



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

ANÁLISIS DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE MARCOS SÍSMICOS DE
HORMIGÓN ARMADO ESPECIALES E INTERMEDIOS EN PRESENCIA DE
DIVERSOS SISTEMAS DE AISLACIÓN SÍSMICA

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

JOSÉ AGUSTÍN BASTIAS CAMPOS

PROFESOR GUÍA:
ANDRÉS LARRAÍN CONTADOR

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
JOSÉ YAÑEZ CELEDON
RODRIGO RETAMALES SAAVEDRA

SANTIAGO DE CHILE
2021

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: JOSÉ AGUSTÍN BASTIAS CAMPOS
FECHA: 2021
PROF. GUÍA: ANDRÉS LARRAÍN CONTADOR

ANÁLISIS DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE MARCOS SÍSMICOS DE HORMIGÓN ARMADO ESPECIALES E INTERMEDIOS EN PRESENCIA DE DIVERSOS SISTEMAS DE AISLACIÓN SÍSMICA

Desde el año 2010 los organismos regulatorios de Chile, han exigido en toda infraestructura crítica, estratégica y esencial (como el caso de estructuras hospitalarias) la utilización de sistemas de protección sísmica. El aumento absoluto del número de estructuras aisladas sísmicamente en el país resulta en que sea de vital importancia profundizar en el estado del arte del diseño, tanto de los sistemas de aislación como de las superestructuras, para brindar una mayor seguridad a los usuarios y propietarios, y en el manejo responsable de los recursos disponibles, tanto en el ámbito estatal como privado.

En la presente investigación se estudia el desempeño sísmico de estructuras aisladas de marcos de hormigón armado, típicas en el diseño de hospitales, con detallamiento de armaduras en conformidad con los requisitos de ACI 318-19 para marcos especiales e intermedios. Se profundiza en el procedimiento de diseño de los sistemas de aislación, siguiendo los criterios establecidos por el estándar ASCE/SEI 7-16, enfatizando en las diferencias en el desempeño estructural consecuentes de la aplicación de factores de modificación de propiedades λ , que toman en consideración efectos de scragging, temperatura, envejecimiento, velocidad, entre otros, según requiere la norma chilena NCh2745:2013 para diseño de estructuras con aislación sísmica. Para lograr el objetivo propuesto, se efectúa en OpenSees el análisis de un total de 16 modelos con comportamiento no lineal que consideran todas las variantes analizadas, las que se encuentran asociadas al tipo de marco estructural (especial o intermedio), tipo de aislación sísmica, donde se estudian sistemas de aislación conformados por aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) y sin núcleo de plomo (RB), conformado únicamente por aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR) y conformado únicamente por aisladores friccionales deslizantes (FPS), y por el factor de modificación de propiedades λ , el cual se asocia a los límites superior e inferior de los valores que controlan el comportamiento de los sistemas de aislación sísmica. Estos casos de estudio son sometidos a análisis dinámico incremental (IDA) cuyos resultados se presentan a través de curvas de fragilidad.

Los resultados obtenidos confirman la seguridad de la utilización de detallamiento intermedio para estructuras sísmicamente aisladas diseñadas en conformidad con la práctica chilena. Se concluye que los factores de modificación de propiedades λ generan una disminución de hasta un 57% en la aceleración máxima del suelo requerida para causar fisuras, fluencias y alcanzar rotaciones últimas con respecto al caso que considera propiedades nominales. Además, se concluye que el GAP determinado en conformidad con la normativa nacional vigente, resulta en probabilidades de impacto de hasta el 40.7%. El uso de los factores λ aumentan la probabilidad de impacto entre un 1.8% y un 13.3%, por lo que se recomienda determinar el GAP requerido alrededor de estructuras con aislación sísmica a través de un análisis probabilístico como el mostrado en el presente trabajo.

A quienes me han acompañado y apoyado.

Tabla de Contenido

Introducción	1
1. Revisión Bibliográfica	11
1.1. Evolución de la protección sísmica en Chile	11
1.2. Estudios previos relacionados	13
2. Marco Teórico	14
2.1. Modelación no lineal de marcos de hormigón armado y sus componentes . . .	14
2.2. Hormigón: Modelo constitutivo de Mander	19
2.3. Modelos de comportamiento del acero	22
2.3.1. Modelo de comportamiento bilineal con endurecimiento parabólico . .	22
2.3.2. Modelo de comportamiento elasto-plástico	22
2.4. Modelación de aisladores sísmicos	23
2.5. Requisitos de reglamento para concreto Estructural (ACI 318)	24
2.5.1. Requisitos de detallamiento sísmico para marcos intermedios	25
2.5.2. Requisitos de detallamiento sísmico para marcos especiales	27
2.5.3. Comparación de requerimientos de detallamiento especial vs intermedio.	37
2.6. Parámetros λ según ASCE/SEI 7-16 para estructuras aisladas sísmicamente	39
2.7. Requisitos de reglamento para el uso de aisladores sísmicos (NCh 2745) . . .	41
3. Análisis	45
3.1. Descripción de los Modelos de Análisis	45
3.1.1. Cargas	46
3.1.2. Modelos investigados	46
3.2. Selección de registros sísmicos	47
3.3. Determinación de las interfaces de aislación	50
3.4. Diseño y modelación de elementos estructurales del marco intermedio	52
3.4.1. Diseño de vigas intermedias	52
3.4.2. Diseño de columnas intermedias	54
3.5. Diseño de elementos estructurales del marco especial	56
3.5.1. Diseño de vigas especiales	56
3.5.2. Diseño de columnas especiales	58
3.6. Análisis Dinámico Incremental (IDA)	61
3.7. Funciones y Curvas de fragilidad	64
4. Resultados	66

4.1. Resultados Análisis IDA	66
4.1.1. Curvas IDA marco intermedio Sistema de aislación LRB+RB	67
4.1.2. Curvas IDA marco intermedio Sistema de aislación FPS	80
4.1.3. Curvas IDA marco intermedio Sistema de aislación HDR	89
4.1.4. Curvas IDA marco especial Sistema de aislación LRB+RB	99
4.1.5. Curvas IDA marco especial Sistema de aislación FPS	112
4.1.6. Curvas IDA marco especial Sistema de aislación HDR	121
4.2. Curvas de fragilidad obtenidas a partir del análisis IDA	131
4.2.1. Curvas del marco intermedio	131
4.2.2. Curvas del marco especial	135
4.2.3. Tablas resumen parámetros curvas de fragilidad	139
4.3. Probabilidad de Impacto	141
4.3.1. Probabilidad para el sismo de diseño	142
4.3.2. Probabilidad para el sismo máximo posible	145
4.4. Verificación de la superestructura	150
4.4.1. Solicitación de Cortante Basal	150
4.4.2. Incursión inelástica del marco estructural	152
4.5. Cubicación de los marcos estructurales	156
Conclusión	158
Bibliografía	163
A. Registros de aceleraciones	164
B. Pseudospectros de respuesta de aceleración	167
C. Espectros de respuesta de desplazamiento	170

Índice de Tablas

2.1. Resistencias esperadas de los materiales, [12]	15
2.2. Propiedades de inercia fisurada del hormigón armado, [12]	15
2.3. Requisitos del capítulo 18 según categoría de diseño (ACI 318-19 R 18.2)	24
2.4. Requisitos del capítulo 21 ACI 318-19 para vigas	37
2.5. Requisitos del capítulo 21 ACI 318-19 para columnas	38
3.1. Resumen parámetros para la generación de los espectros SDI y SMP	46
3.2. Cargas Verticales Consideradas	46
3.3. Clasificación de suelos según NCh 433 [7]	48
3.4. Espectros y valores PGA utilizados en el estudio	48
3.5. Propiedades Nominales sistema LRB+RB	50
3.6. Propiedades Modificadas en sistema LRB+RB por factores λ	51
3.7. Propiedades Sistema FPS con factores de modificación λ	51
3.8. Propiedades Modificadas en sistema LRB+RB por factores λ FPS	51
3.9. Propiedades Modificadas en sistema LRB+RB por factores λ HDR	51
3.10. Detallamiento Vigas Intermedias	52
3.11. Capacidades de momento Curvatura Positivas-Vigas Intermedias	53
3.12. Capacidades de momento Curvatura Negativas-Vigas Intermedias	54
3.13. Detallamiento Columnas Intermedias	55
3.14. Capacidades Momento Curvatura Columnas Intermedias	56
3.15. Detallamiento Vigas Especiales	57
3.16. Capacidades de Momento Curvatura Positivas Vigas Especiales	57
3.17. Capacidades de Momento Curvatura Negativas Vigas Especiales	58
3.18. Detallamiento Columnas Especiales	59
3.19. Capacidades Momento Curvatura Columnas Especiales	59
3.20. Tipos de Demanda estudiadas	61
4.1. Parámetros de las curvas de fragilidad marco intermedio	139
4.2. Parámetros curvas de fragilidad marco especial	140
4.3. Parámetros y resultados de estudio de probabilidad de impacto, $\beta = 0,8$	148
4.4. Parámetros y resultados de estudio de probabilidad de impacto, $\beta = 0,7$	148
4.5. Parámetros y resultados de estudio de probabilidad de impacto, $\beta = 0,6$	148
4.6. Parámetros y resultados de estudio de probabilidad de impacto, $\beta = 0,5$	149
4.7. Corte basal normalizado para sismo de diseño	150
4.8. Corte basal normalizado para sismo de diseño	150
4.9. Corte basal normalizado para sismo máximo posible	151

4.10. Corte basal normalizado para sismo máximo posible	151
4.11. Resumen incursiones inelásticas marco intermedio	155
4.12. Cubicaciones de vigas del marco intermedio	156
4.13. Cubicaciones de vigas del marco especial	156
4.14. Cubicaciones de columnas del marco intermedio	156
4.15. Cubicaciones de columnas del marco especial	156
4.16. Relación material entre marcos intermedio y especial	157

Índice de Ilustraciones

1.	Marco tectónico de Chile [1]	2
2.	Ranking terremotos más destructivos a nivel mundial desde 1900 [9] (Tabla 1 de la referencia)	3
3.	Linea de tiempo de la implementación de proyectos con aislación sísmica [5] .	4
4.	Masificación de edificios sísmicamente aislados en Japón, luego del terremoto de Kobe de 1995. [5]	4
5.	Estructuras hospitalarias con sistemas de protección sísmica	5
6.	Respuesta comparativa entre estructuras aisladas y no aisladas sísmicamente [10]	6
7.	Aislador tipo LRB [9]	7
8.	Aislador tipo HDRB [9]	7
9.	Aislador tipo FPS [9]	8
1.1.	Edificaciones que utilizan sistemas de protección sísmica	12
2.1.	Idealización de un marco de hormigón armado, [11]	15
2.2.	Material Histerético OpenSees	16
2.3.	Parámetros de modelación de columnas [2]	17
2.4.	Parámetros de modelación de vigas [2]	18
2.5.	Elemento Beam With Hinges OpenSees [14]	19
2.6.	modelo tensión deformación hormigón	20
2.7.	Abaco para determinar el factor K en secciones con cuantías de refuerzo en las direcciones principales	21
2.8.	Modelo de comportamiento bilineal con endurecimiento parabólico XTRACT [15].	22
2.9.	Modelo de comportamiento elasto-plástico del acero [14]	22
2.10.	Comportamiento modelado de aisladores en OpenSees [14]	23
2.11.	Cortante de diseño para vigas y columnas intermedias	26
2.12.	Ejemplos de estribos cerrados de confinamiento sobrepuestos	29
2.13.	Cortante de diseño para vigas y columnas especiales	30
2.14.	Área efectiva del nudo	34
2.15.	Factores λ para fabricantes calificados	40
2.16.	Ejemplo de los límites inferior y superior generados por los factores λ	40
2.17.	Definición del espectro de diseño según NCh 2745	41
2.18.	Factores de amplificación de sismo máximo posible según NCh 2745	43
2.19.	Coeficiente sísmico para SDI según NCh 2745	43

2.20. Coeficiente sísmico para SMP según NCh 2745	43
2.21. Coeficiente relativo al amortiguamiento del sistema según NCh 2745	43
3.1. Estructuración del modelo	45
3.2. Diagrama de modelos investigados	47
3.3. Pseudo espectros de aceleración	49
3.4. Espectros de desplazamientos	49
3.5. Momento Curvatura de vigas intermedias	53
3.6. Momento Curvatura Modelado en OpenSees de vigas intermedias	54
3.7. Momento Curvatura de columnas intermedias	55
3.8. Momento Curvatura Modelado en OpenSees de columnas intermedias	56
3.9. Momento Curvatura de vigas especiales	57
3.10. Momento Curvatura Modelado en OpenSees de vigas especiales	58
3.11. Momento Curvatura de columnas especiales	59
3.12. Momento Curvatura Modelado en OpenSees de columnas especiales	60
3.13. Registro Concepción EO, Maule 2010 Mw= 8.8 Sin Escalar	62
3.14. Registro Concepción EO, Maule 2010 Mw= 8.8 Escalado	62
3.15. Curva IDA Concepción EO normalizada en curvatura de fluencia	63
3.16. Ejemplo de Curvas de fragilidad	64
4.1. Curvas IDA rotación de primera fisura marco intermedio aislación LRB+RB nominal	67
4.2. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco intermedio aislación LRB+RB nominal	67
4.3. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco intermedio aislación LRB+RB nominal	68
4.4. Curvas IDA primera rotación de fluencia marco intermedio aislación LRB+RB nominal	68
4.5. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco intermedio aislación LRB+RB nominal	69
4.6. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco intermedio aislación LRB+RB nominal	69
4.7. Curvas IDA máxima rotación última marco intermedio aislación LRB+RB nominal	70
4.8. Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco intermedio aislación LRB+RB nominal	70
4.9. Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco intermedio aislación LRB+RB nominal	71
4.10. Curvas IDA rotación de primera fisura marco intermedio aislación LRB+RB λ_U	71
4.11. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco intermedio aislación LRB+RB λ_U	72
4.12. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco intermedio aislación LRB+RB λ_U	72
4.13. Curvas IDA primera rotación de fluencia marco intermedio aislación LRB+RB λ_U	73
4.14. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco intermedio aislación LRB+RB λ_U	73

