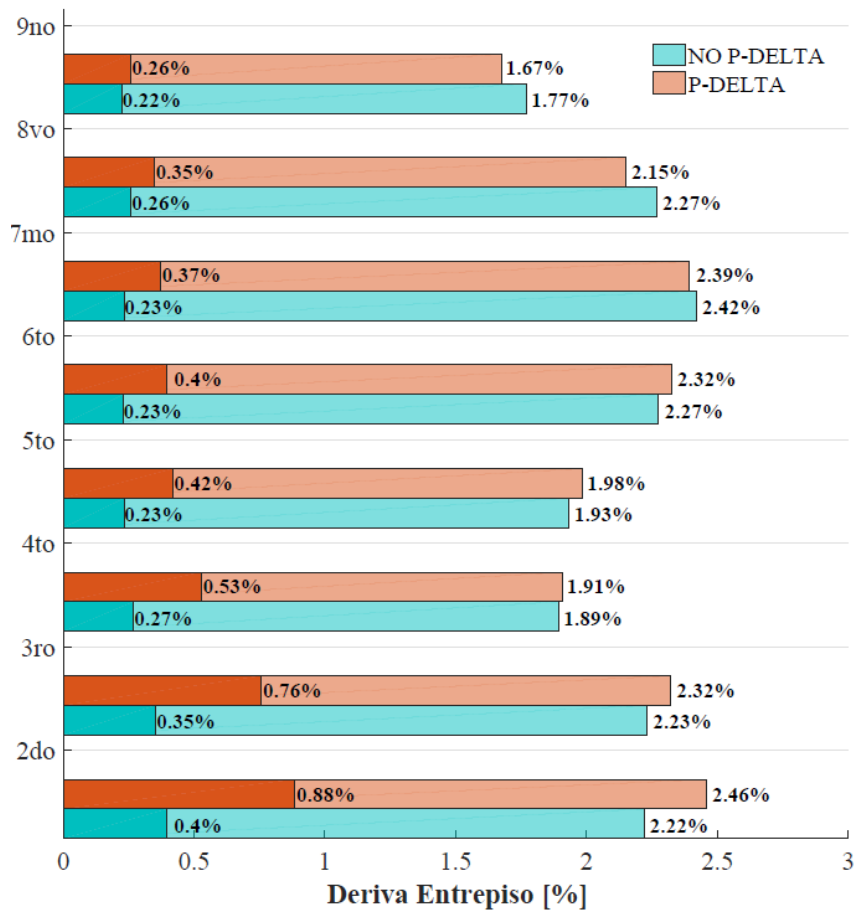


Figura 118: Influencia del Efecto P-Delta

Otra consecuencia importante del efecto P-Delta se presenta en las derivas residuales, el análisis que incluye los efectos de segundo orden duplica en derivas residuales al que carece de estos efectos. Este efecto se acentúa en la parte baja por la formación del mecanismo de falla de piso débil.

9.4.3. Resultados del Análisis por Desempeño

En esta sección se realiza el control de derivas para determinar el cumplimiento del análisis por desempeño en una estructura modelada por fibras. Los resultados se presentan de forma comparativa entre los dos modelos presentados *Panel Zone (Izquierda)* y *Section Aggregator (Derecha)*.

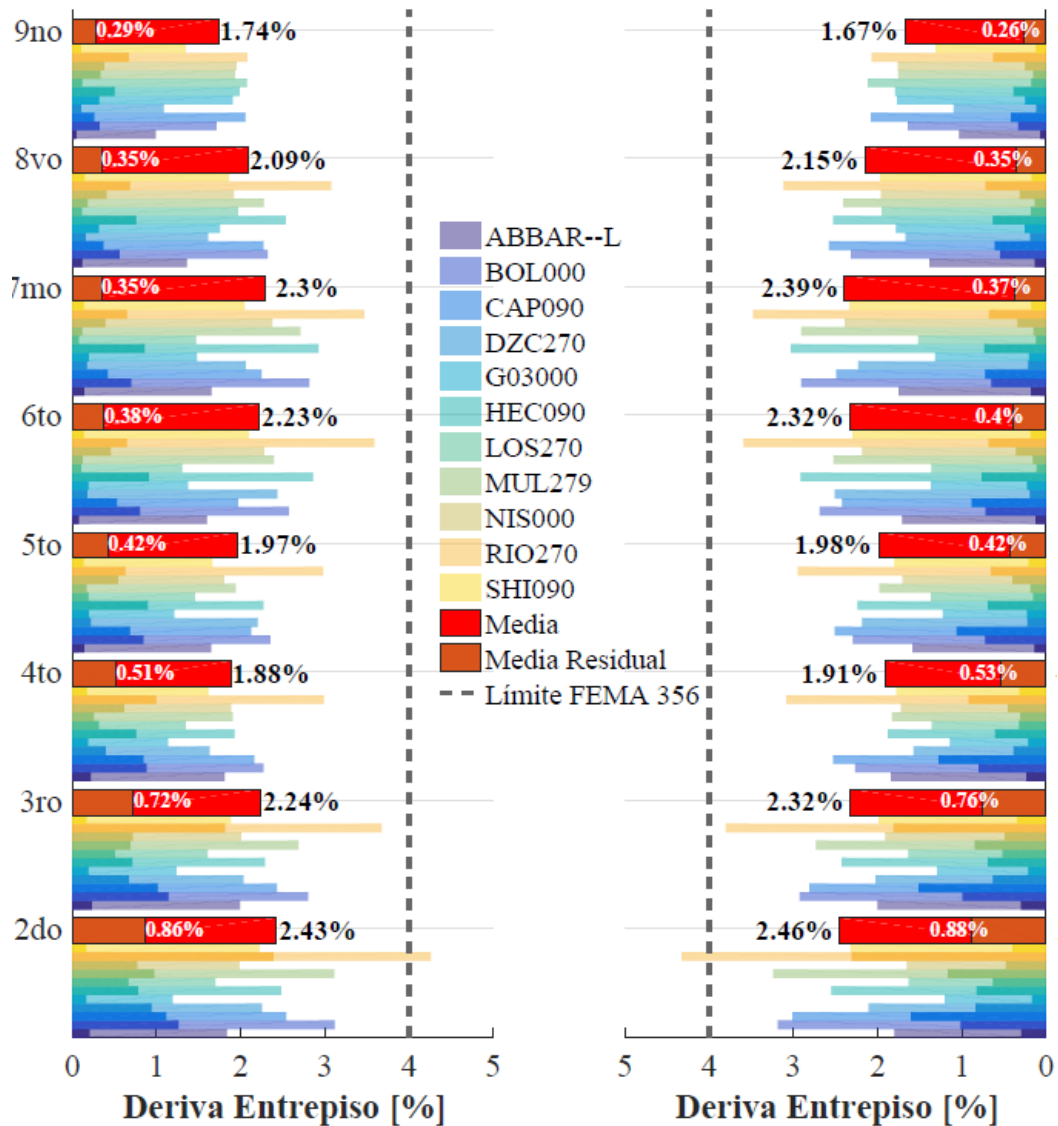


Figura 119: Análisis por Desempeño Nivel: Prevención de Colapso

En la *Figura 119* se presentan los resultados para el nivel de Prevención de Colapso, Se observa que la máxima deriva en los os modelos bordea el 2.5% por lo que cumplen los criterios dados en las normativas *FEMA 356* y *ASCE 7-16*. Se distingue además que los dos modelos presentan variaciones de hasta 0.9% de deriva máxima promedio y 0.2% de deriva residual promedio.

El sismo que genera mayor deriva en los dos modelos corresponde al sismo *RIO270*, siendo este el único que produce en la estructura derivas superiores a 4%, mientras que el sismo que genera menor impacto en la estructura es el *G03000* alcanzando en los dos modelos derivas máximas de 1.67% en el séptimo nivel.