4.15. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco intermedio aislación LRB+RB	
λ_U	74
4.16. Curvas IDA máxima rotación última marco intermedio aislación LRB+RB	λ_U 74
4.17. Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco intermedio aislación LRB+RB	
λ_U	75
4.18. Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco intermedio aislación LRB+RB	
λ_U	75
4.19. Curvas IDA rotación de primera fisura marco intermedio aislación LRB+RB	λ_L 76
4.20. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco intermedio aislación LRB+RB	
λ_L	76
4.21. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco intermedio aislación LRB+RB	
λ_L	77
4.22. Curvas IDA primera rotación de fluencia marco intermedio aislación LRB+RB	
λ_L	77
4.23. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco intermedio aislación LRB+RB	
λ_L	78
4.24. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco intermedio aislación LRB+RB	
λ_L	78
4.25. Curvas IDA máxima rotación última marco intermedio aislación LRB+RB	λ_L 79
4.26. Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco intermedio aislación LRB+RB	
λ_L	79
4.27. Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco intermedio aislación LRB+RB	
λ_L	80
4.28. Curvas IDA primera fisura marco intermedio aislación FPS	λ_U 80
4.29. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco intermedio aislación FPS	λ_U 81
4.30. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco intermedio aislación FPS	λ_U 81
4.31. Curvas IDA primera fluencia marco intermedio aislación FPS	λ_U 82
4.32. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco intermedio aislación FPS	
λ_U	82
4.33. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco intermedio aislación FPS	
λ_U	83
4.34. Curvas IDA máxima rotación última marco intermedio aislación FPS	λ_U . . 83
4.35. Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco intermedio aislación FPS	λ_U 84
4.36. Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco intermedio aislación FPS	λ_U 84
4.37. Curvas IDA primera fisura marco intermedio aislación FPS	λ_L 85
4.38. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco intermedio aislación FPS	λ_L 85
4.39. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco intermedio aislación FPS	λ_L 86
4.40. Curvas IDA primera fluencia marco intermedio aislación FPS	λ_L 86
4.41. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco intermedio aislación FPS	
λ_L	87
4.42. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco intermedio aislación FPS	
λ_L	87
4.43. Curvas IDA máxima rotación última marco intermedio aislación FPS	λ_L . . 88
4.44. Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco intermedio aislación FPS	λ_L 88
4.45. Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco intermedio aislación FPS	λ_L 89
4.46. Curvas IDA primera fluencia marco intermedio aislación HDR	λ_U 89
4.47. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco intermedio aislación HDR	λ_U 90

4.48. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco intermedio aislación HDR λ_U	90
4.49. Curvas IDA primera fluencia marco intermedio aislación HDR λ_U	91
4.50. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco intermedio aislación HDR λ_U	91
4.51. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco intermedio aislación HDR λ_U	92
4.52. Curvas IDA máxima rotación última marco intermedio aislación HDR λ_U	92
4.53. Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco intermedio aislación HDR λ_U	93
4.54. Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco intermedio aislación HDR λ_U	93
4.55. Curvas IDA primera fluencia marco intermedio aislación HDR λ_L	94
4.56. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco intermedio aislación HDR λ_L	94
4.57. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco intermedio aislación HDR λ_L	95
4.58. Curvas IDA primera fluencia marco intermedio aislación HDR λ_L	95
4.59. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco intermedio aislación HDR λ_L	96
4.60. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco intermedio aislación HDR λ_L	96
4.61. Curvas IDA máxima rotación última marco intermedio aislación HDR λ_L	97
4.62. Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco intermedio aislación HDR λ_L	97
4.63. Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco intermedio aislación HDR λ_L	98
4.64. Curvas IDA rotación de primera fisura marco especial aislación LRB+RB nominal	99
4.65. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco especial aislación LRB+RB nominal	99
4.66. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco especial aislación LRB+RB nominal	100
4.67. Curvas IDA primera rotación de fluencia marco especial aislación LRB+RB nominal	100
4.68. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco especial aislación LRB+RB nominal	101
4.69. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco especial aislación LRB+RB nominal	101
4.70. Curvas IDA máxima rotación última marco especial aislación LRB+RB nominal	102
4.71. Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco especial aislación LRB+RB nominal	102
4.72. Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco especial aislación LRB+RB nominal	103
4.73. Curvas IDA rotación de primera fisura marco especial aislación LRB+RB λ_U	103
4.74. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco especial aislación LRB+RB λ_U	104
4.75. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco especial aislación LRB+RB λ_U	104
4.76. Curvas IDA primera rotación de fluencia marco especial aislación LRB+RB λ_U	105
4.77. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco especial aislación LRB+RB λ_U	105
4.78. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco especial aislación LRB+RB λ_U	106

4.79. Curvas IDA máxima rotación última marco especial aislación LRB+RB λ_U .	106
4.80. Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco especial aislación LRB+RB λ_U	107
4.81. Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco especial aislación LRB+RB λ_U	107
4.82. Curvas IDA rotación de primera fisura marco especial aislación LRB+RB λ_L	108
4.83. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco especial aislación LRB+RB λ_L	108
4.84. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco especial aislación LRB+RB λ_L	109
4.85. Curvas IDA primera rotación de fluencia marco especial aislación LRB+RB λ_L	109
4.86. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco especial aislación LRB+RB λ_L	110
4.87. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco especial aislación LRB+RB λ_L	110
4.88. Curvas IDA máxima rotación última marco especial aislación LRB+RB λ_L .	111
4.89. Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco especial aislación LRB+RB λ_L	111
4.90. Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco especial aislación LRB+RB λ_L	112
4.91. Curvas IDA primera fisura marco especial aislación FPS λ_U	112
4.92. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco especial aislación FPS λ_U .	113
4.93. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco especial aislación FPS λ_U .	113
4.94. Curvas IDA primera fluencia marco especial aislación FPS λ_U	114
4.95. Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco especial aislación FPS λ_U	114
4.96. Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco especial aislación FPS λ_U	115
4.97. Curvas IDA máxima rotación última marco especial aislación FPS λ_U	115
4.98. Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco especial aislación FPS λ_U . .	116
4.99. Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco especial aislación FPS λ_U . .	116
4.100Curvas IDA primera fisura marco especial aislación FPS λ_L	117
4.101Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco especial aislación FPS λ_L .	117
4.102Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco especial aislación FPS λ_L .	118
4.103Curvas IDA primera fluencia marco especial aislación FPS λ_L	118
4.104Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco especial aislación FPS λ_L	119
4.105Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco especial aislación FPS λ_L	119
4.106Curvas IDA máxima rotación última marco especial aislación FPS λ_L	120
4.107Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco especial aislación FPS λ_L . .	120
4.108Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco especial aislación FPS λ_L . .	121
4.109Curvas IDA primera fluencia marco especial aislación HDR λ_U	121
4.110Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco especial aislación HDR λ_U	122
4.111Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco especial aislación HDR λ_U	122
4.112Curvas IDA primera fluencia marco especial aislación HDR λ_U	123
4.113Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco especial aislación HDR λ_U	123
4.114Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco especial aislación HDR λ_U	124
4.115Curvas IDA máxima rotación última marco especial aislación HDR λ_U	124
4.116Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco especial aislación HDR λ_U .	125
4.117Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco especial aislación HDR λ_U .	125
4.118Curvas IDA primera fluencia marco especial aislación HDR λ_L	126
4.119Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco especial aislación HDR λ_L	126
4.120Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco especial aislación HDR λ_L	127
4.121Curvas IDA primera fluencia marco especial aislación HDR λ_L	127

4.122	Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco especial aislación HDR λ_L	128
4.123	Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco especial aislación HDR λ_L	128
4.124	Curvas IDA máxima rotación última marco especial aislación HDR λ_L	129
4.125	Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco especial aislación HDR λ_L	129
4.126	Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco especial aislación HDR λ_L	130
4.127	Curva de Fragilidad- Fisura marco intermedio	131
4.128	Curva de Fragilidad- Fisura marco intermedio Percentil 16	132
4.129	Curva de Fragilidad- Fisura marco intermedio Percentil 50	132
4.130	Curva de Fragilidad- Fluencia marco intermedio	132
4.131	Curva de Fragilidad- Fluencia marco intermedio Percentil 16	133
4.132	Curva de Fragilidad- Fluencia marco intermedio Percentil 50	133
4.133	Curva de Fragilidad- Ultimo marco intermedio	133
4.134	Curva de Fragilidad- Ultimo marco intermedio Percentil 16	134
4.135	Curva de Fragilidad- Ultimo marco intermedio Percentil 50	134
4.136	Curva de Fragilidad- Fisura marco especial	135
4.137	Curva de Fragilidad- Fisura marco especial Percentil 16	135
4.138	Curva de Fragilidad- Fisura marco especial Percentil 50	136
4.139	Curva de Fragilidad- Fluencia marco especial	136
4.140	Curva de Fragilidad- Fluencia marco especial Percentil 16	136
4.141	Curva de Fragilidad- Fluencia marco especial Percentil 50	137
4.142	Curva de Fragilidad- Ultimo marco especial	137
4.143	Curva de Fragilidad- Ultimo marco especial Percentil 16	137
4.144	Curva de Fragilidad- Ultimo marco especial Percentil 50	138
4.145	Espectros modificados para calzar con sismo de diseño normativo de NCh 2745	141
4.146	Probabilidad de impacto Aislación LRB+RB propiedades nominales, sismo de diseño	142
4.147	Probabilidad de impacto Aislación LRB+RB λ_L , sismo de diseño	142
4.148	Probabilidad de impacto Aislación LRB+RB λ_U , sismo de diseño	143
4.149	Probabilidad de impacto Aislación FPS λ_L , sismo de diseño	143
4.150	Probabilidad de impacto Aislación FPS λ_U , sismo de diseño	143
4.151	Probabilidad de impacto Aislación HDR λ_L , sismo de diseño	144
4.152	Probabilidad de impacto Aislación HDR λ_U , sismo de diseño	144
4.153	Probabilidad de impacto Aislación LRB+RB propiedades nominales, sismo máximo	145
4.154	Probabilidad de impacto Aislación LRB+RB λ_L , sismo máximo	145
4.155	Probabilidad de impacto Aislación LRB+RB λ_U , sismo máximo	146
4.156	Probabilidad de impacto Aislación FPS λ_L , sismo máximo	146
4.157	Probabilidad de impacto Aislación FPS λ_U , sismo máximo	146
4.158	Probabilidad de impacto Aislación HDR λ_L , sismo máximo	147
4.159	Probabilidad de impacto Aislación HDR λ_U , sismo máximo	147
4.160	Incursión inelástica LRB+RB(N)	152
4.161	Incursión inelástica LRB+RB(U)	152
4.162	Incursión inelástica LRB+RB(L)	153
4.163	Incursión inelástica HDR(U)	153
4.164	Incursión inelástica HDR(L)	154
4.165	Incursión inelástica FPS(U)	154
4.166	Incursión inelástica FPS(L)	155

A.1. Registro de aceleraciones Concepción EO, Maule 2010 Mw= 8.8 Sin Escalar	164
A.2. Registro de aceleraciones Concepción NS, Maule 2010 Mw= 8.8 Sin Escalar .	164
A.3. Registro de aceleraciones Constitución EO, Maule 2010 Mw= 8.8 Sin Escalar	165
A.4. Registro de aceleraciones Constitución NS, Maule 2010 Mw= 8.8 Sin Escalar	165
A.5. Registro de aceleraciones Maipu EO, Maule 2010 Mw= 8.8 Sin Escalar . . .	165
A.6. Registro de aceleraciones Maipu NS, Maule 2010 Mw= 8.8 Sin Escalar . . .	165
A.7. Registro de aceleraciones Matanzas EO, Maule 2010 Mw= 8.8 Sin Escalar .	166
A.8. Registro de aceleraciones Matanzas NS, Maule 2010 Mw= 8.8 Sin Escalar . .	166
B.1. Pseudoespectro de aceleraciones Concepción EO, Maule 2010	167
B.2. Pseudoespectro de aceleraciones Concepción NS, Maule 2010	167
B.3. Pseudoespectro de aceleraciones Constitución EO, Maule 2010	168
B.4. Pseudoespectro de aceleraciones Constitución NS, Maule 2010	168
B.5. Pseudoespectro de aceleraciones Maipu EO, Maule 2010	168
B.6. Pseudoespectro de aceleraciones Maipu NS, Maule 2010	169
B.7. Pseudoespectro de aceleraciones Matanzas EO, Maule 2010	169
B.8. Pseudoespectro de aceleraciones Matanzas NS, Maule 2010	169
C.1. Pseudoespectro de aceleraciones Concepción EO, Maule 2010	170
C.2. Pseudoespectro de aceleraciones Concepción NS, Maule 2010	170
C.3. Pseudoespectro de aceleraciones Constitución EO, Maule 2010	171
C.4. Pseudoespectro de aceleraciones Constitución NS, Maule 2010	171
C.5. Pseudoespectro de aceleraciones Maipu EO, Maule 2010	171
C.6. Pseudoespectro de aceleraciones Maipu NS, Maule 2010	172
C.7. Pseudoespectro de aceleraciones Matanzas EO, Maule 2010	172
C.8. Pseudoespectro de aceleraciones Matanzas NS, Maule 2010	172

Introducción

Motivación

La labor de la ingeniería estructural en Chile está profundamente ligada al entendimiento sobre el comportamiento de las estructuras ante las cargas sísmicas. Esto se debe a que este país está sometido a una alta actividad sísmica, resultante de su contexto geológico. Como consecuencia de esta condición inexorable, es labor y deber de los diversos profesionales relacionados profundizar en el estado del arte a fin de proveer una mayor seguridad a los ciudadanos y un manejo responsable de los recursos disponibles para el diseño y construcción.

Por lo tanto, la utilización, masificación y entendimiento de las tecnologías de protección sísmica disponibles en el mercado, concebidas con los objetivos planteados anteriormente, es de vital importancia tanto para el desarrollo de los distintos proyectos estatales como privados que se llevan a cabo en el país.