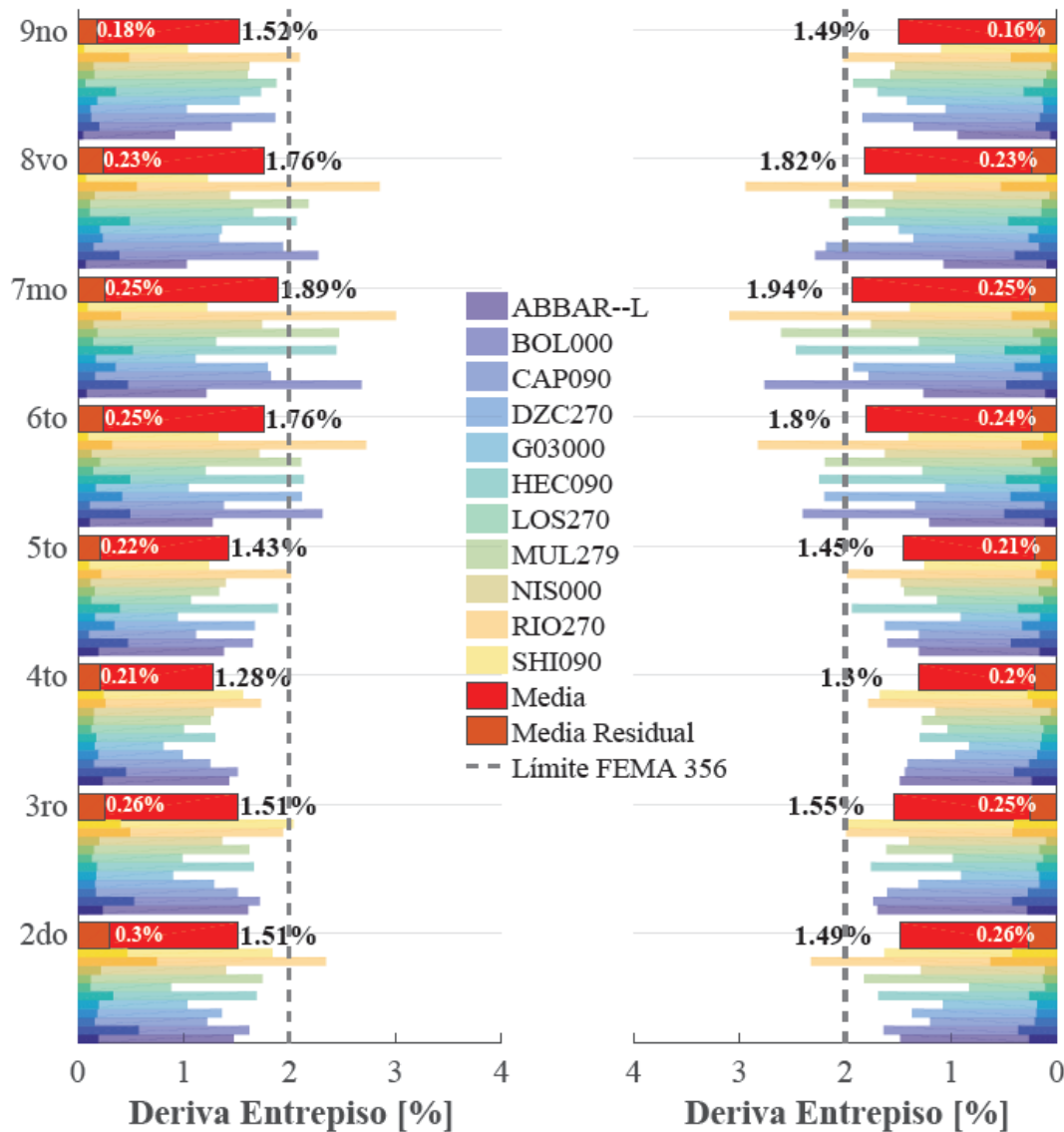


Figura 120: Análisis por Desempeño Nivel: Seguridad de Vida

En el nivel de Seguridad de Vida correspondiente al sismo de 475 años, se observa que el modelo *Section Aggregator* presenta derivas superiores al modelo *Panel Zone* en los pisos superiores, esto puede deberse a la diferencia en la modelación de las uniones viga-columna ya que los pisos superiores presentaban mayor energía disipada en el modelo *Section Aggregator* lo que corresponde a mayores deformaciones.

En los dos modelos las derivas máximas bordean el 1.9% por lo que cumplen con las derivas límites para este nivel de desempeño tanto en la normativa *FEMA 356* y *ASCE 7-16*. Sin embargo, se observa que el límite de la normativa *ASCE 7-16* de 4% se cumple con un pequeño margen de diferencia.

El modelo *Panel Zone* presenta en general mayores derivas residuales, sin embargo, estas no son significativas frente al límite del cumplimiento para este nivel de desempeño que es 1%. A diferencia del nivel de desempeño de prevención de colapso, cinco sismos superan el límite de 2% de deriva. Siendo el de máximas derivas el sismo *RIO270* y el que presenta menores derivas el sismo

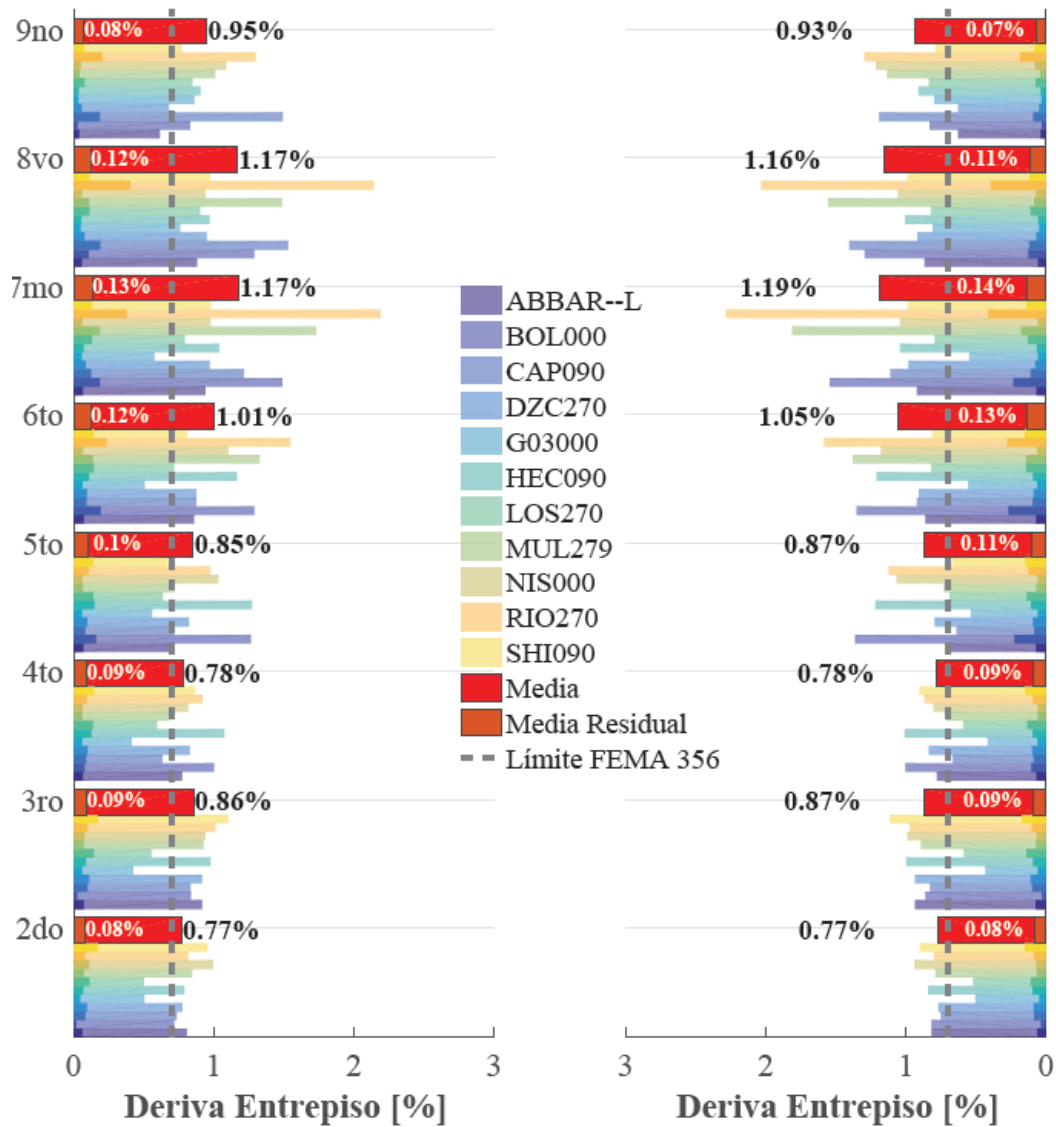


Figura 121: Análisis por Desempeño Nivel: Ocupación Inmediata

En cuanto al nivel de Ocupación Inmediata correspondiente al espectro de diseño de 72 años, se obtienen que los dos modelos presentan el mismo comportamiento con variaciones en las derivas inferiores al 0.02%. Sin embargo, ninguno de estos cumple los requerimientos de deriva máxima dado para este nivel de desempeño ya que el límite es 0.7%. Los 11 sismos seleccionados presentan en octavo nivel derivas superiores a 0.8%.



Se observa que las derivas residuales son menores al 0.15%, estos resultados indican la presencia de fluencia en ciertos elementos de la estructura por lo que no cumple la condición de deriva residual de 0.0%.

Un resultado que contrasta con el nivel de desempeño de Prevención de Colapso es que las mayores derivas se producen en los niveles séptimo y octavo, debido a que no se produce ningún mecanismo de falla en la parte inferior de la estructura. El sismo que genera las mayores derivas en estos niveles es el sismo *RIO270* que presenta derivas máximas superiores al 2% y derivas residuales cercanas al 0.5% por lo que se evidencia una fluencia cercana a la presentada para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

Tabla 37: Resumen de Resultados del Análisis por Desempeño

Modelo	Deriva	Prevención de Colapso (CP)	Seguridad de Vida (LS)	Ocupación Inmediata (IO)
PZ	Transitoria	2.43%	1.89%	1.17%
	Permanente	0.86%	0.30%	0.13%
SA	Transitoria	2.46%	1.94%	1.19%
	Permanente	0.88%	0.26%	0.14%

En la *Tabla 37* se presenta el resumen de derivas máximas y permanentes en la estructura. Las derivas de los niveles de desempeño de Prevención de Colapso y Seguridad de Vida se encuentran dentro de los límites. Mientras que las derivas para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata sobrepasan el límite en un 70%.

En los análisis realizados con los modelos *Panel Zone* y *Section Aggregator* no se encuentran diferencias importantes entre los resultados de cada uno de ellos, es decir, que no se tiene influencia de los modelos. Sin embargo, en la ejecución de los análisis se encuentra una gran diferencia en cuanto al tiempo computacional. De los análisis dinámicos realizados con los dos modelos, se muestran en la *Figura 122* los tiempos de ejecución normalizados con respecto al modelo *Panel Zone* en cada uno de estos análisis.