Después de las devastadoras consecuencias del terremoto del Maule del 27 de febrero de 2010 (Westenenk et al., 2012; Jünemann et al., 2015), se volvió menester mejorar la respuesta estructural de edificios de primera importancia, por esto, el Sistema de Concesiones del Ministerio de Obras Públicas de Chile (MOP) comenzó a requerir dentro de sus licitaciones la incorporación de sistemas de aislación sísmica basal en las estructuras esenciales en situaciones de catástrofe: los hospitales. Uno de los objetivos de esta medida es lograr un nivel de desempeño que permita mantener la continuidad de operación de los establecimientos luego de un sismo de gran intensidad.[4]

En este contexto, hasta dos tercios del gasto público total del sector salud en América Latina y El Caribe corresponden al funcionamiento de los hospitales (Boroschek y Retamales, 2004). Esta significativa inversión se asocia a la importancia social que estos tienen. Luego de la ocurrencia de un sismo de gran magnitud la operación de estos establecimientos se hace aún más indispensable, no obstante, su interrupción producto de daños estructurales o no estructurales es común en estas situaciones. En consecuencia, la correcta elección de la estructuración del hospital a construir y el diseño de su sistema sismo-resistente se hacen determinantes para mantener el funcionamiento después de un movimiento sísmico severo. En este sentido, la evaluación del desempeño de los distintos aisladores disponibles en Chile es crucial para una decisión informada que involucre objetivos claros y óptimos de desempeño en las estructuras estudiadas. [4]

Terremotos, sismicidad e historial de protección sísmica en Chile

Para lograr un acabado entendimiento de la importancia y necesidad de profundizar en los conocimientos sobre respuesta sísmica y por ende, la capacidad de mejorar la respuesta de los diversos sistemas estructurales que se elaboran en el país, es de extrema importancia entender el contexto sísmico y geológico en el que el país se encuentra. Chile es, sin dudas, uno de los países más sísmicos del planeta: en promedio un terremoto de magnitud superior 8 se produce cada diez años en alguna parte del territorio [1]. Esto es consecuencia directa de que el país se encuentra ubicado sobre la placa Sudamericana, y en su borde occidental convergen y se generan zonas de subducción con las placas de Nazca y Antártica. En la Figura 1 se muestran las placas que interactúan con la Placa Sudamericana, indicando la dirección y velocidad de convergencia; se debe tener en cuenta que en la imagen no se muestran otro tipo de fallas menores presentes en el país, como por ejemplo las fallas de Atacama, San Ramón y Liqueñe-Ofqui entre otras.

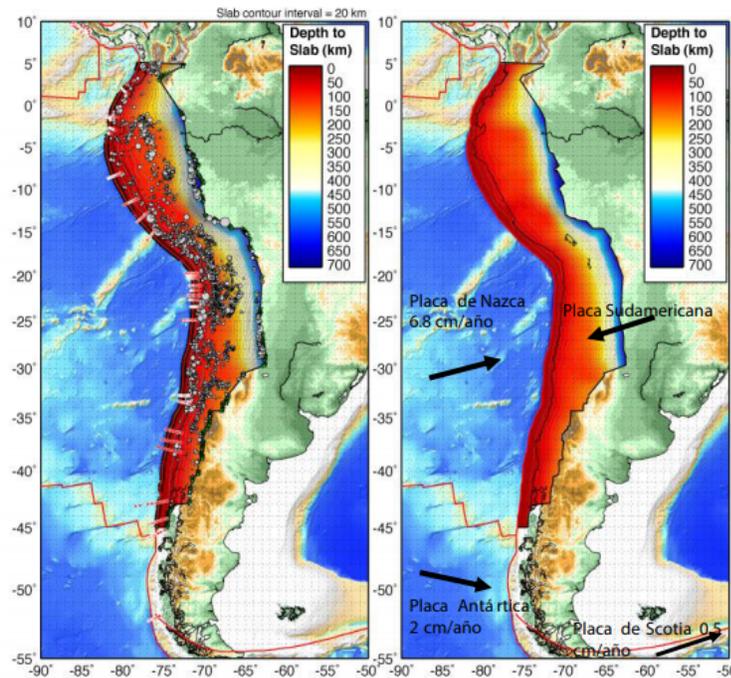


Figura 1: Marco tectónico de Chile [1]

Estas interacciones producen una gran deformación del continente Sudamericano y generan terremotos en todo Chile. Debido a la alta velocidad de convergencia entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana, la sismicidad en esta zona es la más intensa y produce los mayores terremotos en el continente, que además, según el sismólogo experto Sergio Barrientos, representan el 46,5% de toda la energía sísmica mundial liberada durante el siglo XX. Prueba de esto es que de los 15 terremotos más destructivos registrados a nivel mundial desde 1900, 3 han ocurrido en Chile, como se muestra en la Figura 2

	UBICACIÓN	FECHA	MAGNITUD (RICHTER)	LATITUD	LONGITUD
1	Valdivia, Chile	1960/05/22	9.5	-38.29	-73.05
2	Prince William Sound, Alaska	1964/03/28	9.2	61.02	-147.65
3	Costa Oeste de Sumatra Norte	2004/12/26	9.1	3.30	95.78
4	Costa Este de Honshu, Japón	2011/03/11	9.0	38.322	142.369
5	Kamchatka, Rusia	1952/11/04	9.0	52.76	160.06
6	Maule, Chile	2010/02/27	8.8	-35.846	-72.719
7	Costa de Ecuador	1906/01/31	8.8	1.0	-81.5
8	Islas Rata, Alaska	1965/02/04	8.7	51.21	178.50
9	Sumatra Norte, Indonesia	2005/03/28	8.6	2.08	97.01
10	Assam, Tibet	1950/08/15	8.6	28.5	96.5
11	Islas Andreanof, Alaska	1957/03/09	8.6	51.56	-175.39
12	Sumatra Sur, Indonesia	2007/09/12	8.5	-4.438	101.367
13	Mar de Banda, Indonesia	1938/02/01	8.5	-5.05	131.62
14	Kamchatka, Rusia	1923/02/03	8.5	54.0	161.0
15	Frontera Chile-Argentina	1922/11/11	8.5	-28.55	-70.50
16	Islas Kuril	1963/10/13	8.5	44.9	149.6

Figura 2: Ranking terremotos más destructivos a nivel mundial desde 1900 [9] (Tabla 1 de la referencia)

El resultado de éstos movimientos telúricos en el mundo se puede cuantificar en muertes y pérdidas monetarias. En el último gran terremoto ocurrido en Chile el 27 de Febrero de 2010, el terremoto con magnitud Mw 8.8 cobró 525 vidas (356 debido al terremoto y 156 al tsunami) y pérdidas cercanas al 18 % del PIB del 2010: una cifra cercana a los \$ 30.000 millones de dólares (DIC- FCFM Universidad de Chile). De estas pérdidas, \$21.000 millones de dólares corresponden a pérdidas en infraestructura, mientras que \$9.000 millones de dólares corresponden a bienes y servicios que se dejaron de producir a causa de los daños causados por el terremoto. Es por esta razón que proteger adecuadamente la infraestructura esencial, como puentes, puertos, industrias y hospitales resulta de vital importancia: es una acción que mantiene al país en funcionamiento y con capacidad de respuesta ante un estado de catástrofe geológica.

Chile tiene un historial amplio de desarrollo ingenieril con respecto a la preparación estructural sísmica, y representa para muchos países un referente en este campo gracias a que la normativa de las construcciones maximizan la seguridad (Saragoni, 2010). Sin embargo, la adopción y entendimiento de los diversos sistemas de aislación y disipación sísmica disponibles en el mercado internacional y nacional aun es tema de desarrollo e investigación en el país. Aunque en la Figura 3 no se aprecia, el primer edificio con aislación fue la sala de control de la minera Los Bronces, a fines de los años 80 (Retamales 2013). Después se sumaría el primer edificio de viviendas sociales aislado en Chile: el de la Comunidad Andalucía (levantado en 1992), año desde el cual se seguirían implementando estructuras aisladas en el país como muestra la siguiente línea de tiempo.

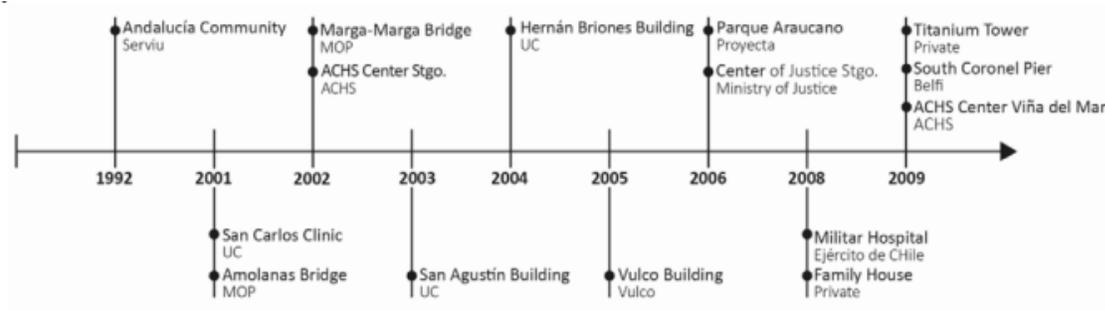


Figura 3: Línea de tiempo de la implementación de proyectos con aislación sísmica [5]

El terremoto del año 2010 cambió completamente el esquema de Chile para la protección sísmica y el desarrollo más detallado de ésta temática se encuentra en el Capítulo 1.1. La primera conclusión de la respuesta estructural ante el mismo, fue un claro éxito de las tecnologías de aislación sísmica. Una expresión concreta de este éxito fue la rápida evolución de la cantidad de estructuras protegidas sísmicamente no solo en Chile sino también en los países vecinos de América Latina como Perú e incluso Argentina (Mendoza), y también algunos países centroamericanos. [5]. Esta es una experiencia por la que ya pasó Japón con el terremoto de Kobe el año 1995, desde la cual el país había logrado al año 2009 una colección de más de 2500 construcciones con sistemas de aislación sísmica, evolución que es mostrada en la Figura 4

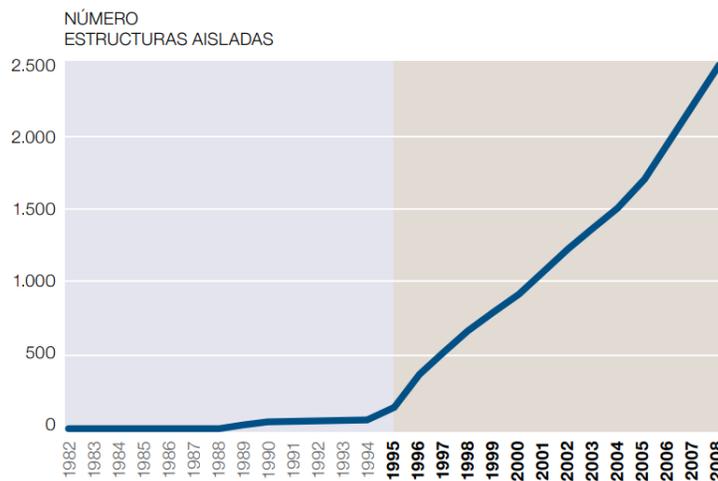


Figura 4: Masificación de edificios sísmicamente aislados en Japón, luego del terremoto de Kobe de 1995. [5]

Uno de los cambios que se constituyeron como consecuencia de la experiencia recolectada en el terremoto del 27F Maule 2010 y que motivan el presente documento, es la exigencia por parte del Ministerio de Obras Públicas (MOP) y de otros organismos regulatorios de Chile, de la utilización de sistemas de protección sísmica en toda infraestructura crítica, estratégica y esencial. Particularmente, las instalaciones hospitalarias (como las estudiadas en este trabajo) son incluidas en las categorías mencionadas anteriormente y desde entonces y hasta el año 2017 se han construido 16 hospitales que cumplen con los nuevos requerimientos; dentro de los cuales se pueden mencionar:

- Hospital de Angol, con 298 aisladores elastoméricos y 91 deslizadores friccionales)
- Hospital de Talca, con 177 aisladores elastoméricos.
- Hospital El Carmen (Maipú), con 347 aisladores elastoméricos.
- Hospital La Florida, con 224 aisladores elastoméricos.
- Hospital Dr. Gustavo Fricke, con 193 aisladores elastoméricos.

Finalmente en las figuras 5a y 5b se muestran algunas estructuras hospitalarias con sistemas de protección sísmica de las mencionadas anteriormente.



(a) Hospital el Carmen, Maipú, Chile



(b) Hospital la Florida, La Florida, Chile

Figura 5: Estructuras hospitalarias con sistemas de protección sísmica

Fundamentos y sistemas de aislación basal

El diseño de estructuras basado en la resistencia sísmica tiene por objetivo principal que las estructuras sean capaces de resistir sin daños los desplazamientos y solicitaciones inducidos por un sismo compatible con el espectro de aceleraciones definido en la NCh433, y resistan sin llegar al colapso, aunque puedan presentar daños estructurales y no estructurales, un sismo compatible con el espectro elástico de desplazamientos definido en la NCh433.

Nuestra norma sísmica actual indica que el diseño debe intentar minimizar los desplazamientos entre pisos y sus torsiones, con el objeto adicional de mantener la integridad de los elementos no estructurales y su funcionalidad, y ha dado muy buenos resultados en la práctica nacional, lo mismo que la imposición de un factor de corte mínimo. Por otra parte, independizar la estructura del medio que le imprime la energía sísmica, mediante la aislación basal, es una de las soluciones que reducen notablemente los esfuerzos y aceleraciones de piso, y consecuentes daños generados en las superestructuras sísmicamente aisladas, que es lo que mostrará el presente trabajo, abocado a hospitales.

La estrategia de este tipo de diseño sismorresistente que permite desacoplar al edificio o estructura de los componentes horizontales del movimiento del suelo interponiendo elementos estructurales con rigidez horizontal baja entre la estructura y la fundación llamados aisladores sísmicos [10]. En la Figura 6 puede visualizarse la comparación entre una estructura aislada y una no aislada sísmicamente.

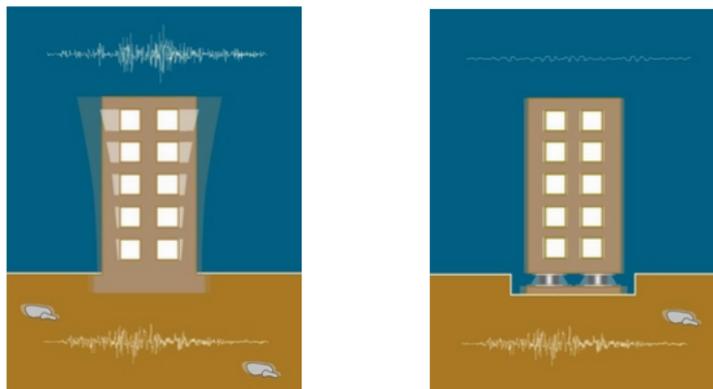


Figura 6: Respuesta comparativa entre estructuras aisladas y no aisladas sísmicamente [10]

Hay una gran variedad de aisladores sísmicos de base, pero predominan en el mercado los aisladores elastoméricos con y sin núcleo de plomo, los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento y los aisladores friccionales deslizantes. Todos estos sistemas son ampliamente usados y aceptados por la comunidad ingenieril en el diseño sismo-resistente alrededor del mundo.

1. Aislador elastomérico con núcleo de plomo LRB

Este aislador es el sistema de aislamiento basal más utilizado en el mundo, se constituye de capas de neopreno intercaladas con placas de acero, que en su conjunto confieren una elevada rigidez vertical y aportando estabilidad ante cargas horizontales sin afectar

su rigidez horizontal. En el centro del amortiguador, se posiciona un núcleo de plomo a presión, que permite aumentar el nivel de amortiguamiento del sistema hasta niveles cercanos al 25-30 % y permite disipar energía en forma de calor a medida que el aislador se deforma. El núcleo de plomo fluye a una tensión de corte de 80 Kgf/cm^2 y luego de que cesan las deformaciones, el mismo se recristaliza, permitiendo su utilidad para futuros eventos sísmicos [9].

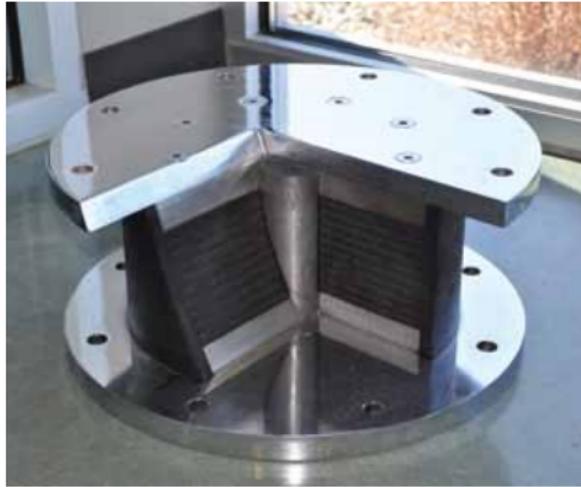


Figura 7: Aislador tipo LRB [9]

2. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR)

En este tipo de aislador, las láminas de elastómeros son fabricadas con adiciones de carbón, aceites y resinas que tienen por objetivo aumentar el amortiguamiento de la goma, llevándolo a umbrales entre el 10 % a 15 %. Estos aisladores presentan una rigidez mayor en los primeros ciclos de carga, la cual se estabiliza luego del tercer ciclo [9]. Tienen la ventaja de poseer una complejidad de fabricación media y lograr integrar altas deformaciones y disipación de energía en su comportamiento, con el compromiso de ser elementos más susceptibles comparativamente a los cambios de temperatura y frecuencias solicitantes que sus competidores LDRB y LRB. En la Figura 8 puede visualizarse un amortiguador estándar del tipo HDRB.

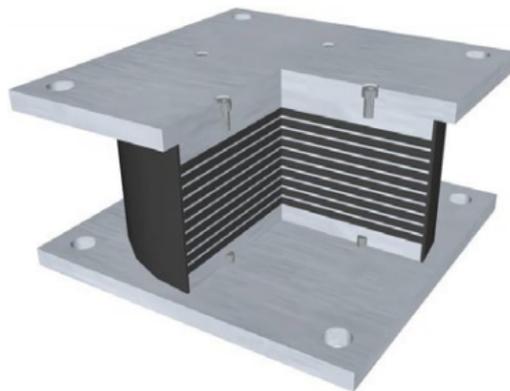


Figura 8: Aislador tipo HDRB [9]

3. Aisladores friccionales deslizantes (FPS)

Los aisladores deslizantes o también llamados deslizadores friccionales utilizan una superficie de deslizamiento, típicamente de acero inoxidable, sobre la que desliza una placa de acero revestida de Politetra Fluoro Etileno (PTFE), sobre la que se soporta la estructura. La superficie de deslizamiento permite el movimiento horizontal de la estructura de manera independiente del suelo. Este sistema de aislación sísmica permite disipar energía por medio de las fuerzas de rozamiento que se generan durante un sismo [9]. Existen dos tipos: de apoyos deslizantes planos y péndulos friccionales, se profundizará en éstos últimos en este estudio, por lo que una descripción más detallada de los mismos se presenta a continuación:

Los péndulos friccionales (FPS) son aisladores articulados, los cuales cuentan con un deslizador friccional que transita sobre una superficie cóncava inferior, la cual le confiere la ventaja de generar estabilización y la capacidad de centrar el sistema de aislación: Luego de un evento sísmico, la estructura regresa a su posición original gracias al diseño geométrico y a la fuerza gravitacional. En la Figura 9 se puede apreciar un aislador sísmico del tipo friccional deslizante (FPS)

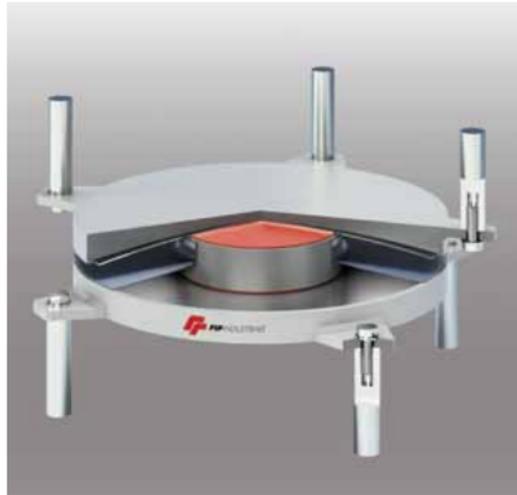


Figura 9: Aislador tipo FPS [9]

Objetivo General

Realizar un análisis acabado sobre las diferencias en el desempeño sísmico y estructural, además de una evaluación de consecuencias materiales de la implementación de edificios de marcos de hormigón armado con detallamiento especial e intermedio, diseñados de acuerdo con la normativa ACI 318-19, en presencia de variados sistemas de aislación sísmica de base, diseñados en cumplimiento de la norma NCh 2745 y aplicando los factores de modificación λ propuestos por el estándar ASCE 7-16.

Objetivos Específicos

- Comparar los resultados de desempeño obtenidos con estudios previos del mismo tipo, enfatizando en las diferencias de diseño y consideraciones normativas.
- Determinar cuantitativamente, la diferencia material de realizar un cambio en el tipo de marco estructural.
- Establecer criterios para la definición del GAP entre estructuras para estructuras de marcos de hormigón armado con distintos sistemas de aislación sísmica.

Metodología

Analizar el desempeño sísmico estructural de marcos en 2 dimensiones de hormigón armado, con detallamiento de marco especial e intermedio, diseñados en conformidad al código ACI 318, en presencia de los siguientes sistemas de aislación sísmica: aislación compuesta por aisladores de goma con núcleo de plomo (LRB) y aisladores sin núcleo (RB); aislación compuesta únicamente por aisladores de goma de alto amortiguamiento (HDR) y aislación compuesta únicamente por aisladores de péndulo friccional (FPS). El análisis se concreta a través de la realización de un análisis no lineal de respuesta en el tiempo en conjunto con un análisis dinámico incremental (IDA)

Para lograr los objetivos planteados previamente, se seguirá el siguiente procedimiento:

- (a) **Formulación de los modelos** La primera etapa del estudio es formular el tipo de modelación para el análisis, respaldando con bibliografía correspondiente, la cual consta en su mayoría de la normativa ACI 318 y de las guías de diseño citadas en el capítulo 3.
- (b) **Modelación computacional** Los modelos computacionales son realizados en el software OpenSees. La no linealidad de vigas, columnas y nudos que componen la estructura también es modelado siguiendo la formulación establecida previamente en el capítulo 3.
- (c) **Análisis dinámico incremental** Para realizar el análisis, se utilizan 4 sets de registros nacionales representativos y adecuados para el tipo de suelo y zona sísmica (analizando sus dos direcciones). Para cada registro, se evalúa la respuesta de la estructura correspondiente bajo diferentes factores de amplificación, con el objetivo de investigar el comportamiento inelástico de la estructura. La utilización de variados registros, permite obtener resultados estadísticos, los cuales aumentarán el nivel de certezas y de confianza del estudio. Para obtener la respuesta de la estructura se seleccionan diferentes parámetros, los cuales se asocian a distintas respuestas de desempeño estructural que entregan información valiosa sobre la influencia de la interfaz de aislación en la estructura.
- (d) **Curvas de fragilidad**

De los datos estadísticos obtenidos con los diferentes registros en el análisis dinámico incremental, se pueden confeccionar las curvas de fragilidad, las cuales permiten obtener las probabilidades de desarrollar diferentes niveles de daño, desempeño o estados límites en los elementos estructurales, no estructurales e interfaz de aislación. Estas curvas relacionan la intensidad del movimiento con la probabilidad expuesta anteriormente, generando un grafo que permite comparar de manera probabilística el desempeño de las estructuras estudiadas.

Capítulo 1

Revisión Bibliográfica

1.1. Evolución de la protección sísmica en Chile

El campo y desarrollo de las tecnologías de protección sísmica tiene un desarrollo de 43 años en el mundo y Chile lo ha investigado durante 28, esta arista de la ingeniería estructural ha ganado la aceptación de las diversas áreas de la construcción gracias a sus prácticas de diseño, las que comprobaron su utilidad en el desempeño estructural en los diversos terremotos sucedidos en éste período. Si bien el desarrollo e investigación de éstos conceptos se remontan a casi 3 décadas en la historia ingenieril del país, se pueden identificar dos períodos marcados en esta evolución, separados por el terremoto del 27 de febrero del 2010: el sexto terremoto más destructivo a nivel mundial desde 1900 [5].

La bibliografía remonta el inicio del primer período con el diseño y construcción del edificio de viviendas sociales de la Comunidad Andalucía el año 1992, estructura en la cual se utilizaron 8 aisladores de goma de amortiguamiento medio (MDB). Posteriormente, luego de que el Fondo de Fomento al Desarrollo Científico y Tecnológico promoviera la investigación e implementación de la aislación sísmica y técnicas de disipación de energía en Chile, se generó la investigación y desarrollo de aisladores de goma, aisladores friccionales, amortiguadores metálicos y amortiguadores friccionales. Culminando este desarrollo productivo e intelectual con la construcción, entre otros del primer hospital aislado sísmicamente el país, perteneciente a la Universidad Católica, el cual posee 30 aisladores sísmicos de alto amortiguamiento (HDRB) y 22 aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) [6], la construcción del puente Marga Marga el año 1998 y el diseño del hospital militar de La Reina el año 2001.

El siguiente hito en la historia de la aislación sísmica en Chile fue el desarrollo de su primer código de diseño sísmico el año 2003 la NCh2745 Of2003: Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica, en el que se incluyen demandas sísmicas y procedimientos de análisis para las estructuras junto con los requisitos de diseño y pruebas correspondientes, además de incluir los requisitos, legislaciones y controles de calidad concernientes a la fabricación de los aisladores sísmicos.

Durante este primer período se completaron variados proyectos, dentro de los cuales destacan: La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica (2002), la cual cuenta con $6.000 m^2$ y 25 aisladores sísmicos; el Hospital Militar de Santiago (2009), que cuenta con $50.000 m^2$ construidos y 164 aisladores; y la Torre Titanium (2009) con $194 m$ de

altura y $73.000 m^2$ construidos, contando con 45 dispositivos disipadores de energía, el cual se muestra en la Figura 1.1a. Todos éstos son ejemplos de estructuras que demostraron un desempeño exitoso el 27 de Febrero del año 2010, validando de forma empírica los conocimientos desarrollados en el período y respaldado el traspaso del mismo desde las universidades chilenas a la vanguardia del desarrollo hacia la industria. [5]

Luego del año 2010, impulsado por el crecimiento económico del país y el incremento de proveedores de sistemas de protección sísmica, la concepción sobre estos sistemas cambió completamente: dejó de percibirse como un campo de investigación y pasó a ser una alternativa seria para las compañías de ingeniería. Sumado a esto, también se destaca la importancia que generan los requerimientos del Ministerio de Obras Públicas (MOP), el ministerio de salud (MINSAL) y de otros organismos regulatorios del país, de incorporar sistemas de protección sísmica en infraestructura crítica, estratégica y esencial. De esta forma, entre el período 2010-2017 se llevaron a cabo al menos 112 proyectos que utilizan sistemas de protección sísmica, contabilizando en total más de 4000 elementos de protección instalados.



(a) Torre Titanium (Diseño estructural ALV, Seismic Protection Systems (SPS): Sirve SA)



(b) Templo Bahai (Ingeniería estructural Carruthers Wallace, Patricio Bertholet, VMB, SIRVE)

Figura 1.1: Edificaciones que utilizan sistemas de protección sísmica

1.2. Estudios previos relacionados

La investigación y desarrollo para optimizar el diseño, respaldar la normativa y avanzar en el estado del arte en temáticas de protección sísmica en el país es una tarea que ha tomado la atención de las distintas casas de estudios, empresas de protección sísmica e investigadores presentes en la región. En este contexto, el presente estudio se relaciona íntimamente con las investigaciones mencionadas en los siguientes párrafos debido a que éstos centran su atención en la respuesta de las estructuras hospitalarias en presencia de sistemas de aislación sísmica.

El año 2013 Felipe Toledo publica su memoria “Evaluación De Requisitos De Detallamiento De Estructuras De Marcos Con Aislamiento Sísmico” [6] en la cual analiza y compara la probabilidad de alcanzar distintos niveles de daños en estructuras de marcos planos de hormigón armado conforme a los requerimientos de detallamiento para estructuras de marco especial e intermedio establecidos en el capítulo 21 del ACI-318-11. Su trabajo dirigido por Rodrigo Retamales Saavedra, contribuyó a la adopción por parte de la comunidad ingenieril de Chile de la utilización de marcos con detallamiento intermedio en estructuras con aislación basal ya que en su estudio concluye que aplicando estos parámetros de diseño, sus elementos mantenían hasta un 80 % de su capacidad de curvatura última luego de realizar análisis IDA y generar las curvas de fragilidad pertinentes. En el mismo trabajo, incursiona en análisis de GAP, demostrando que los requerimientos actuales para la determinación del mismo se torna insatisfactorio debido a la alta probabilidad que genera de impacto.

El año 2016 Mauricio Ferj publica su memoria “Evaluación Del Desempeño Sísmico De Hospitales Aislados y Convencionales A Través De Un Análisis De Fragilidad” [4] en el cual cuantifica las diferencias en el desempeño sísmico de hospitales de pórticos aislados versus sus alternativas convencionales de muros. Su trabajo respalda finalmente los requerimientos sobre la utilización de sistemas de aislación sísmica para estructuras hospitalarias ya que concluye mediante una metodología muy similar a la utilizada por Felipe Toledo, que la alternativa de marcos aislados permite reducir significativamente las aceleraciones por piso y el drift resultante.