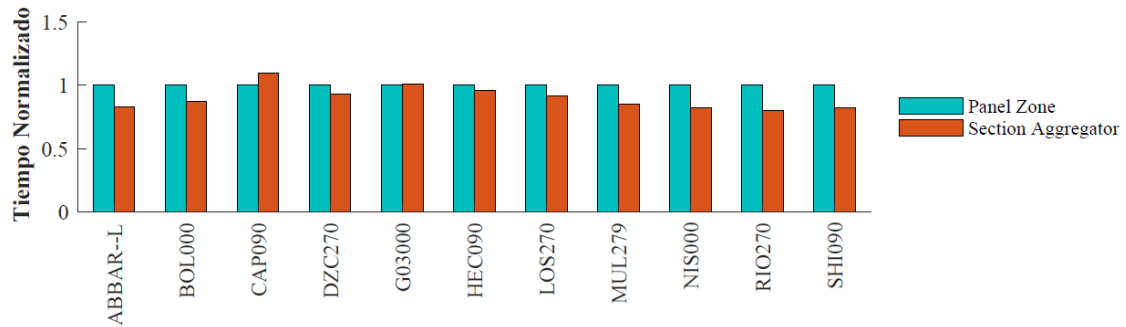


Figura 122: Influencia del Modelo en el Tiempo Computacional

En esta se observa que prácticamente en todos los casos el modelo con menor tiempo computacional es el de *Section Aggregator*, sobre todo para los sismos en los cuáles los elementos llegan a las mayores rotaciones. Esta diferencia se debe principalmente a que en el modelo *Panel Zone* se debe hacer una compatibilidad de deformaciones entre los elementos elásticos del *Panel Zone* y los elementos tipo fibra de los elementos viga-columna. Además, se debe considerar que en el modelo *Panel Zone* se tienen más del doble de elementos en cada una de las uniones vigas-columna que en el modelo de *Section Aggregator*.



10. Conclusiones y Recomendaciones

Entre los problemas que presenta un modelo de fibras se encuentra el tiempo computacional que es afectado por: el material, la discretización de la sección y la discretización de los elementos.

Entre los materiales analizados el que presenta un menor tiempo computacional es el *Steel02* con una reducción promedio de 12% frente a los demás. Mientras que el material que genera mayor tiempo computacional es el material *Parallel* con un aumento de 50% en el tiempo frente al *Steel02*, sin embargo, es el material que más se ajusta a un modelo de plasticidad concentrada con coeficiente de Nash para energía disipada de 0.99 y 0.95 para curva histerética.

Por otro lado, la modelación de las secciones de corte con el método de *Section Aggregator* requiere un 23.5% menos de tiempo computacional que el método *Panel Zone*. Las uniones viga-columna del método *Section Aggregator* con parámetros calibrados de: Factor de Rigidez Flexural 1.6, Factor de Reducción de Fluencia de Corte 2.2 y un Coeficiente de Endurecimiento 0.3%, presentan un coeficiente de correlación de 0.96 con las uniones del método *Panel Zone*. Las mayores diferencias están en secciones sin refuerzo *Doubler Plate* por lo que se recomienda mayor investigación en la calibración.

Para un análisis de dos dimensiones con flexión uniaxial en secciones tipo W la discretización de la sección que tiene influencia en el modelo es la perpendicular al eje mayor de las secciones, además la discretización del alma tiene más influencia que la discretización de los patines. El incluir las áreas de empalme en el análisis aumentaron en promedio 1.22% la capacidad flexural de las secciones y 1.05% la sobre-resistencia de la estructura. Una discretización más fina de la sección afecta en 4.32% el tiempo computacional, sin embargo, el tiempo del post procesamiento de datos aumenta de forma exponencial con el número de fibras.

La cantidad de elementos en la estructura aumenta de manera exponencial el tiempo requerido para un análisis. El rango óptimo de discretización en las conexiones precalificadas *RBS* es de 4 a 8 divisiones, utilizando 6 divisiones en este documento. Valores inferiores generan variaciones en el modelo de hasta 30% en la ductilidad y 10% en la sobre-resistencia y valores superiores aumentan el tiempo computacional hasta en un 30%. La discretización de zonas de fluencia en las columnas aumenta la sobre-



resistencia en un 3% y el tiempo computacional en 25%. Se propone realizar mayor investigación en los elementos utilizados para representar las zonas de fluencia, con la finalidad de reducir el número de elementos total de la estructura.

Los análisis estáticos no-lineales presentan diferencias por al material de hasta 6% en la sobre-resistencia cíclica y diferencias en ductilidad de hasta 39%. Los resultados que más se asemejan al comportamiento del modelo base se alcanzan con el material *Parallel* con una diferencia en sobre-resistencia de 1% y en ductilidad de 10%. La inclusión de los efectos de segundo orden (*P-Delta*) reducen la rigidez inicial de la estructura en 5%, la sobre-resistencia en 8% y genera pendientes negativas en la curva *PushOver*. La carga no tributaria al pórtico lateral es responsable del 75% del efecto *P-Delta* por lo que la inclusión de más pórticos en el sistema lateral disminuiría la carga adicional que afecta a cada pórtico y mejoraría la capacidad de la estructura.

En los análisis dinámicos no-lineales las diferencias entre los materiales existen a derivas de techo superiores al 1.5%. Los materiales *Steel02* y *Parallel* presentan en promedio las mayores derivas máximas y residuales, mientras que el material *Hysteretic* presenta las menores derivas de los cuatro materiales. Para aceleraciones superiores al espectro MCE todos los materiales presentan un mecanismo de falla de piso débil en el segundo y tercer nivel. La influencia del efecto *P-Delta*, genera un aumento promedio en la deriva máxima de 10% y en las derivas residuales de 85%. Además, la inclusión del efecto *P-Delta* genera colapso para aceleraciones superiores al espectro MCE al intensificar el mecanismo de falla de piso débil.

Utilizar un modelo de fibras para análisis de colapso específicamente no es recomendable, dado que la no-linealidad del material no incluye deterioro en ciclo. A pesar de que la inclusión de efectos de segundo orden geométrico genera colapso, la carencia de efectos fenomenológicos en la modelación del material no permite una aproximación real de las deformaciones en rangos de alta plasticidad.

Los análisis de validación indican que los modelos *Panel Zone* y *Section Aggregator* representan las características de rigidez, no-linealidad de material, no-linealidad geométrica y amortiguamiento del modelo base. Por lo que son apropiados para realizar un análisis por desempeño.

En el análisis por desempeño los modelos *Panel Zone* y *Section Aggregator* presentan diferencias en derivas máximas de 1.5%, 2.5% y 1.7% para los niveles de Prevención de



Colapso, Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata. Por lo que la diferencia de los modelos no es apreciable en cualquier nivel de este análisis.

En el nivel de Prevención de Colapso la estructura alcanza rangos plásticos junto con el mecanismo de piso débil en el segundo y tercer nivel. Las derivas máximas corresponden al 60% del límite permitido, mientras que las derivas residuales no sobrepasan el 25% del límite permitido por lo que la estructura cumple este nivel de desempeño.

En el nivel de Seguridad de Vida la estructura genera poca plasticidad, principalmente en vigas, no se genera el mecanismo de falla de piso débil por lo que las máximas derivas se dan en el séptimo nivel. Las derivas máximas corresponden al 97% del límite permitido y las derivas residuales al 30% del límite por lo que la estructura cumple con este nivel de desempeño.

En el nivel de Ocupación Inmediata se presenta baja o nula plasticidad, las derivas máximas se producen en los niveles superiores. Las derivas máximas representan 170% el límite, las derivas residuales son inferiores al 0.15%. La estructura no cumple el nivel de Ocupación Inmediata. Los rangos de deriva residual indican la plasticidad casi nula de la estructura en esta intensidad por lo que no se considera la existencia de daños fuertes en la estructura.

El comportamiento de la estructura a los diferentes niveles de intensidad indica que la estructura posee una alta flexibilidad en el rango lineal por lo que se recomienda para futuros análisis considerar efectos en la modelación como: el efecto de la losa en la rigidez flexural de las vigas y la influencia del sistema de gravedad; con la finalidad de aumentar la rigidez y cumplir con el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.



11. Bibliografía

- AISC. (2010). *AISC 341: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- AISC. (2010). *AISC 358: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- AISC. (2016). *AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- ASCE. (2010). *ASCE 7: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASCE. (2013). *ASCE 41: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASCE. (2016). *ASCE 7: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Building and Other Structures*. Virginia: Structural Engineering Institute.
- ASTM. (2004). *A 992: Standard Specification for Structural Shapes*. Conshohocken: ASTM Committee A01.
- Atlayan, O. (2013). *Hybrid Steel Frames*. Blacksburg: Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Ayoub, A., & Filippou, F. C. (2000). Mixed Formulation of Nonlinear Steel-Concrete Composite Beam Column. *Journal of Structural Engineering*, 371-381.
- Bazant, S., & Bhat, P. (1977). Prediction of Hysteresis in Reinforced Concrete Members. *Journal of Structural Engineering*, 151-167.
- Behzad, R., Quang, H., & Gallart, H. (2014). Explicit Evaluation of Steel Panel Zone Stiffness using Equivalent End Zone (EEZ) Model. *2014 SEAOC Convention*. California: SEAOC.
- Bosco, M., Ferrara, E., Ghersi, A., Marino, E., & Rossi, P. P. (2014). Improvement of the Model Proposed by Menegotto and Pinto for Steel. *European Conference on Earthquake Engineering and Seismology(2)*, 25-29.
- Brancaleoni, F., Ciampi, B., & Di Antonio, R. (1983). Rate-rate Models for Non Linear Hysteretic Structural Behavior. *EUROMECH Colloquium*.
- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. New York, Toronto: McGraw Hill.
- Brunesi, E., & Nascimbene, R. (2014). Extreme response of reinforced concrete buildings through fiber force-based finite element analysis. *Engineering Structures(69)*, 206-2015.



- Ceresa, P., Petrini, L., & Pinho, R. (2007). Flexural-Shear fiber beam-column elements for modelling frame structures under seismic loading - State of the Art. *Journal of Earthquake Engineering*, 46-88.
- Chan, S. L. (2009). www.nida-naf.com. Obtenido de <http://hkisc.org/announcement/secondorderanalysis-2009.pdf>
- Charney, F. A. (2008). Unintended Consequences of Modeling Damping in Structures. *Journal of Structural Engineering*, 581-592.
- Chiorean, C. G. (2017). Second-order flexibility-based model for nonlinear inelastic analysis of 3D semi-rigid steel frameworks. *Engineering Structures*(136), 547-579.
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*. California: Prentice Hall.
- Ciampi, V., & Carlesimo, L. (1986). A Nonlinear Beam Element for Sismic Analysis of Structures. *8th European Conference on Earthquake Engineering*.
- Correia, A. A., Almeida, J. P., & Pinho, R. (2008). Forced-Based Versus Displacement-Based Formulations in the Cyclic Nonlinear Analysis of RC Frames. *World Conference on Earthquake Engineering*, 14.
- Darvall, L. P., & Mendis, P. (1985). Elastic-Plastic-Softening Analysis of Plane Frames. *Journal of Structural Engineering*, 871-888.
- Davila-Arbona, F. J. (2007). *PanelZone Behaviour in Steel Moment Resisting Frames*. Pavia: Universita degli Studi di Pavia.
- DesRoches, R., Comerio, M., Eberhard, M., Mooney, W., & Rix, G. J. (2011). Overview of the 2010 Haiti Earthquake. *Earthquake Spectra*, 27(S1), S1-S21.
- Dimitrios, L. (2009). *Sidesway Collapse of Deteriorating Structural Systems under Seismic Excitations*. San Francisco: Department of Civil and Environmental Engineering of Stanford University.
- Dimitrios, L. (15 de 6 de 2018). *Lignos Research Group*. Obtenido de Steel W-Shape DataBase: <http://dimitrios-lignos.research.mcgill.ca/databases/index.php>
- Elkady, A., & Lignos, D. (2017). Full-Scale Testing of Deep Wide-Flange Steel Columns under Multiaxis Cyclic Loading: Loading Sequence, Boundary Effects, and Lateral Stability Bracing Force Demands. *Journal of Structural Engineering*, 1-15.
- Elnashai, A. S., Gencturk, B., Kwon, O.-S., Al-Qadi, I. L., Hashash, Y., Roesler, J. R., . . . Valdivia, A. (2010). *The Maule (Chile) Earthquake of February 27, 2010. Consequences Assessment and Case Studies*. Santiago: Mid-America Earthquake Center.



- FEMA. (2000). *FEMA 335C: State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frame Subject to Earthquake Ground Shaking*. California: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA. (2000). *FEMA 356: Seismic Rehabilitation Prestandard*. California: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA. (2009). *FEMA P-424: Design Guide for Improving School Safety in Earthquakes, Floods, and High Winds*. California: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA. (2009). *FEMA P-440A: Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response*. California: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA. (2009). *FEMA P-695: Quantification of Building Seismic Performance Factors*. California: Federal Emergency Management Agency.
- Filippou, F. C., & Issa, A. (1988). *Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Frames under Cyclic Load Reversals*. Berkley: Earthquake Engineering Research Center.
- Flores, F., Charney, F., & Lopez-García, D. (2016). Influence of gravity column continuity on the seismic performance of special steel moment frame structures. *Journal of Constructional Steel Research*(118), 217-230.
- Flores, F., Charney, F., Pozo, S., & Astudillo, B. (2018). Structural Behavior Checks Prior Performing Non linear Dynamic Analysis. *U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Accepted for Poster*, -(11), -.
- Geschwindner, L. F. (2002). A practical Look at Frame Analysis, Stability and Leaning Columns. *Engineering Journal*, 167-181.
- Gupta, A., & Krawinkler, H. (1999). *Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures*. California: The John A. Blume Earthquake Engineering Center.
- Gupta, A., & Krawinkler, H. (2000). Dynamic P-Delta Effects for Flexibility Inelastic Steel Structures. *Journal of Structural Engineering*, 145-154.
- Hajjar, J. F., Schiller, P. H., & Molodan, A. (1998). A distributed plasticity model for concrete-filled steel tube beam-columns with interlayer slip. *Engineering Structures*, 663-676.
- Hellesland, J., & Scordelis, A. (1981). Analysis of RC Bridge Columns Under Imposed Deformations. *LABSE Colloquium*, 545-559.
- Ibarra, L., Medina, R., & Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1489-1511.
- Jiang, J., & Usmani, A. (2013). Modeling of steel frame structures in fire using OpenSees. *Computers and Structures*, 90-99.



- Jinbiao, L. (1997). *Earthquake Analysis of Steel Moment Resisting Frame Structures*. Ottawa: Department of Civil and Environmental Engineering of Carleton University.
- Kaba, S., & Mahin, S. A. (1984). *Refined Modeling of Reinforced Concrete Columns for Seismic Analysis*. California: Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Kassimali, A. (2010). *Matrix Analysis of Structures*. Carbondale: CENGAGE Learning.
- Kim, K. D., & Engelhardt, M. (2002). Monotonic and cyclic loading models for panel zones in steel moment frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 605-635.
- Krawinkler, H. (1978). Shear in beam-column joints in seismic design of steel frames. *Engineering Journal*, 82-91.
- Krishnan, S. (2010). Modified Elastofiber Element for Steel Slender Column and Brace Modeling. *Journal of Structure Engineering*, 1350-1366.
- Lee, J., Engelhardt, M. D., & Jeong Choi, B. (2015). Constitutive Model for ASTM A992 Steel at Elevated Temperature. *Internationa Journal of Steel Structures*, 3(15), 733-741.
- Li, X., Li, X., Guan, H., & Ye, L. (2014). Progressive Collapse Resistance Demand of Reinforced Concrete Frames under Catenary Mechanism. *ACI Structural Journal*, 5(111), 1225-12234.
- Liel, A. B., Haselton, C. B., Deierlein, G. G., & Baker, J. W. (2009). Incorporating modeling uncertainties in the assessment of seismic collapse risk of buildings. *Structural Safety*, 31, 197-211.
- Liew, J. Y., & Chen, H. (2004). Explosion and Fire Analysis of Steel Frames Using Fiber Element Approach. *Journal of Structural Engineering*, 991-1000.
- Lignos, D. G., & Krawinkler, H. (2010). Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading. *Journal of Structural Engineering*(137), 1291-1302.
- Mahasuverachai, M. (1982). *Inelastic Analysis of Piping and Tubular Structural*. California: Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Mansouri, I., & Saffari, H. (2015). *New Mathematical Modeling of Steel Panel Zone With Thin to Thick Column Flanges*. Kerman: Asian Journal of Civil Engineering.
- Mari, A., & Scordelis, A. (1984). *Nonlinear Geometric Material and Time Dependent Analysis of Three Dimentional Reinforced and Prestressed Concrete Frames*. California: Department of Civil Engineering, University of California, Berkley.



- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2007). *OpenSees Command Language Manual*.
- Menegotto, M., & Pinto, P. E. (1973). Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. *IABSE*(13), 15-22.
- Menegotto, M., & Pinto, P. E. (1977). Slender RC compressed Members in Biaxial Bending. *Journal of Structural Engineering*, 587-605.
- Meyer, C., Roufiel, M. S., & Arzoumanidis, S. G. (1983). Analysis of Damage Concrete Frames for Cyclic Loads. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 207-228.
- NEC. (2015). *NEC-SE-DS: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Neuenhofer, A., & Filippou, F. C. (1997). Evaluation of Nonlinear Frame Finite-Element Models. *Journal of Structural Engineering*, 123, 958-966.
- Newmark, N. M., & Hall, W. J. (1982). *Earthquake Spectra and Design*. Berkeley: CA: EERI.
- NIST. (2010). *Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology.
- NIST. (2017). *NIST GCR 17-917: Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings. Part IIa - Steel Moment Frames*. Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology.
- Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2006). Flexural Modeling of Reinforced Concrete Walls—Experimental Verification. *ACI Structural Journal*, 103(2), 196-206.
- Osteraas, J. D., & Krawinkler, H. (1990). *Strength and Ductility Considerations in Seismic Design*. California: Stanford University.
- Otani, S. (1974). Inelastic Analysis of R/C Frame Structures. *Journal of Structural Division*, 1433-1449.
- PEER. (2011). *ATC 72-1: Modelling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings*. California: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Petrangeli, M., Pinto, P. E., & Ciampi, V. (1999). Fiber Element for Cyclic Bending and Shear of RC Structures I: Theory. *Journal of Engineering Mechanics*, 125(9), 994-1001.
- Powell, G. H. (2010). *Modeling for Structural Analysis*. California: Computers and Structures Inc.



- Ribeiro, F., Barbosa, A., Scott, M., & Neves, L. (2014). Deterioration Modelling of Steel Moment Resisting Frames Using Finite-Length Plastic Hinge Force-Based Beam-Column Elements. *Journal of Structural Engineering*.
- Ricles, J. M., Sause, R., Garlock, M. M., & Zhao, C. (2001). Posttensioned Seismic-Resistant Connections for Steel Frames. *Journal of Structural Engineering*, 113-121.
- Ricles, J. M., Zhang, X., Lu, L.-W., & Fisher, J. (2004). *Development of Seismic Guidelines for Deep-Column Steel Moment Connections*. Bethlehem: Advance Technology for Large Structural Systems.
- Rizzano, G., & Chisari, C. (2017). Comparison of Hysteretic Models for Steel Beams Calibrated by Means of Multi-Objective Optimisation. *Key Engineering Materials*, 487-494.
- Roufaiel, M. S., & Meyer, C. (1987). Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of R/C Frames. *Journal of Structural Engineering*, 429-444.
- Scott, M. (2011). *Numerical Integration Options for the Forced-Based Beam-Column Element in OpenSees*. Corvallis: Oregon State University.
- Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam-Column Elements. *Journal of Structural Engineering*, 132(2), 244-252.
- Sepe, V., Spacone, E., Raka, E., & Camata, G. (2014). Seismic analysis of masonry buildings: equivalent frame approach with fiber beam elements. *International Conference on Structural Dynamics*, 1(9), 237-244.
- Shi, S., & Foutch, D. (1997). *Evaluation of Connection Fracture and Hysteresis type on the Seismic Response of Steel Buildings*. Illinois: Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois.
- Shin, S. (2017). *Experimental and Analytical Investigation of Panel Zone Behavior in Steel Moment Resisting Frames*. Austin: University of Texas at Austin.
- Soleimani, D., Popov, E. P., & Bertero, V. V. (1979). *Nonlinear Beam Model for R/C Frame Analysis*. St. Louis: 7th ASCE Conference on Electronic Computation.
- Spacone, E., & El-Tawil, S. (2004). Analysis of Steel-Concrete Composite Structures: State of the Art. *Journal of Structural Engineering*, 159-168.
- Spacone, E., Filippou, F., & Taucer, F. (1996). Fiber Beam-Column Model for Non-Linear Analysis of R/C Frames: Part I, Formulation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25, 711-725.
- Takayanagui, T., & Schnobrich, W. (1979). Non Linear Analysis of Coupled Wall Systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1-22.
- Takeda, T., Sozen, M. A., & Nielsen, N. (1970). Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes. *Journal of Structural Engineering*, 2557-2573.