Capítulo 2

Marco Teórico

2.1. Modelación no lineal de marcos de hormigón armado y sus componentes

Para obtener la respuesta de la estructura sujeta a las diversas cargas y los distintos análisis efectuados, se utiliza el software de elementos finitos desarrollado en la Universidad de Berkeley para simular el desempeño estructural de los sistemas sometidos a terremotos: OpenSees. En el mismo se modelan las estructuras de marco de hormigón armado con detallamiento especial e intermedio.

Para representar la no linealidad de la estructura, se idealiza la estructura, concentrando sus rótulas plásticas en lugares geométricos estructurales específicos. Este tipo de modelo es uno de los más utilizados para simular la respuesta general de una estructura de marco de hormigón armado ya que puede capturar el comportamiento no lineal de fluencia, la degradación de resistencia y rigidez de los elementos, de una manera eficiente en recursos computacionales y que ha demostrado tener un error muy bajo asociado a esta idealización.[11] En este modelo, los elementos de vigas y columnas son modelados de forma elástica con el objetivo de capturar la rigidez de cada uno de los elementos, y una sección con comportamiento elastio-plástico rotacional es añadida en cada nodo de conexión a los nudos para capturar las deformaciones inelásticas de los miembros donde se generan rótulas plásticas. En la Figura 2.1 se muestra un marco idealizado de esta manera.

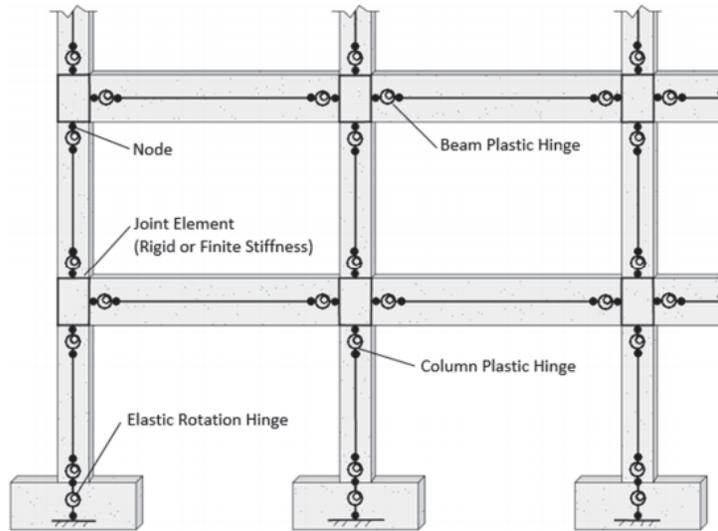


Figura 2.1: Idealización de un marco de hormigón armado, [11]

Este modelo busca obtener el desempeño de la estructura, por lo que las propiedades efectivas de los elementos y materiales son utilizadas. Debido a esto, se utilizan modificadores de rigidez y se modelan las resistencias esperadas de los materiales. Los factores de amplificación y reducción de las diferentes propiedades mencionadas, corresponden a los propuestos por ACHISINA [12] y son mostrados en las tablas 2.1 y 2.2.

Tabla 2.1: Resistencias esperadas de los materiales, [12]

Material	Resistencia esperada
Resistencia a la fluencia para el acero de refuerzo	1.17 veces el f_y especificado
Resistencia máxima para el hormigón	1.3 veces el f'_c especificado

Tabla 2.2: Propiedades de inercia fisurada del hormigón armado, [12]

Elemento	Inercia a la flexión	Inercia al corte
Vigas de pórticos resistentes a momento	$0,35 * I_g$	$1 * A_g$
Columnas de pórticos resistentes a momento	$0,7 * I_g$	$1 * A_g$

Las secciones medias de los elementos de vigas y columnas son modelados con una sección lineal elástica, la cual es definida por sus propiedades de área gruesa, inercia, resistencia a la compresión del hormigón f'_c y el módulo de elasticidad del mismo. La sección utilizada corresponde a la sección elástica de OpenSees para el caso 2D.

Las rótulas plásticas de las secciones son definidas con el material uniaxial histerético de OpenSees, el cual se define con la relación de fuerza-deformación (en este caso momento rotación) que caracteriza el comportamiento del elemento estructural como se muestra en la figura 2.2.

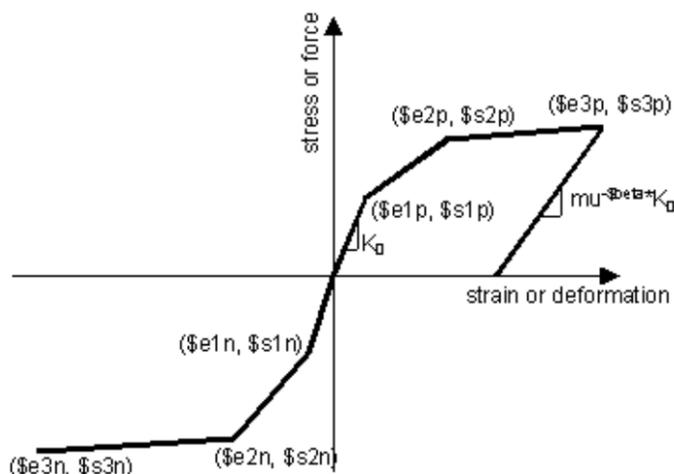


Figura 2.2: Material Histerético OpenSees

Para determinar los puntos constituyentes del comportamiento de cada elemento se requiere conocer el momento de fluencia M_y , el momento último M_u , la rotación de fluencia ϕ_y y la rotación última ϕ_u . En el presente trabajo la determinación de M_y y M_u se realiza con la utilización del programa XTRACT. Para lograr la obtención de estos puntos, se deben modelar en el mismo todos los elementos, considerando la determinación de los parámetros del hormigón confinado y el comportamiento del acero como se muestra en las secciones 2.2 y 2.3.2 respectivamente.

Para determinar las rotaciones correspondientes ϕ_y y ϕ_u se utilizan las recomendadas por el estándar ASCE 41-13 [2], el cual asocia las rotaciones anteriormente mencionadas a las propiedades geométricas, nivel de cuantía, sollicitación de corte, axial y confinamiento entre otros parámetros. Las tablas para la determinación de éstos parámetros se muestran en las imágenes 2.3 y 2.4.

Conditions		Modeling Parameters ^d			
		Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	
		a	b	c	
Condition i. ^b					
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$				
≤ 0.1	≥ 0.006	0.035	0.060	0.2	
≥ 0.6	≥ 0.006	0.010	0.010	0.0	
≤ 0.1	$= 0.002$	0.027	0.034	0.2	
≥ 0.6	$= 0.002$	0.005	0.005	0.0	
Condition ii. ^b					
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.032	0.060	0.2
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.025	0.060	0.2
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.010	0.010	0.0
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.008	0.008	0.0
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.012	0.012	0.2
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.006	0.006	0.2
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.004	0.004	0.0
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.0	0.0	0.0
Condition iii. ^b					
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$				
≤ 0.1	≥ 0.006	0.0	0.060	0.0	
≥ 0.6	≥ 0.006	0.0	0.008	0.0	
≤ 0.1	≤ 0.0005	0.0	0.006	0.0	
≥ 0.6	≤ 0.0005	0.0	0.0	0.0	
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^b					
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$				
≤ 0.1	≥ 0.006	0.0	0.060	0.4	
≥ 0.6	≥ 0.006	0.0	0.008	0.4	
≤ 0.1	≤ 0.0005	0.0	0.006	0.2	
≥ 0.6	≤ 0.0005	0.0	0.0	0.0	

Figura 2.3: Parámetros de modelación de columnas [2]

Conditions			Modeling Parameters ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio
			<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>
Condition i. Beams controlled by flexure ^b					
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d			
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2
Condition ii. Beams controlled by shear ^b					
Stirrup spacing ≤ <i>d</i> /2			0.0030	0.02	0.2
Stirrup spacing > <i>d</i> /2			0.0030	0.01	0.2
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b					
Stirrup spacing ≤ <i>d</i> /2			0.0030	0.02	0.0
Stirrup spacing > <i>d</i> /2			0.0030	0.01	0.0
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b					
			0.015	0.03	0.2

Figura 2.4: Parámetros de modelación de vigas [2]

Al utilizar los parámetros de éstas tablas se vuelve necesario establecer la diferencia entre un marco intermedio de uno especial para los criterios y recomendaciones de este estándar. En el presente estudio se han seleccionado como correspondientes de marco especial las condiciones i (implicando que las columnas del mismo no son susceptibles en ningún caso a una falla por corte) y *C* (implicando que el refuerzo transversal de vigas está espaciado según criterio de ACI 318-19 para detallamiento de marco especial) para los casos de columnas y vigas respectivamente, mientras que para el marco intermedio se han utilizado las condiciones ii (implicando que las columnas del mismo son susceptibles a una falla por corte luego de la fluencia) y *NC* (siguiendo detallamiento intermedio según ACI318-19) para los casos de columnas y vigas respectivamente. Esta categorización es respaldada por el National Institute of Standards and Technology [11] que permite considerar a los marcos intermedios como estructuras con elementos con baja probabilidad de fallar por corte (la probabilidad no es nula) ante grandes deformaciones.

Finalmente para constituir cada elemento se utiliza el elemento "Beam With Hinges" de OpenSees y en la Figura 2.5 se muestra una ilustración de mismo. Este elemento genera la viga o columna, para ello, se requiere la sección elástica definida anteriormente y dos rótulas plásticas del material histerético definido en una longitud de rótula plástica que en este estudio se considera como *d*/2 siguiendo las disposiciones de FEMA 356 [3].

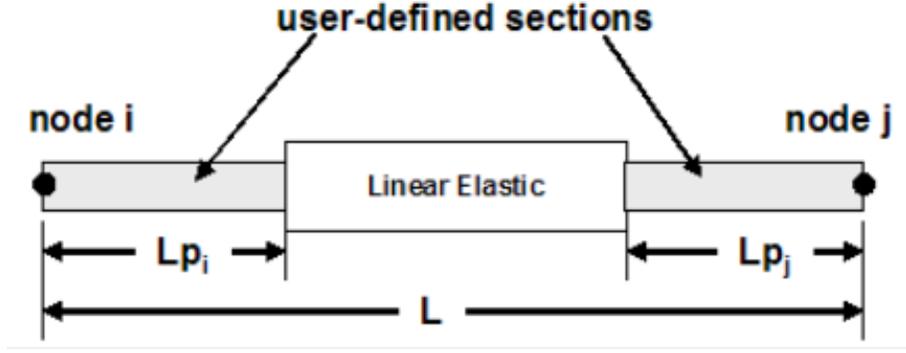


Figura 2.5: Elemento Beam With Hinges OpenSees [14]

2.2. Hormigón: Modelo constitutivo de Mander

A continuación, se describe el modelo propuesto por Mander, que es un modelo de tensión/deformación genérico para secciones de elementos de hormigón confinado aplicable a secciones con armadura transversal tanto circulares como rectangulares. El modelo de tensión/deformación se muestra en la Figura 2.6. Todas las tensiones se encuentran expresadas en MPa. El modelo queda definido por las siguientes ecuaciones:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (2.1)$$

donde la máxima resistencia confinada del hormigón f'_{cc} está dada por:

$$f'_{cc} = f'_c \left(2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94 f'_l}{f'_c}} - \frac{2 f'_l}{f'_c} \right) \quad (2.2)$$

Siendo f'_l la presión de confinamiento efectiva.

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.3)$$

donde ε_c es la deformación de compresión del hormigón.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \text{ con } \varepsilon_{co} = 0,002 \quad (2.4)$$

donde ε_{co} corresponde a la deformación de compresión límite del hormigón no confinado.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.5)$$

donde

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c} \quad (2.6)$$

E_c corresponde al módulo tangente elástico del hormigón, y:

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.7)$$

Para definir el comportamiento del hormigón no confinado (fuera del núcleo), la rama que cae en la región que $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{co}$ se asume que decae linealmente hasta llegar a carga cero cuando se alcanza la deformación $\varepsilon_{sp} = 0,005$

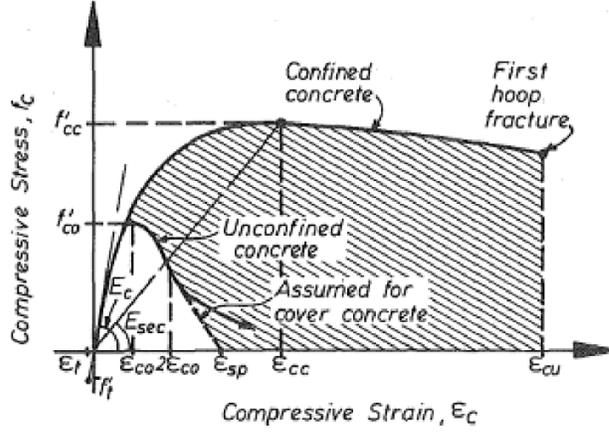


Figura 2.6: modelo tensión deformación hormigón

La presión lateral de confinamiento genérico del hormigón f'_l esta dada por:

$$f'_l = K_e \left(\frac{2f_{yh}A_{sp}}{d_s s_h} \right) \quad (2.8)$$

donde d_s es el diámetro de confinamiento circular o en espiral, A_{sp} es el área de sección de las barras de refuerzo transversal, y el espaciado entre armaduras de confinamiento corresponde a s_h . El coeficiente de efectividad del confinamiento K_e , relaciona el área efectiva del núcleo confinado con el área total del núcleo de la sección de hormigón, delimitada por los ejes centrales de la armadura de confinamiento. Los siguientes son valores típicos de este coeficiente:

- (a) $K_e = 0,95$ secciones circulares
- (b) $K_e = 0,74$ secciones rectangulares
- (c) $K_e = 0,6$ secciones de muros

En el caso de secciones rectangulares, distintas presiones de confinamiento se desarrollan en cada dirección debido a que las cuantías ρ_x y ρ_y en las direcciones principales son diferentes, por lo que las presiones laterales de confinamiento se definen como:

$$\begin{aligned} f'_{lx} &= K_e \rho_x f_{yh} \quad \text{donde} \quad \rho_x = \frac{A_{sx}}{s d_c} \\ f'_{ly} &= K_e \rho_y f_{yh} \quad \text{donde} \quad \rho_y = \frac{A_{sy}}{s b_c} \end{aligned} \quad (2.9)$$

donde A_{sx} y A_{sy} corresponden al área de sección de las barras de refuerzo transversales en la dirección x e y respectivamente. Para presiones laterales de confinamiento distintas, el factor $K = \frac{f'_{cc}}{f'_c}$ se puede obtener del ábaco de la Figura 2.7, propuesto por Mander, donde $f'_{lx} \geq f'_{ly}$.