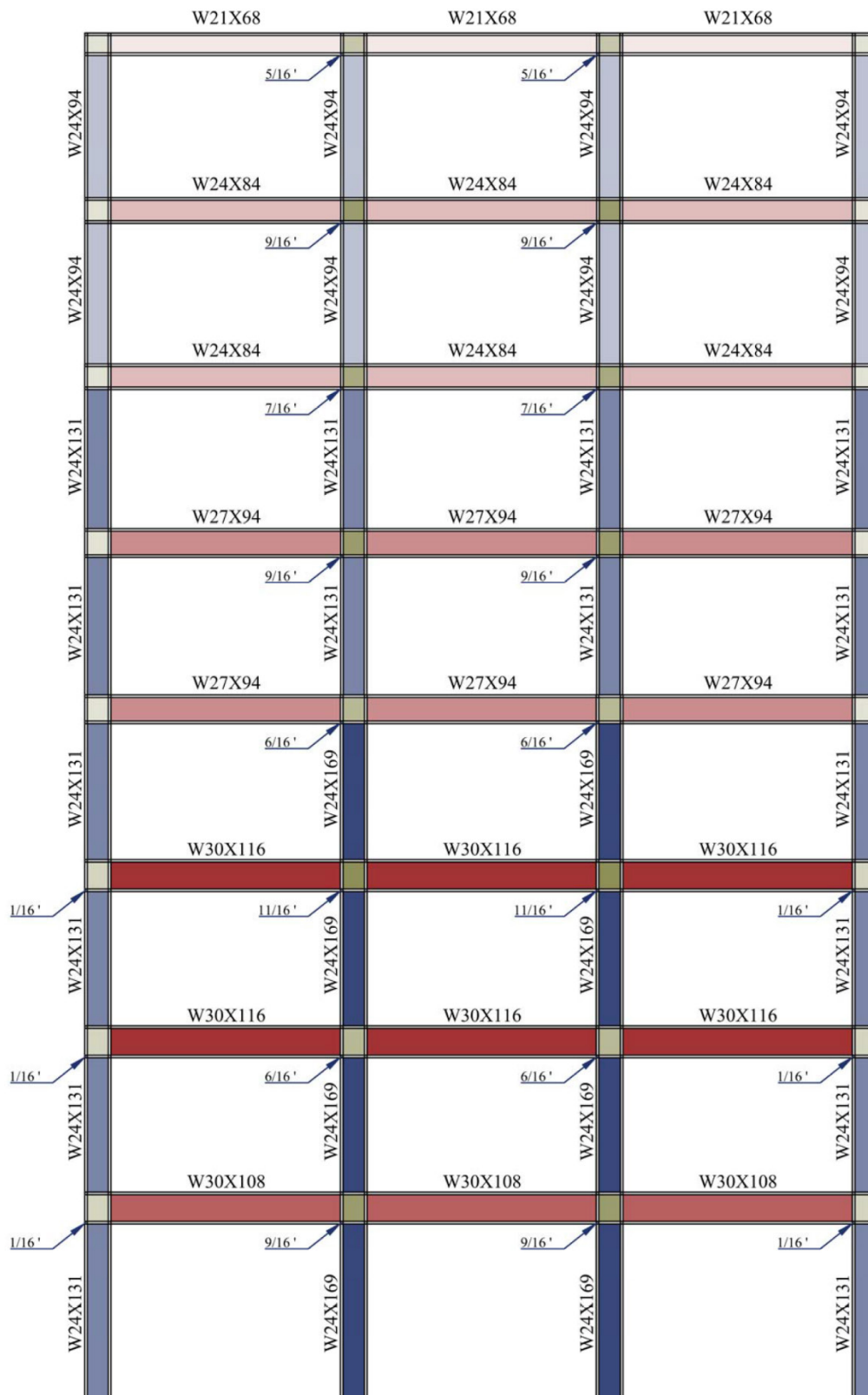


- Taoussaint, J. F., & Restrepo, J. J. (1987). Límites de Placas y Acortamientos recientes entre los Paralelos 5N y 8N, Andes Colombianos. *Revista Geológica de Chile*(31), 95-1002.
- Taucer, F. F., Spacone, E., & Filippou, F. C. (1991). *A Fiber Beam-Column Element For Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures*. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center.
- Thibault, M., Claude, M., Vazken, A., & Charles, P. (2006). *A bounded version of the Nash-Sutcliffe criterion for better model assessment on large sets of basins*. París: Large Sample Basin Experiments for Hydrological Model Parameterization.
- Universisty of Berkeley. (2006). *OpenSees*. (OpenSees) Recuperado el 20 de 5 de 2018, de <http://www.opensees.berkeley.edu>
- Uriz, P., Filippou, F. C., & Mahin, S. A. (2008). Model for Cyclic Inelastic Buckling of Steel Braces. *Journal of Structural Engineering*, 619-628.
- Varma, A. H., Ricles, J. M., Sause, R., & Lu, L. W. (2002). Seismic behavior and modeling of high-strength composite concrete-filled steel tube (CFT) beamcolumns. *Journal of Constructional Steel Research*, 725-758.
- Vielma, J. C., & Cando, M. A. (2015). Influence of P-Delta Effect on Ductility and Vulnerability of SMRF Steel Building. *The Open Civil Engineering Journal*, 351-362.
- Vitelmo, V. B., Anderson, J. C., & Krawinkler, H. (1994). *Performance of steel building structures during the Northridge earthquake*. California: Earthquake Engineering Research Center.
- Vries, F. H., Geijselaers, H. J., Van den Boogaard, A. H., & Huisman, A. (2017). A nonlinear dynamic corotational finite element model for submerged pipes. *First Conference of Computational Methods uin Offshore Technology*.
- Weisstein, E. (2 de 8 de 2018). *Lobatto Quadrature*. Obtenido de MathWorld--A Wolfram Web: <http://mathworld.wolfram.com/LobattoQuadrature.html>
- Yura, J. A. (1971). The Effective Length of Columns in Unbraced Frames. *Engineering Journal*, 37-42.
- Zeris, C. A., & Mahin, S. A. (1988). Analysis of Reinforced Concrete Beam Column Under Uniaxial Excitation. *Journal of Structural Engineering*, 804-820.
- Zeris, C., & Mahin, S. A. (1991). Behavior of Reinforced Concrete Structures Subjected to Biaxial Excitation. *Journal of Structural Engineering*, 2657-2673.



12. Anexos

12.1. Anexo 1: Estructura Base





12.2. Anexo 2: Panel Zone

```

##-----PANEL ZONE-----##
# Formal arguments
# NodeTag - #STORY#COLUMN
# dc - Column Depth
# tf_c - Column Flange Thickness
# bf_c - Column Flange Width
# tp - Column Web Thicknes + DoublePlatte
# db - Beam Depth
# Transf - Geometric Transformation
# InfZL - ZeroLength Condition for the Bottom # InfMat - Material of the Bottom link
# SupZL - ZeroLength Condition for the Top # SupMat - Material of the Top link
##-----##
proc CreatePanelZone {NodeTag dc tf_c bf_c tp db Transf {InfZL NO}
    {InfMat 0} {SupZL NO} {SupMat 0}} {
##-----##
    # DEFINE MATERIAL FEATURES
set ry 1.1; set Fy 50.; set Fy [expr 1.1*50.]; set E 29000;
set G [expr $E/(2.0 * (1.0 + 0.30))]; set as 0.03;
##-----##
# DEFINE JOINT COORDINATES AND PANELZONE COORDINATES
set X [nodeCoord $NodeTag 1]; set Y [nodeCoord $NodeTag 2]
set S [expr $Y+$db/2.]; set I [expr $Y-$db/2.]; set R [expr $X+$dc/2.]; set L [expr $X-$dc/2.];
set node_xy01 [expr $NodeTag*100 + 1]; node $node_xy01 $L $S; # top left of joint
set node_xy02 [expr $NodeTag*100 + 2]; node $node_xy02 $L $S; # top left of joint
set node_xy7 [expr $NodeTag*1000 + 2]; node $node_xy7 $X $S; # top center of joint
set node_xy03 [expr $NodeTag*100 + 3]; node $node_xy03 $R $S; # top right of joint
set node_xy04 [expr $NodeTag*100 + 4]; node $node_xy04 $R $S; # top right of joint
set node_xy05 [expr $NodeTag*1000 + 4]; node $node_xy05 $R $Y; # mid right of joint
set node_xy06 [expr $NodeTag*100 + 6]; node $node_xy06 $R $I; # btm right of joint
set node_xy07 [expr $NodeTag*100 + 7]; node $node_xy07 $R $I; # btm right of joint
set node_xy6 [expr $NodeTag*1000 + 1]; node $node_xy6 $X $I; # btm center of joint
set node_xy08 [expr $NodeTag*100 + 8]; node $node_xy08 $L $I; # btm left of joint
set node_xy09 [expr $NodeTag*100 + 9]; node $node_xy09 $L $I; # btm left of joint
set node_xy10 [expr $NodeTag*1000 + 3]; node $node_xy10 $L $Y; # mid left of joint
remove node $NodeTag
##-----##
# DEFINE NODE CONSTRAINS
equalDOF $node_xy03 $node_xy04 1 2; equalDOF $node_xy01 $node_xy02 1 2
equalDOF $node_xy06 $node_xy07 1 2; equalDOF $node_xy08 $node_xy09 1 2
##-----##
# DEFINE SHEAR SPRING
set Vy [expr 0.55*$Fy*$dc*$tp]; set Ke [expr 0.95*$G*$tp*$dc];
set Kp [expr 0.95*$G*$bf_c*($tf_c*$tf_c)/$db];
##-----##

```




```

# DEFINE EQUIVALENT ROTATION SPRING
set y1 [expr $Vy/$Ke*1];      set M1y [expr $y1*($Ke*$db)];
set y2 [expr 4.0*$y1*1];    set M2y [expr $M1y+($Kp*$db)*($y2-$y1)];
set y3 [expr 100.0*$y1*1];  set M3y [expr $M2y+($as*$Ke*$db)*($y3-$y2)];
uniaxialMaterial Hysteretic $NodeTag $M1y $y1 $M2y $y2 $M3y $y3 \
    -$M1y -$y1 -$M2y -$y2 -$M3y -$y3 1 1 0.0 0.0 0.0
element zeroLength $NodeTag $node_xy03 $node_xy04 -mat $NodeTag -dir 6
##-----##

# DEFINE ELASTIC ELEMENTS
set EleTag $NodeTag*100;
set x1 [expr $EleTag+1];    # left element on top of panel zone
set x2 [expr $EleTag+2];    # right element on top of panel zone
set x3 [expr $EleTag+3];    # top element on right side of panel zone
set x4 [expr $EleTag+4];    # btm element on right side of panel zone
set x5 [expr $EleTag+5];    # right element on btm of panel zone
set x6 [expr $EleTag+6];    # left element on btm of panel zone
set x7 [expr $EleTag+7];    # btm element on left side of panel zone
set x8 [expr $EleTag+8];    # top element on left side of panel zone
set inf 10000
element elasticBeamColumn $x1 $node_xy02 $node_xy7 $inf $E $inf $Transf;
element elasticBeamColumn $x2 $node_xy7 $node_xy03 $inf $E $inf $Transf;
element elasticBeamColumn $x3 $node_xy05 $node_xy04 $inf $E $inf $Transf;
element elasticBeamColumn $x4 $node_xy06 $node_xy05 $inf $E $inf $Transf;
element elasticBeamColumn $x5 $node_xy6 $node_xy07 $inf $E $inf $Transf;
element elasticBeamColumn $x6 $node_xy08 $node_xy6 $inf $E $inf $Transf;
element elasticBeamColumn $x7 $node_xy09 $node_xy10 $inf $E $inf $Transf;
element elasticBeamColumn $x8 $node_xy10 $node_xy01 $inf $E $inf $Transf;
##-----##

# ADDITIONAL TOP AND BOTTOM LINKS
if {$InfZL=="YES"} {
    set node_xy30 [expr $NodeTag*1000 + 11];    node $node_xy30 $X $I; # btm center
    equalDOF $node_xy6 $node_xy30 2;    set MatTag [expr $NodeTag*100+10001];
    element zeroLengthSection $MatTag $node_xy6 $node_xy30 $InfMat;
}
if {$SupZL=="YES"} {
    set node_xy20 [expr $NodeTag*1000 + 12];    node $node_xy20 $X $S; # top center
    equalDOF $node_xy7 $node_xy20 2;    set MatTag [expr $NodeTag*100+20001];
    element zeroLengthSection $MatTag $node_xy7 $node_xy20 $SupMat;
}
}
}
puts "Procedure CreatePanelZone \n "
puts "CreatePanelZone NodeTag dc tf_c bf_c tp db TransfTag <InfZL InfMat SupZL SupMat>"

```



12.3. Anexo 3: Crear Secciones Tipo W

```
##-----CREATE W SECTION-----##
# Formal arguments
# Tag - Section Tag                # MatTag - Material Tag
# d - Depth                        # bf - Flange width
# tw - Web thickness               # tf - Flange thickness
# k - Palm Ratio Web Coefficient   # k1 - Palm Ratio Flange Coefficient
# SHEAR - YES OR NO; if includes Shear # Fy - Fluence Point un Axial Material
# G - Elastic Modulus of Shear     # Alpha - Strain hardening for Shear Curve
##-----##
proc CreateWSection {Tag MatTag d bf tw tf k k1 {SHEAR NO} {vy 1.} {G 1.} {Alpha 0.3}} {
##-----##
# SECTION EQUIVALENT
set pi 3.1416;
set h [expr $d-2*$tf];
set R [expr $k1 - $tw/((($k-$tf)/($k1-$tw/2.))];
set he [expr $tf];
set be [expr -(3*($R*$R*$R*$R)*(5*$pi - 16) - 4*($R*$R*$R)*(3*$pi - 10)*$h \
+ 12*($R*$R)*($pi*(1 - $tf*$d) - $h*$h) + $pi*($tf*$tf+3*$R*$R*$d*$d)) \
/(4*$tf*(3*$d*$d - 18*$d*$tf + 28*$tf*$tf))] ;
##-----##
# DEFINE SHEAR INCLUDE
if {$SHEAR==YES} {
    set AdditionalTag $Tag;      set Tag [expr $Tag+100000];
}
##-----##
# DEFINE SECTION
section Fiber $Tag {
    # patch rect $matTag $numSubdivY $numSubdivZ      $YI    $ZI \
                                                    $YJ    $ZJ

    # TOP FLANGE
    patch rect $MatTag 5 2      [expr $d/2]      [expr $bf/2]\
                                [expr $d/2-$tf]      [expr -$bf/2];

    # BTM FLANGE
    patch rect $MatTag 5 2      [expr -$d/2+$tf]      [expr $bf/2]\
                                [expr -$d/2]          [expr -$bf/2];

    # WEB
    patch rect $MatTag 10 2     [expr $d/2-$tf]      [expr $tw/2]\
                                [expr -$d/2+$tf]      [expr -$tw/2];

    # EQUIVALENT AREA
    patch rect $MatTag 1 1      [expr $d/2-$tf]      [expr ($tw/2)+$be]\
                                [expr $d/2-$tf-$he]      [expr $tw/2];
    patch rect $MatTag 1 1      [expr $d/2-$tf]      [expr -$tw/2]\
                                [expr $d/2-$tf-$he]      [expr (-$tw/2)-$be];
    patch rect $MatTag 1 1      [expr -($d/2-$tf-$he)] [expr ($tw/2)+$be]\
                                [expr -($d/2-$tf)]      [expr $tw/2];
    patch rect $MatTag 1 1      [expr -($d/2-$tf-$he)] [expr -$tw/2]\
                                [expr -($d/2-$tf)]      [expr (-$tw/2)-$be];
}
}
```



```
##-----##
# DEFINE SHEAR PROPERTIES
if {$SHEAR==YES} {
  # DEFINE SHEAR CURVE
  set Ke [expr 0.95*$G*$tw*$d];      set Kp [expr $Ke*$Alpha];
  set y1 [expr $vy/(sqrt(3.)*$G)];  set V1 [expr 0.55*$vy*$d*$tw];
  set y2 [expr 75.0*$y1*1];        set V2 [expr $V1+$Kp*($y2-$y1)];
  set y3 [expr 100.0*$y1*1];       set V3 [expr $V2+$Kp*($y3-$y2)];
  # ADD SHEAR CURVE TO THE SECTION
  uniaxialMaterial Hysteretic $Tag $V1 $y1 $V2 $y2 $V3 $y3 \
    -$V1 -$y1 -$V2 -$y2 -$V3 -$y3 1 1 0.0 0.0 0.0
  section Aggregator $AdditionalTag $Tag Vy -section $Tag
  puts "Section $AdditionalTag \tinclude shear material with\t Vy: $V1\t G:\
    $G\t Alpha:$Alpha"
}
}
puts "Procedure CreateWSection \n "
puts "CreateWSection SectionTag MatTag d bf tw tf k k1 <SHEAR vy G Alpha>"
```