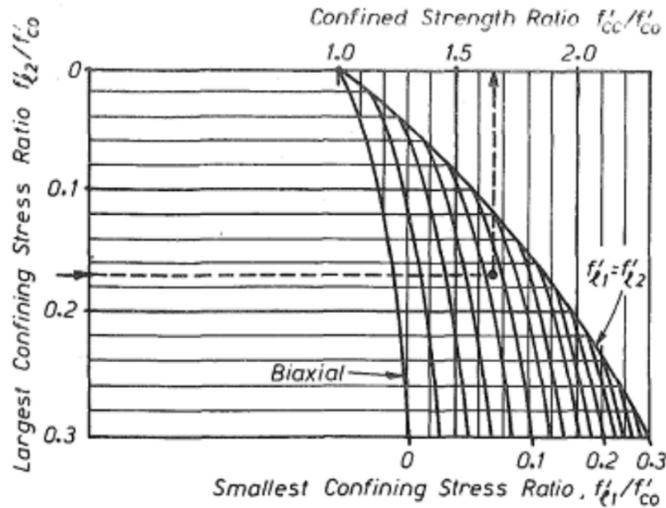


Figura 2.7: Abaco para determinar el factor K en secciones con cuantías de refuerzo en las direcciones principales

La deformación última de compresión del hormigón confinado ε_{cu} puede ser obtenida a partir de las ecuaciones descritas por Mander:

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + \frac{1,4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{sm}}{f'_{cc}} \quad (2.10)$$

donde $\rho_s = \rho_x = \rho_y$ es la cuantía volumétrica de refuerzo transversal y ε_{sm} es la deformación del acero a su máxima tracción, para barras ASTM A706(A630), $\varepsilon_{sm} = 0,1$, por lo que la ecuación anterior queda limitada de manera conservadora por:

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + \frac{1,4\rho_s f_{yh}}{f'_{cc}} \leq 0,02 \quad (2.11)$$

La rama de la curva que corresponde a tracción en la Figura — se modela considerando una curva de carga lineal. La tensión f'_c esta dada por:

$$f_c = E_c * \varepsilon_s \quad f'_c < f'_t \quad (2.12)$$

de otro modo:

$$f_c = 0 \quad (2.13)$$

donde E_c es el módulo de elasticidad definido por la ecuación —, ε_s es la deformación de tracción del hormigón y f'_t es la resistencia de tensión del hormigón.

2.3. Modelos de comportamiento del acero

2.3.1. Modelo de comportamiento bilineal con endurecimiento parabólico

El presente comportamiento es el que se utiliza en el programa XTRACT [15] para poder determinar el momento de fluencia y el momento último de los elementos del marco estructural. En éste, se define un comportamiento lineal elástico hasta la tensión de fluencia, para luego proceder a ingresar en la zona de endurecimiento parabólico hasta llegar a la rotura. En la Figura 2.8 se puede visualizar la curva de comportamiento utilizada.

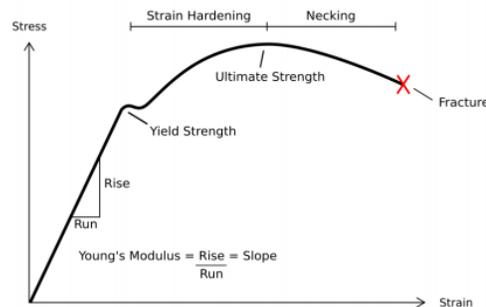


Figura 2.8: Modelo de comportamiento bilineal con endurecimiento parabólico XTRACT [15].

2.3.2. Modelo de comportamiento elasto-plástico

Este modelo de comportamiento corresponde al utilizado en la modelación en el software de análisis OpenSees, desarrollado por Filip Filippou Ph.D., UC Berkley (OpenSees 2012). El modelo considera un comportamiento lineal elástico hasta que ocurre la fluencia del material y luego entra en el rango plástico, incrementando su deformación con una pendiente constante equivalente al 0.01 veces el módulo elástico E . En la Figura 2.9 se muestra la curva de comportamiento elasto-plástico del material.

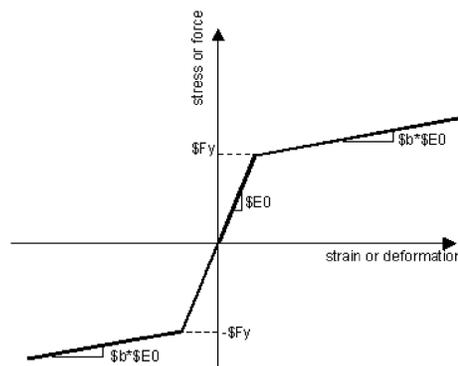


Figura 2.9: Modelo de comportamiento elasto-plástico del acero [14]

2.4. Modelación de aisladores sísmicos

En el estudio todos los sistemas de aislación sísmica son modelados en el programa computacional utilizando el modelo de comportamiento elasto-plástico. Las propiedades de estos sistemas de aislación sísmica son plasmados únicamente con los parámetros de rigidez inicial, rigidez post fluencia y la fuerza de activación. De manera individual, los aisladores tipo LRB son modelados con el material uniaxial "Steel 01" de la biblioteca de OpenSees, el cual permite describir un comportamiento histerético que representa de forma adecuada el comportamiento de este tipo de aisladores como se muestra en la figura 2.10a, mientras que para el caso de los aisladores tipo RB, se utiliza el material uniaxial "Elastic" el cual permite describir una curva de fuerza deformación perfectamente elástica correspondiente al comportamiento de este tipo de aisladores como se muestra en la figura 2.10b. Como se explica en la sección 3.3 los demás sistemas de aislación son modelados variando las propiedades del sistema de aislación "nominal" compuesto por aisladores LRB y RB, por lo que todos los casos quedan cubiertos de esta forma.

Es importante destacar que el sistema, al ser modelado como una combinación LRB y RB, no considera los límites de desplazamiento propios de los sistemas FPS, por lo que el impacto producido al llegar a este límite, no es considerado en el análisis.

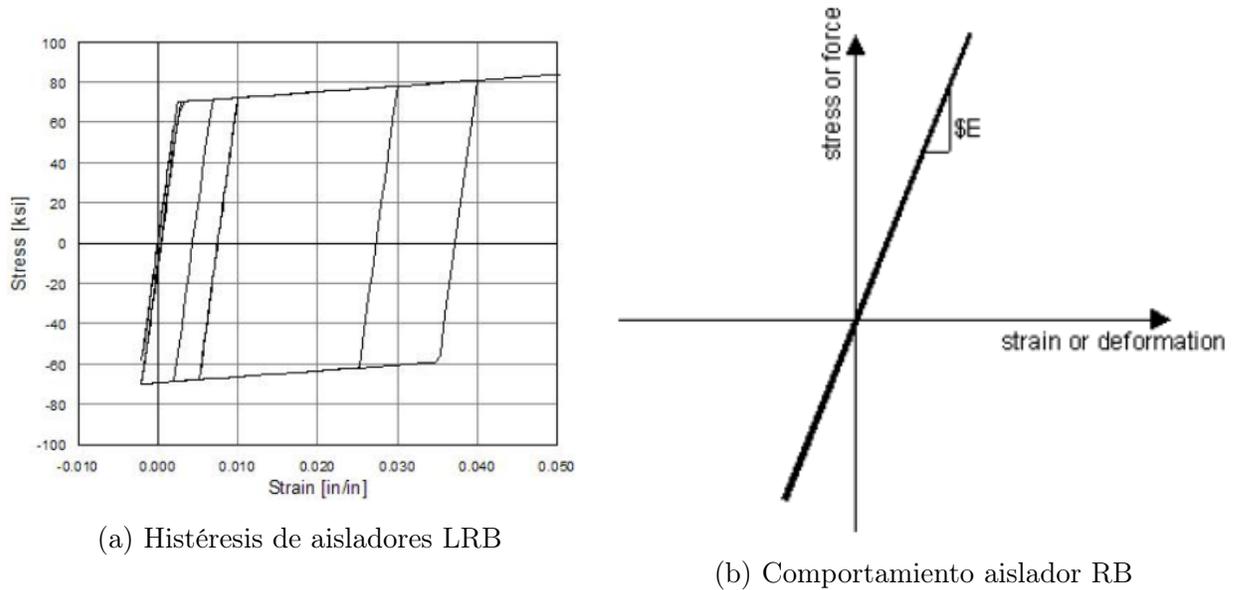


Figura 2.10: Comportamiento modelado de aisladores en OpenSees [14]

2.5. Requisitos de reglamento para concreto Estructural (ACI 318)

El diseño conceptual de los marcos de hormigón armado es determinado siguiendo de manera rigurosa el reglamento ACI 318, la cual contiene los requisitos mínimos para los materiales, diseño y detallado de edificaciones de concreto estructural. [8]

De este documento se citan las exigencias establecidas de vigas, columnas y nudos, tratados en los capítulos 9, 10 y 15 respectivamente; además de los requerimientos que deben cumplir las estructuras de marcos o pórticos intermedios y especiales, tratados en el capítulo 18.

En el reglamento ACI 318 también se señala que todas las estructuras deben asignarse a una categoría de diseño sísmico CDS (ACI 318-19 18.2.1.1). Esta categoría de diseño, especificada en el ASCE/SEI 7-16, guarda relación con la consideración de amenazas sísmicas, categoría de ocupación de la estructura y el tipo de suelo. De interés serán las estructuras de categorías C y D, debido a que éstas corresponden a estructuras de marcos intermedios y marcos especiales respectivamente. En la tabla 3.1 se pueden observar los distintos requerimientos para cada tipo de estructura:

Tabla 2.3: Requisitos del capítulo 18 según categoría de diseño (ACI 318-19 R 18.2)

Componentes que resisten los efectos sísmicos, a menos que se indique de otro modo	Categoría de diseño (CDS)	
	C (18.2.1.4)	D,E o F (18.2.1.5)
Requisitos de análisis y diseño	18.2.2	18.2.2, 18.2.4
Materiales	Ninguna	18.2.5 a 18.2.8
Elementos de pórtico	18.4	18.6 a 18.9
Muros estructurales y vigas de acople	Ninguna	18.10
Muros estructurales prefabricados	18.5	18.5, 18.11
Diafragmas y cerchas estructurales	18.12	18.12
Cimentaciones	18.13	18.13
Elementos de pórticos que no han sido diseñados para resistir fuerzas inducidas por movimientos sísmicos	Ninguna	18.14
Anclajes	18.2.3	18.2.3

Además todos los elementos estructurales deben satisfacer el código en sus capítulos 4 al 10, 15 y 18. Todo lo relacionado con elementos estructurales pre-fabricados que señala el capítulo 18 del ACI 318-19 queda fuera de los alcances de este estudio. La descripción de los requisitos de detallamiento se separan en:

- Requisitos de detallamiento para marcos intermedios
- Requisitos de detallamiento para marcos especiales

2.5.1. Requisitos de detallamiento sísmico para marcos intermedios

(a) Análisis y diseño de elementos estructurales (ACI 318-19 18.2.2)

El punto 18.2.2.1 señala que se deben considerar todos los elementos estructurales y no estructurales que puedan afectar la respuesta lineal y no lineal de la estructura frente a movimientos sísmicos (ACI 318-19 18.2.2.1). Los elementos estructurales situados bajo la base (fundaciones) deben cumplir con los requisitos del capítulo 18 que sean congruentes con el sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas localizado por encima de la base de la estructura (ACI 318-19 18.2.2.3).

(b) Anclaje al concreto (ACI 318-19 18.2.3)

Los anclajes que resistan fuerzas sísmicas en estructuras asignadas a CDS C,D,E o F deben cumplir con los requisitos ACI 318-19 17.10.

(c) Pórticos intermedios resistentes a momento (ACI 318-19 18.4)

Los requisitos de la sección 18.4 aplican a marcos intermedios que forman parte del sistema sismo resistente. Los detalles del refuerzo de vigas que tengan una fuerza axial mayorada mayor a $\frac{A_g f'_c}{10}$, deberán cumplir con ACI-318-19 25.7.2.2 y adicionalmente ACI-318-19 25.7.2.3 o ACI-318-19 25.7.2.4. Cuando se usan losas en dos direcciones, sin vigas, se deben cumplir las disposiciones de ACI-318-19 18.4.5.

(d) Resistencia al corte (ACI 318-19 21.3.3)

El valor de ϕV_n en vigas que resisten esfuerzos sísmicos debe ser al menos igual al menor de: (a) La suma del corte asociado con el desarrollo de resistencias de momento nominal de la viga en cada extremo restringido de la luz libre debido a flexión con curvatura inversa y cortante calculado para las cargas gravitacionales y las fuerzas sísmicas verticales mayoradas; y (b) El corte máximo de considerar las combinaciones de carga de diseño que incluyan **E**, tomando **E** como el doble del indicado por el reglamento general de construcción (ACI 318-19 18.4.2.3)

El valor de ϕV_n en columnas que resisten esfuerzos sísmicos debe ser al menos igual al menor de: (a) El cortante correspondiente al desarrollo de las resistencias nominales a momento de la columna en cada extremo restringido de la longitud no soportada debido a flexión con curvatura inversa, la resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulte en la mayor resistencia a flexión; y (b) El corte máximo obtenido de considerar $\omega_0 E$ en las combinaciones de carga (ACI 318-19 18.4.3.1), donde $\omega_0 = 3,0$, definido por (ASCE/SEI 7) .