12.4. Anexo 4: Experimento Viga en Voladizo

```

##-----FREE EXTREME BEAM EXPERIMENT-----##
# Formal arguments
# Model – BILIN or FIBER                # Material – STEEL02, HYSTERETIC or PARALLEL
# Par1 – Name of the Parameter 1        # V1 – Value of the Parameter 1
# Par2 – Name of the Parameter 2        # V2 – Value of the Parameter 2
##-----##
proc BeamExperiment {Model {Material STEEL02} {Par1 a1} {V1 0.0} {Par2 a2} {V2 1.0}} {
##-----##
# BILIN MODEL
if {$Model=="BILIN"} {
    # MATERIAL W30X108
    set matTag 1;          set Ke 20190718.51;    set as_p 0.003042;
    set as_n 0.003042;    set My_p 13922.00;    set My_n -13922.00;
    set LS 0.89472;      set cS 1.0;          set th_p 0.021235;
    set th_n 0.021235;   set thc_p 0.1588;    set thc_n 0.1588;
    set k_p 0.4;          set k_n 0.4;          set thu_p 0.2;
    set thu_n 0.2;        set DP 1.0;           set DN 1.0;
    uniaxialMaterial Bilin $MatTag $Ke $as_p $as_n $My_p $My_n $LS $LS $LS $LS $cS $cS
    $cS $cS $th_p $th_n $thc_p $thc_n $k_p $k_n $thu_p $thu_n $DP $DN
    # NODES, RESTRICTIONS AND ELEMENTS
    node 1 0 0;           node 2 88.5 0;         fix 1 1 1 1;
    node 11 17.7375 0;    node 17 17.7375 0;    equalDOF 11 17 1 2;
    geomTransf Linear 1; set A 31.7;          set I 4470;          set E 29000.;
    element elasticBeamColumn 1 1 11 1 $A $E $I 1;
    element elasticBeamColumn 2 17 2 $A $E $I 1;
    element zeroLength 11 11 17 -mat $matTag -dir 6
}
##-----##
# FIBER MODEL
if {$Model=="FIBER"} {
    # MATERIAL ASTM A992
    set matTag 1;          set E 29000.;          set ry 1.1;          set rt 1.1;
    set Fy 50;             set Cpr 1.1;          set Fy [expr $Cpr*$Fy*$ry];
    set Fu 65.;           set Fu [expr $Fu*$rt]; set Fb [expr 0.6*$Fy];
    set ey [expr $Fy/$E]; set eu 0.21;           set eb [expr 0.554];
    set Es [expr (($Fu - $Fy)/($eu - $ey))]; set Eu [expr (($Fu - $Fb)/($eb - $eu))];
    set b [expr $Es/$E];
    # STEEL02
    if {$Material=="Steel02"} {
        set R0 20.;        set cR1 0.925; set cR2 0.15; set a1 0.0; set a2 1.0;
        eval set $Par1 $V1; eval set $Par2 $V2;
        uniaxialMaterial Steel02 $matTag $Fy $E $b $R0 $cR1 $cR2 $a1 $a2 $a1 $a2
    }
}

```



HYSTERETIC

```
if {$Material=="HYSTERETIC"} {
    set PinchX 0.0; set PinchY 0.0;          set DamF 0.0; set DamE 0.0;
    eval set $Par1 $V1;                      eval set $Par2 $V2;
uniaxialMaterial Hysteretic $matTag $Fy $ey $Fu $eu $Fb $eb
-$Fy -$ey -$Fu -$eu -$Fb -$eb
$PinchX $PinchY $DamF $DamE
}
```

PARALLEL

```
if {$Material=="Parallel"} {
    set R0 20.; set cR1 0.925; set cR2 0.15; set a1 0.0; set a2 1.0;
    set E1 0.0001; set fy1 [expr $E1*$eu]; set b1 [expr ($Es)/0.0001]
    eval set $Par1 $V1; eval set $Par2 $V2;
uniaxialMaterial Steel02 10 $Fy $E $b $R0 $cR1 $cR2 $a1 $a2 $a1 $a2
uniaxialMaterial Steel02 20 $Fy1 $E1 $b1 $R0 $cR1 $cR2
uniaxialMaterial Parallel $MatTag 10 20 -factors 1. -1.
}
```

SECCIONS

```
source WSection.tcl
set W30x108 1; set W30x108RBS0 2; set W30x108RBS1 3; set W30x108RBS2 4;
set d 29.80; set bf 10.50; set tw 0.545; set tf 0.760;
set K0 1.6875; set K1 1.1250; set R [expr (1/8.) * ($bf + (9/4.)*($d/$bf)*$d)]
CreateWSection $W30x108 $matTag $d $bf $tw $tf $K0 $K1
set bfeff [expr 2*($R+0.25*$bf-sqrt(($R*$R)-(0.75*$d*(0/6))*(0.75*$d*(0/6))))]
CreateWSection $W30x108RBS0 $matTag $d $bfeff $tw $tf $K0 $K1
set bfeff [expr 2*($R+0.25*$bf-sqrt(($R*$R)-(0.75*$d*(1/6))*(0.75*$d*(1/6))))]
CreateWSection $W30x108RBS1 $matTag $d $bfeff $tw $tf $K0 $K1
set bfeff [expr 2*($R+0.25*$bf-sqrt(($R*$R)-(0.75*$d*(2/6))*(0.75*$d*(2/6))))]
CreateWSection $W30x108RBS2 $matTag $d $bfeff $tw $tf $K0 $K1
```

NODES, RESTRICTIONS AND ELEMENTS

```
node 1 0 0; node 2 88.5 0; fix 1 1 1 1;
node 11 6.56250 0; node 12 10.2875 0; node 13 14.0125 0;
node 14 17.7375 0; node 15 21.4625 0; node 16 25.1875 0;
node 17 28.9125 0;
geomTransf Linear 1; set A 31.7; set I 4470; set INTPOINT 3;
element elasticBeamColumn 1 1 11 $A $E $I 1;
element elasticBeamColumn 2 17 2 $A $E $I 1;
element forceBeamColumn 11 11 12 $INTPOINT $W30x108RBS2 1;
element forceBeamColumn 21 12 13 $INTPOINT $W30x108RBS1 1;
element forceBeamColumn 31 13 14 $INTPOINT $W30x108RBS0 1;
element forceBeamColumn 41 14 15 $INTPOINT $W30x108RBS0 1;
element forceBeamColumn 51 15 16 $INTPOINT $W30x108RBS1 1;
element forceBeamColumn 61 16 17 $INTPOINT $W30x108RBS2 1;
```

}



```
##-----##
# LOADS
set IDctrlNode 2;          set IDctrlDOF 2;          set Load 1;
pattern Plain $Load Linear {
    load $IDctrlNode 0.0 1. 0.0
}
##-----##
# STATIC ANALYSIS
set Tol 1.e-9;            set Nmax 50000;
set file [open "RBSExperimento.dat" r];
constraints Transformation;
numberer RCM;
system BandGeneral;
test NormDisplnrc $Tol $Nmax;
set AlgorithmDefault "KrylovNewton -maxDim 10 -increment initial"
eval algorithm $AlgorithmDefault
set NodeDisp [nodeDisp $IDctrlNode $IDctrlDOF]
while {[gets $file temp] > 0} {
    foreach d2 $temp {
        set incr [expr ($d2 - $NodeDisp)]
        integrator DisplacementControl $IDctrlNode $IDctrlDOF $incr
        analysis Static
        analyze 1
        set NodeDisp [nodeDisp $IDctrlNode $IDctrlDOF]
    }
}
puts "Analysis done for $Model $Material $par1: $V1 $par2: $V2 \n "
}
puts "Procedure BeamExperiment \n "
puts "BeamExperiment Model <Material Par1 V1 Par2 V2>"
```



12.5. Anexo 5: Experimento de Nudo

```

##-----NODE EXPERIMENT-----##
# Formal arguments
# Model – PZ or SA
# Beam – Beam Section Name                # Column – Column Section Name
# Position – E or I Extern or Intern      # Level – Level of Structure
# L – Length of Beam                      # H – Height of floor
# RI – Flexural Stiffness Factor  # RF – Fluence Shear Reduction  # Alpha – Strain Hardening
##-----##
proc NodeExperiment {Model {Beam W30x116} {Column W24x162} {Position I} {Level 2} {L
120.} {H 120.} {RI 1.6} {RF 2.4} {Alpha 0.003}} {
##-----##
set d_W30x116 30.00;      set bf_W30x116 10.50;      set tw_W30x116 0.565;
set tf_W30x116 0.850;    set KO_W30x116 1.7500;    set K1_W30x116 1.125;
set d_W24x162 25.00;    set bf_W24x162 13.00;    set tw_W24x162 0.705;
set tf_W24x162 1.220;   set KO_W24x162 2.1250;   set K1_W24x162 1.188;
set tp_E2 [expr 1./(16.*1)];  set tp_I2 [expr 9./(16.*1)];
set d d_;  set bf bf_;  set tw tw_;  set tf tf_;  set KO KO_;  set K1 K1_;  set tp tp_;
##-----##
# GENERAL DATA
set matTag 1;  set E 29000.;  eval set db $$d$Beam;          eval set dc $$d$Column;
# NODES RESTRICTION AND RIGID ELEMENTS
node 1 -$L 0.;  node 2 $L 0.;  node 3 0. -$H;  node 4 0. $H;          node 5 0. 0.;
node 15 [expr -$dc/2] 0.;  node 25 [expr $dc/2] 0.;
node 53 0. [expr -$db/2];  node 54 0. [expr $db/2];
fix 1 0 1 0;          fix 2 0 1 0;          fix 3 1 1 0;
geomTransf Linear 1;  set TRANSF 1
##-----##
# PANEL ZONE
if {$Model=="PZ"} {
    source PanelZone.tcl
    eval set bc $$bf$Column;  eval set tfc $$tf$Column;
    eval set tp [expr $$tw$Column+$$tp$Position$Level];
    CreatePanelZone 5 $dc $bc $tfc $tp $db $TRANSF
    equalDOF 15 5003 1 2 3;  equalDOF 25 5004 1 2 3;
    equalDOF 53 5001 1 2 3;  equalDOF 54 5002 1 2 3;
}
##-----##
# SECTION AGGREGATOR
if {$Model=="SA"} {
    source WSection.tcl
    uniaxialMaterial Elastic 1 [expr $E*$RI];  set Fy 50.;  set Mat 1;
    set vy [expr $Fy/$RF];  set G [expr $E/(2.*(1.0+0.3))];
    set SecNum 1;  set O $Level;  set Section $Beam;  set $Section$O $SecNum;
    eval CreateWSection $$Section$O $Mat $$d$Section $$bf$Section $$tw$Section\

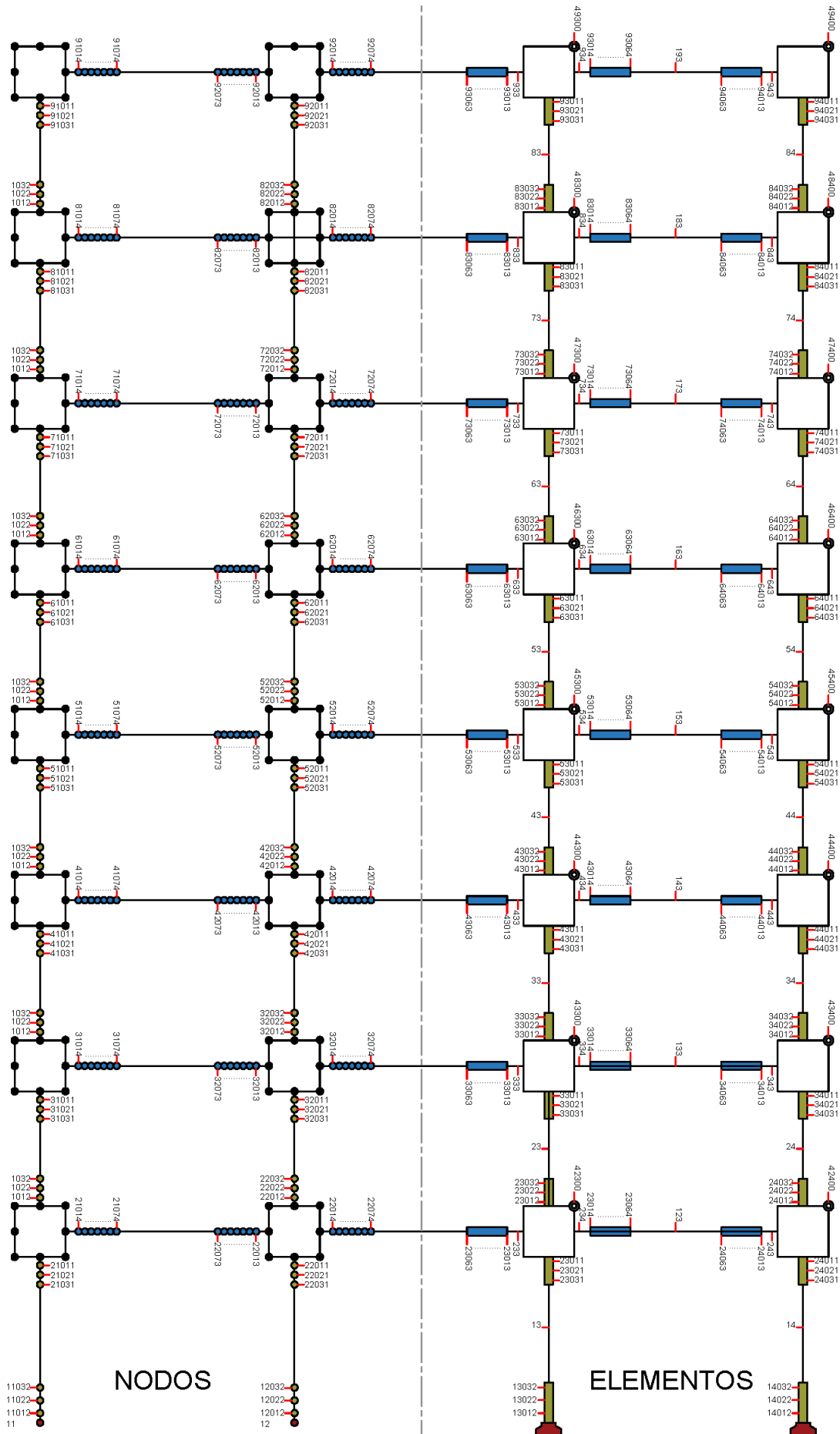
```

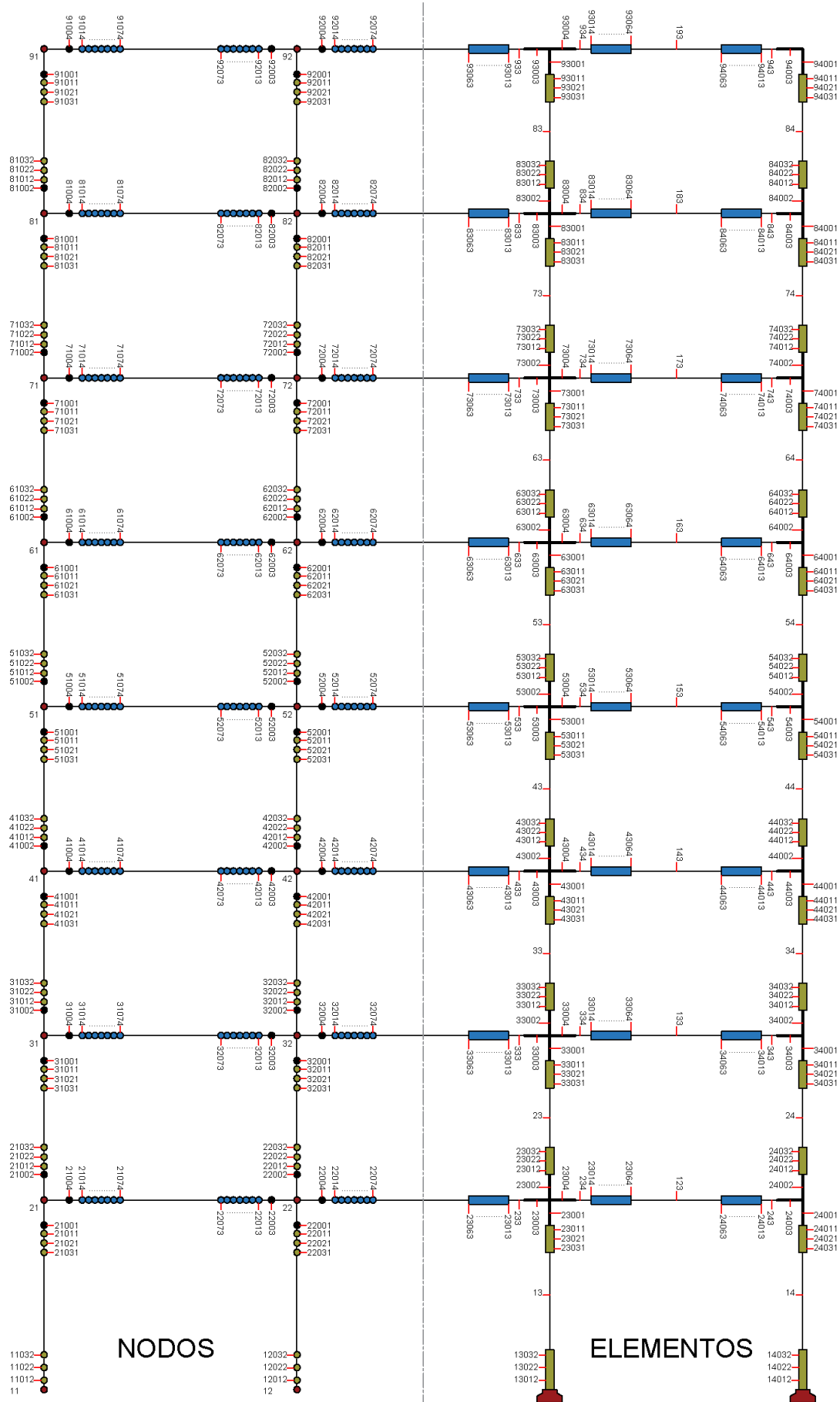


```

$$tf$Section $$K0$Section $$K1$Section YES $vy $G $Alpha
set SecNum 2; set O $Position$Level; set Section $Column; set $Section$O $SecNum;
eval CreateWSection $$Section$O $Mat $$d$Section $$bf$Section [expr \
$$tw$Section+ $$tp$O] $$tf$Section $$K0$Section $$K1$Section YES $vy $G $Alpha
set Beam $Beam$Level; set Column $Column$Position$Level; set INTPOINT 3;
eval element forceBeamColumn 5 15 5 $INTPOINT $$Beam $TRANSF;
eval element forceBeamColumn 6 25 5 $INTPOINT $$Beam $TRANSF;
eval element forceBeamColumn 7 5 53 $INTPOINT $$Column $TRANSF;
eval element forceBeamColumn 8 5 54 $INTPOINT $$Column $TRANSF;
}
##-----##
# ELEMENTS
set Ab 34.2; set lb 4930.; set Ac 47.7; set lc 5170.;
element elasticBeamColumn 1 1 15 $Ab $E $lb $TRANSF;
element elasticBeamColumn 2 2 25 $Ab $E $lb $TRANSF;
element elasticBeamColumn 3 53 3 $Ac $E $lc $TRANSF;
element elasticBeamColumn 4 54 4 $Ac $E $lc $TRANSF;
##-----##
# LOADS
set IDctrlNode 4; set IDctrlDOF 1; set Load 1
pattern Plain $Load Linear {
    load $IDctrlNode 1.0 0.0 0.0
}
##-----##
# STATIC ANALYSIS
set Tol 1.e-9; set Nmax 50000; set file [open "RBExperimento.dat" r];
constraints Transformation;
numberer RCM;
system BandGeneral;
test NormDisplIncr $Tol $Nmax;
set AlgorithmDefault "KrylovNewton -maxDim 10 -increment initial"
eval algorithm $AlgorithmDefault
set NodeDisp [nodeDisp $IDctrlNode $IDctrlDOF]
while {[gets $file temp] > 0} {
    foreach d2 $temp {
        set incr [expr ($d2 - $NodeDisp)]
        integrator DisplacementControl $IDctrlNode $IDctrlDOF $incr
        analysis Static
        analyze 1
        set NodeDisp [nodeDisp $IDctrlNode $IDctrlDOF]
    }
}
}
}
puts "Procedure NodeExperiment \n "
puts "NodeExperiment Model <Beam Column Position Level L H RI RF Alpha>"

```





12.8. Anexo 8: Registros Sísmicos Seleccionados