(e) Vigas (ACI 318-19 18.4.2)

La resistencia de momento positivo en las caras de los nudos no debe ser menor a 1/3 la resistencia a momento negativo, además el momento negativo o positivo en cualquier parte no debe ser menor que 1/5 de la máxima resistencia a momento proporcionada en los nudos (ACI 318-19 18.4.2.2)

Se debe disponer armadura de confinamiento en una longitud $2h$ del elemento donde el espaciamiento no debe ser mayor que el menor de: (a) $d/4$, (b) 8ϕ de la barra longitudinal confinada más pequeña, (c) 24ϕ del estribo de confinamiento, y (d) 300 mm (ACI 318-19 18.4.2.4)

Se deben colocar estribos de confinamiento en toda la longitud del elemento a no más de $\frac{d}{2}$ (ACI 318-19 18.4.2.5)

(f) **Columnas (ACI 318-19 18.4.3)**

Los espirales de refuerzo deben cumplir con los requisitos del capítulo 10 ó con 18.4.3.3 hasta 18.4.3.5; además la sección 18.4.3.6 aplica para todas las columnas que soportan elementos rígidos discontinuos (e.g. Muros) (ACI 318-19 18.4.3.2)

Se deben proporcionar estribos cerrados de confinamiento en ambos extremos del elemento en una longitud l_0 no menor que la mayor entre: (a) 1/6 de la luz libre; (b) la mayor dimensión de la sección transversal, y (c) 450 mm. El espaciamiento s_0 no debe ser mayor que el menor de: (a) Para refuerzo Grado 420: 8ϕ de la barra longitudinal confinada más pequeña; (b) Para refuerzo Grado 550: 6ϕ de la barra longitudinal confinada más pequeña; y (c) la mitad de la menor sección transversal (ACI 318-19 18.4.3.3)

El primer estribo debe ir a no más $s_0/2$ de la cara del nudo (ACI 318-19 18.4.3.4); fuera de la longitud l_0 se debe cumplir con ACI 318-19 10.7.6.5.2 (ACI 318-19 18.4.3.5). El refuerzo transversal del nudo debe cumplir con el punto ACI 318-19 18.4.4.4.

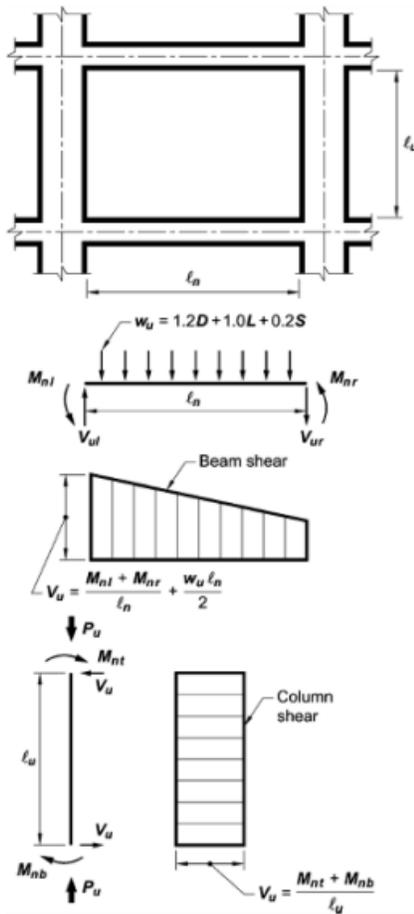


Figura 2.11: Cortante de diseño para vigas y columnas intermedias

2.5.2. Requisitos de detallamiento sísmico para marcos especiales

(a) **Análisis y diseño de elementos estructurales (ACI 318-19 18.2.2)**

Descrito anteriormente en el punto 3.2.1.1.

(b) **Factores de reducción de resistencia (ACI 318-19 21)**

Deben utilizarse los factores de reducción especificados en las secciones 21.2.1 y 21.2.2 del ACI 318-19. Considerando además las disposiciones de corte para sistemas estructurales de pórticos especiales e intermedios dispuestas en ACI 318-19 21.2.4.

(c) **Concreto en pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales (ACI 318-19 19.2)**

Los siguientes requisitos aplican a marcos especiales, muros especiales y sus componentes (vigas de acople y machones). La resistencia cilíndrica a la compresión no debe ser menor que $f'_c = 21MPa$ para concreto normal y no menor que $f'_c = 35Mpa$ para concreto liviano (ACI 318-19 19.2.1.1).

(d) **Refuerzo en pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales (ACI 318-19 20.2.2.4)**

Este punto aplica a marcos especiales, muros especiales y sus componentes (vigas de acople y machones). El acero de refuerzo debe cumplir con el ASTM A706M, con $f_y \leq 550$ MPa para elementos de pórticos especiales (excluyendo muros especiales) y con $f_y \leq 690$ MPa para muros estructurales especiales.

(e) **Empalmes mecánicos en pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales (ACI 318-19 18.2.7.1)**

Los empalmes deben clasificarse como Tipo 1: aquellos empalmes mecánicos que cumplan con lo dispuesto en ACI 318-19 25.5.7; o como Tipo 2: empalmes mecánicos que cumplen con 25.5.7 y son capaces de desarrollar la resistencia a la tracción especificada en las barras empalmadas.

(f) **Empalmes soldados en pórticos especiales resistentes a momento y muros especiales (ACI 318-19 18.2.8)**

No son permitidos por los códigos de diseño vigentes en Chile.

(g) **Vigas de pórticos especiales resistentes a momento (ACI 318-19 18.6)**

Las disposiciones del capítulo ACI 318-19 18.6 aplican a las vigas de pórticos especiales resistentes a momento que forman parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas y que se diseñan principalmente para resistir flexión y cortante (ACI 318-19 18.6.1.1). Además estas vigas deben interconectarse a columnas de pórticos especiales resistentes a momento que cumplan con las disposiciones de ACI 318-19 18.7 (ACI 318-19 18.6.1.2).

Las disposiciones del ACI 318-19 18.6 aplican a estructuras de marcos especiales resistentes a momento que resisten cargas laterales inducidas por movimientos sísmicos. Todos los requisitos para vigas especiales se encuentran en ACI 318-19 18.6, independientemente de la magnitud de la fuerza axial de compresión (a diferencia de las versiones ACI previas al año 2014).

(h) **Límites dimensionales (ACI 318-19 18.6.2)**

Las vigas de pórticos especiales resistentes a momento deben cumplir:

- i. La luz libre l_n no debe ser menor que $4d$.
- ii. El ancho b_w debe ser al menos igual al menor de $0,3h$ y 250 mm.
- iii. La proyección del ancho de la viga más allá del ancho de la columna soportante a cada lado no debe exceder el menor de c_2 y $0,75c_1$, ambos definidos en ACI 318-19 R18.6.2.

(i) **Refuerzo longitudinal (ACI 318-19 18.6.3)**

Al menos dos barras deben disponerse de forma continua en la parte superior e inferior. En cualquier sección, los límites de cuantías tanto para el refuerzo superior como el inferior, no deben ser menores que $0,25\sqrt{f'_c}b_wd/f_y$ y $1,4b_wd/f_y$ ni mayor que $0,025$ para el Grado de refuerzo 420 y $0,02$ para refuerzo Grado 550 (ACI 318-19 18.6.3.1).

La resistencia de momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor a la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en la misma cara, y además el momento negativo o positivo en cualquier parte no debe ser menor que $1/4$ de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (ACI 318-19 18.6.3.2).

Sólo se permiten empalmes por traslapeo de refuerzo longitudinal corrugado cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud del empalme por traslapeo. Además, el espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras empalmadas por traslapeo no debe exceder al menor de entre $d/4$ y 100 mm. No deberán usarse empalmes por traslapeo en las siguientes ubicaciones:

- i. Dentro de los nudos.
- ii. En una distancia de dos veces la altura de la viga medida desde la cara del nudo.
- iii. Dentro de una distancia del doble de la altura de la viga medida desde secciones donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de los desplazamientos laterales que excedan el rango elástico de comportamiento.

Los empalmes mecánicos deben cumplir con 318-19 18.2.7 y los empalmes soldados deben cumplir con ACI 318-19 18.2.8. Finalmente, las disposiciones concernientes a la utilización de refuerzo preesforzado, se encuentran en la sección 318-19 18.6.3.5

(j) **Refuerzo transversal (ACI 318-19 18.6.4)**

Se deben disponer estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas (ACI 318-19 18.6.4.1):

- i. En una longitud $2h$ del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, a ambos lados del elemento en flexión
- ii. En una longitud $2h$ del elemento, en ambos lados de una sección donde pueda ocurrir fluencia debido a los desplazamientos laterales más allá del rango elástico.

Además, el primer estribo cerrado de confinamiento se debe ubicar a no más de 50 mm de la cara de apoyo, espaciado a no más de: (a) $d/4$, (b) 150 mm, (c) 6ϕ de las barras longitudinales de Grado 420 más pequeñas excluyendo las dispuestas por 9.7.2.3, y (d) 5ϕ de las barras longitudinales de Grado 550 más pequeñas excluyendo las dispuestas por 9.7.2.3 (ACI 318-19 18.6.4.4)

Donde no se requiera confinamiento, deben colocarse estribos con gancho sísmico a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento (ACI 318-19 18.6.4.6). Además, los estribos cerrados deben diseñarse para cortante, cumpliendo con ACI 318-19 18.6.5 (ACI 318-19 18.6.4.5). Finalmente se muestra un ejemplo de estribos cerrados de confinamiento.

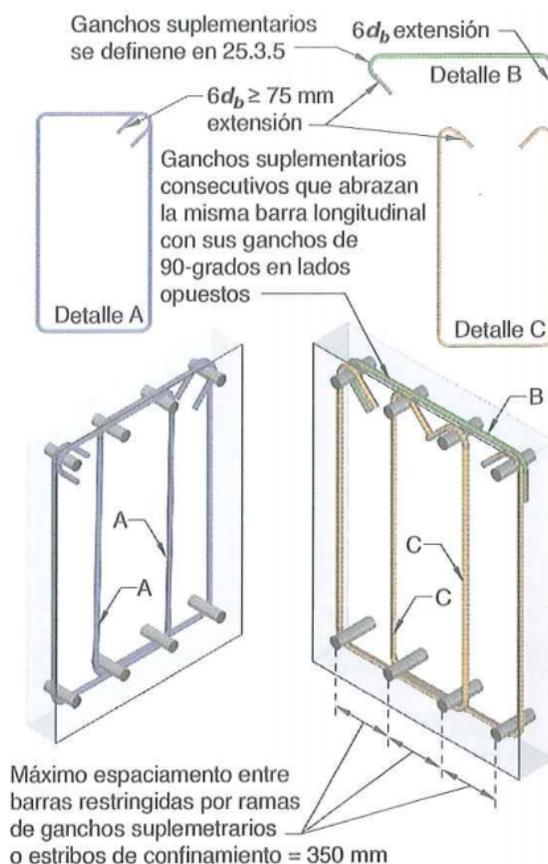


Figura 2.12: Ejemplos de estribos cerrados de confinamiento sobrepuestos

(k) **Requisitos de resistencia al corte (ACI 318-19 18.6.5)**

La fuerza de diseño de corte V_e , se determina a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre caras de nudos, además se suponen M_{pr} (Momentos resistentes probables) de signos opuestos en los extremos actuando sobre la cara de los nudos y que el elemento se encuentra cargado con las fuerzas gravitacionales y sísmicas verticales mayoradas (318-19 18.6.5.1). Los momentos M_{pr} deben ser calculados considerando un esfuerzo de fluencia en tracción en el refuerzo longitudinal equivalente a $1,25f_y$ (318-19 R18.6.5).

El refuerzo transversal para cumplir con ACI 318-19 18.6.5.2 debe diseñarse suponiendo $V_c = 0$ cuando simultáneamente ocurran:

- i. El corte inducido por sismo según ACI 318-19 18.6.5.1 representa la mitad o más de la máxima resistencia a cortante requerida en la zona.
- ii. Cuando la fuerza axial mayorada P_u , incluyendo los efectos sísmicos, es menor a $A_g f'_c / 20$.

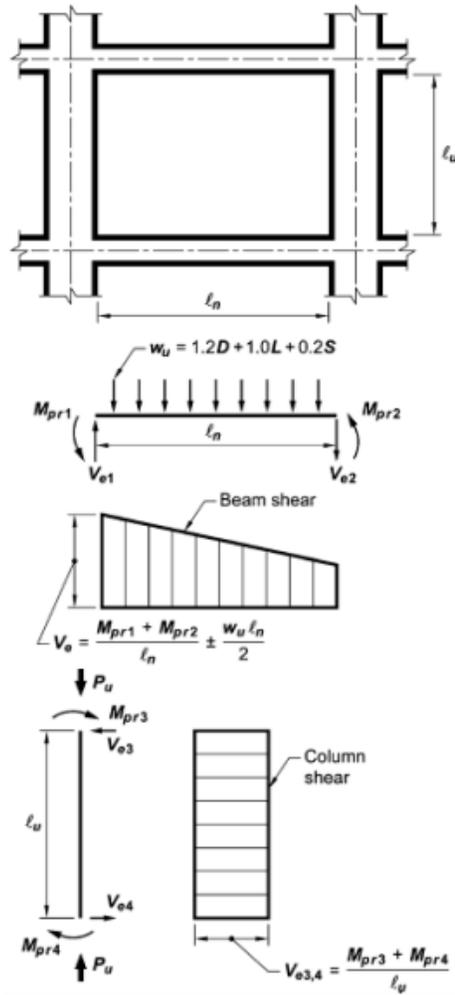


Figura 2.13: Cortante de diseño para vigas y columnas especiales

(l) **Columnas de pórticos especiales resistentes a momento (ACI 318-19 18.7.1)**

(m) **Alcance (ACI 318-19 18.7.1.1)**

Los siguientes requisitos aplican a pórticos especiales resistentes a momento que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas y que se diseñan principalmente para resistir flexión, cortante y fuerzas axiales. Se disponen los siguientes límites dimensionales (ACI 318-19 18.7.2.1):

- i. La dimensión menor de la sección transversal de la columna, no debe ser menor a 300 mm.
- ii. La relación entre la menor y mayor dimensión de la sección transversal, no debe ser menor a 0.4.

(n) **Resistencia mínima a flexión de columnas (ACI 318-19 18.7.3)**

Las columnas deben satisfacer ACI 318-19 18.7.3.2 ó 18.7.3.3 (ACI 318-19 18.7.3.1), excepto en conexiones donde la columna es discontinua por encima de la conexión y la fuerza axial mayorada de compresión P_u en las combinaciones de carga que

incluyan efectos sísmicos, E , es menor que $A_g f'_c / 10$ (ACI 318-19 18.7.3.1). Se debe cumplir el criterio de columna fuerte y viga débil como lo señala la ecuación 3.26 (ACI 318-19 18.7.3.2). Cuando no se cumpla lo anterior, dichas columnas se excluyen al momento de determinar la resistencia y rigidez de la estructura. Estas columnas deben cumplir con ACI 318-19 18.14 (ACI 318-19 18.7.3.3).

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb} \quad (2.14)$$

donde M_{nc} es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que concurren al nudo, evaluados en la cara del nudo; y M_{nb} es la suma de los momentos nominales a flexión de las vigas que concurren al nudo, evaluados en la cara del nudo.

(ñ) **Refuerzo longitudinal (ACI 318-19 18.7.4)**

Se establecen los límites inferior y superior para el área de refuerzo longitudinal en $0,01A_g$ y $0,006A_g$ respectivamente (ACI 318-19 18.7.4.1). En columnas con estribos circulares, debe haber al menos seis barras longitudinales (ACI 318-19 18.7.4.2). Últimamente, se establecen los requisitos para los empalmes mecánicos en ACI 318-19 18.2.7, para empalmes soldados en ACI 318-19 18.2.8 y para empalmes por traslape (permitidos sólo dentro de la mitad central de la longitud del miembro), confinados por refuerzo transversal y siguiendo ACI 318-19 18.7.5.2 y 18.7.5.3 (ACI 318-19 18.7.4.4).

(o) **Refuerzo transversal (ACI 318-19 18.7.5)**

El refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en 18.7.5.2 a 18.7.5.4 deben disponerse en la longitud l_0 medida desde la cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión. La longitud l_0 debe ser al menos igual a la mayor de (ACI 318-19 18.7.5.1):

- i. La altura del elemento en la cara del nudo o donde pueda ocurrir fluencia por flexión.
- ii. Un sexto de la luz libre de la columna.
- iii. 450mm.

En ACI 318-19 18.7.5.2 indica como se debe disponer el refuerzo transversal y los requerimientos que éstos deben cumplir. Además, se limita el espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento, h_x , que dentro de una sección del elemento no debe exceder de 200 mm. En 318-19 18.7.5.3, se detalla la separación máxima permitida para el refuerzo transversal, el cual deberá tener un espaciamiento máximo menor que el menor de los siguientes límites:

- i. La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- ii. Para acero Grado 420, 6ϕ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- iii. Para acero Grado 550, 5ϕ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- iv. s_0 según se calcule por medio de la ecuación 2.15:

$$150[mm] \geq 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \geq 100[mm] \quad (2.15)$$

Además, conforme a ACI 318-19 18.7.5.4, se debe proporcionar el refuerzo transversal en las cantidades: (a) A_{ch}/sb_c no debe ser menor que las ecuaciones 3.28

y 3.29, donde A_{ch} corresponde al área total de la sección transversal de estribos cerrados de confinamiento rectangulares. Se determina además la relación entre A_{ch} y sb_c en las mismas ecuaciones. ACI 318-19 18.7.5.5 establece requisitos para el espaciamiento de la armadura más allá de la longitud l_0

$$A_{sh} = 0,3 \frac{sb_c f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (2.16)$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{sb_c f'_c}{f_{yt}} \quad (2.17)$$

Las columnas que soportan reacciones de elementos rígidos discontinuos (muros) deben satisfacer (ACI 318-19 18.7.5.6):

- i. El refuerzo especificado en ACI 318-19 18.7.5.2 a 18.7.5.4, debe proporcionarse en su altura total, en todos los niveles, debajo del nivel en el cual ocurre la discontinuidad, cuando la fuerza mayorada de compresión axial excede $A_g f'_c / 10$. Donde se hayan magnificado los esfuerzos, este limite debe aumentarse a $A_g f'_c / 4$
- ii. El refuerzo transversal se debe extender a lo menos l_d dentro del elemento discontinuo, donde l_d se determina a partir de ACI 318-19 18.8.5. Varía si el extremo inferior termina en un muro o una zapata.

Se debe disponer de armadura adicional si se excede el recubrimiento de 100 mm para la armadura especificada en 18.7.5.1, 18.7.5.5 y 18.7.5.6 (ACI 318-19 18.7.5.7).

(p) **Requisitos de resistencia al corte (ACI 318-19 18.7.6)**

La fuerza de corte de diseño V_e se determina en función de las fuerzas en las caras de los nudos debido a M_{pr} en cada extremo del elemento, que corresponden al rango de cargas axiales mayoradas P_u que sobre el actúan. En ningún caso V_e es menor que el calculado por análisis (ACI 318-19 18.7.6.1).

El refuerzo transversal l_0 (ACI 318-19 18.7.6.2.1), se debe diseñar suponiendo $V_c = 0$ cuando:

- i. La fuerza cortante inducida por el sismo, calculada de acuerdo con 18.7.6.1 representa más de la mitad de la resistencia a corte requerida en l_0 .
- ii. La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo el efecto sísmico es menor a $A_g f'_c / 20$.

(q) **Nudos en pórticos especiales resistentes a momento (ACI 318-19 18.8)**

(r) **Alcance (ACI 318-19 18.8.1)**

Los requisitos de esta sección aplican a nudos viga-columna de pórticos especiales resistentes a momento que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

(s) **Generalidades (ACI 318-19 18.8.2)**

Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de vigas en la cara del nudo deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es $1.25 f_y$ (ACI 318-19 18.8.2.1). El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna, debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse en tracción, de acuerdo con ACI 318-19 18.8.5, y en compresión

de acuerdo al capítulo 25 ACI 318-19. Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviesa un nudo viga-columna, la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que (ACI 318-19 18.8.2.3):

- i. 20 veces el diámetro de la barra longitudinal Grado 420 de mayor diámetro para concretos de peso normal y no menor a 26 veces para concretos livianos.
- ii. $26d_b$ de la mayor barra longitudinal Grado 550.
- iii. $h/2$ de cualquier viga que aporte en el nudo y que genere cortante en el nudo como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas en la dirección bajo consideración.

El concreto utilizado en nudos donde se utiliza refuerzo Grado 550 debe ser concreto de peso normal (ACI 318-19 18.8.2.3.1)

(t) Refuerzo transversal (ACI 318-19 18.8.3)

El refuerzo transversal del nudo debe satisfacer ACI 318-19 18.7.5.2, 18.7.5.3, 18.7.5.4 Y 18.7.5.7, excepto lo permitido en ACI 318-19 18.8.3.2 (ACI 318-19 18.8.3.1). Cuando existan vigas que llegan en los cuatro lados del nudo y el ancho de cada elemento mide por lo menos tres cuartas partes del ancho de la columna, se permite reducir la cuantía de refuerzo especificada en ACI 318-19 18.7.5.4 a la mitad, y el espaciamiento especificado en ACI 318-19 18.7.5.3 se puede incrementar a 150 mm dentro de la altura h de la viga menos alta que llega al nudo (ACI 318-19 18.8.3.2). El refuerzo longitudinal de viga que pasa fuera del núcleo de la columna debe confinarse con refuerzo transversal que pase a través del nudo, cumpliendo con los requisitos de espaciamiento de ACI 318-19 18.6.4.4 y con los requisitos de ACI 318-19 18.6.4.2 y 18.6.4.3, cuando dicho confinamiento no es producido por una viga que llegue al nudo.

(u) Resistencia al corte (ACI 318-19)

La fuerza cortante en el nudo V_u debe calcularse en un plano a media altura del nudo con fuerzas calculadas en la cara del nudo, utilizando las fuerzas de compresión y tracción de la viga determinadas de acuerdo con ACI 318-19 18.8.2.1 y el cortante de la columna congruente con las resistencias a flexión probables M_{pr} de la viga (ACI 318-19 18.8.4.1). La resistencia nominal al corte del nudo V_n debe determinarse según la siguiente tabla (ACI 318-19 18.8.4.3):

Columna	Viga en la dirección de V_u	Confinado por vigas transversales de acuerdo con 15.2.8	V_n [MPa]
Continua o cumple con 15.2.6	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1,7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1,3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1,3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1,0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Otras	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1,3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1,0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1,0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$0,7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

Para concreto de peso normal $\lambda = 1$ y para concreto liviano $\lambda = 0,75$, A_j corres-

pendiente al área efectiva de la sección transversal dentro del nudo debe calcularse como el producto de la altura del nudo y el ancho efectivo del nudo. La altura del nudo debe ser la altura total de la columna h , en la dirección del cortante considerado. El ancho efectivo del nudo debe ser el ancho total de la columna donde la viga es más ancha que la columna. Donde la columna es más ancha que la viga, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de (ACI 318-19 15.4.2.4):

- i. El ancho de la viga más la altura del nudo
- ii. Dos veces la distancia perpendicular medida desde el eje longitudinal de la viga a la cara lateral más cercana de la columna.

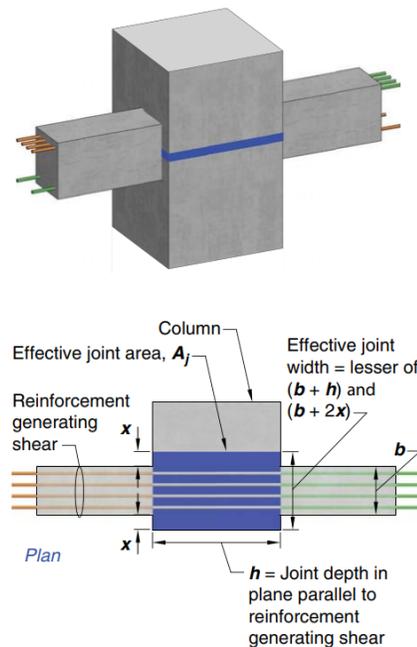


Figura 2.14: Área efectiva del nudo

Un nudo viga-columna se puede considerar confinado en la dirección del cortante en el nudo considerado si existen dos vigas transversales que cumplan con (a), (b) y (c) (ACI 318-19 15.2.8):

- i. El ancho de cada viga transversal es al menos tres cuartos del ancho de la cara de la columna al cual llega la viga.
 - ii. Las vigas transversales se extienden al menos una distancia igual a la altura de la viga h más allá de las caras del nudo.
 - iii. Las vigas transversales disponen de al menos dos barras continuas tanto superiores como inferiores que cumplan con ACI318-19 9.6.3.4 y 9.7.6.2.2.
- (v) **Longitud de desarrollo (ACI 318-19 18.8.5)**

Para tamaños de barras No 10 a No 36, la longitud de desarrollo l_{dh} para una barra con gancho estándar de 90 en concreto normal no debe ser menor que el mayor valor entre $8d_b$, 150 mm y la longitud requerida por la siguiente ecuación utilizando $\lambda = 1$:

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{5,4 \lambda \sqrt{f'_c}} \quad (2.18)$$

Para concreto liviano l_{dh} para una barra con gancho estándar de 90 no debe ser menor que el valor entre $10d_b$, 190 mm y la longitud requerida por la ecuación 3.30 considerando $\lambda = 0,75$. El gancho de 90 debe ser colocado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde (ACI 318-19 18.8.5.1). Para las barras No. 10 a No. 36, l_d , la longitud de desarrollo en tracción para una barra recta no debe ser menor que la mayor de (a) y (b) (ACI 318-19 18.8.5.3):

- i. 2.5 veces la longitud requerida en ACI 318-19 18.8.5.1 si el espesor del concreto colocado fresco en una sola operación debajo de la barra no excede de 300 mm.
- ii. 3.25 veces la longitud requerida en ACI 318-19 18.8.5.1 si el espesor de concreto colocado fresco en una sola operación debajo de la barra excede de 300 mm.

Las barras rectas que terminan en un nudo deben pasar a través del núcleo confinado de la columna o elemento de borde. Cualquier porción de l_d fuera del núcleo confinado debe incrementarse mediante un factor de 1.6 (ACI 318-19 18.8.5.4). Si se usa un refuerzo recubierto con epóxico o zinc con recubrimiento dual de epóxico y zinc, las longitudes de desarrollo de ACI 318-19 18.8.5.1, 18.8.5.3 y 18.8.5.4 deben multiplicarse por el factor correspondiente especificado en ACI 318-19 25.4.2.5 ó 25.4.3.2 (ACI 318-19 18.8.5.5).

(w) **Fundaciones (ACI 318-19 18.13)**

(x) **Alcance (ACI 318-19 18.13.1)**

Esta sección aplica a cimentaciones que resisten fuerzas inducidas por sismos o que transfieran las fuerzas sísmicas entre la estructura y el terreno. Los requisitos de esta sección indicados para pilotes, pilas excavadas, cajones de cimentación y losas sobre terreno son complementarios a los señalados en ACI 318-19 1.4.6 y 1.4.7.

(y) **Zapatas de losas de cimentación y cabezas de pilotes (ACI 318-19 18.13.2)**

Los requisitos de esta sección deben aplicarse a estructuras asignadas a CDS D,E y F. El refuerzo longitudinal de las columnas y muros estructurales deben extenderse dentro de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes, y debe estar totalmente desarrollado por tracción en la interfaz (ACI 318-19 18.13.2.2). Las columnas diseñadas como empotradas en la base deben cumplir con ACI 318-19 18.13.2.2, y si se requieren ganchos de refuerzo longitudinal que resiste flexión, estos deben tener 90° cerca del fondo de la cimentación, con el extremo libre de las barras orientado al centro de la columna (ACI 318-19 18.13.2.3). Las columnas o elementos de borde de los muros estructurales especiales de concreto reforzado que tengan un borde dentro de una longitud equivalente a la mitad de la profundidad de la zapata, deben tener refuerzo transversal según ACI 318-19 18.7.5.2 a 18.7.5.4 dispuesto bajo la parte superior de la zapata. Este refuerzo debe extenderse y desarrollarse en tracción f_y en el refuerzo longitudinal (ACI 318-19 18.13.2.4). Cuando los efectos sísmicos crean fuerzas de levantamiento en los elementos de borde, se debe proporcionar refuerzo de flexión en la parte superior de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes para que resista dicho esfuerzo y no debe ser menor a lo indicado en ACI 318-19 7.6.1 ó 9.6.1 (ACI 318-19 18.13.2.5). Para el

uso de concreto simple en zapatas y muros de cimentación consúltese ACI 318-19 14.1.4 (ACI 318-19 18.13.2.6).

(z) **Vigas y losas sobre el terreno (ACI 318-19 18.13.3)**

En estructuras asignadas a CDS D, E o F, las vigas sobre el terreno y las vigas que sean parte de una losa de cimentación y estén sometidas a flexión de columnas que son parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben cumplir con lo indicado en ACI 318-19 18.6 (ACI 318-19 18.13.3.1). En estructuras asignadas a CDS C, D, E y F, las losas sobre terreno que resisten en su plano fuerzas sísmicas provenientes de muros o columnas que son parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben diseñarse como diafragmas estructurales de acuerdo con lo indicado en ACI 318-19 18.12. Los documentos de construcción deben especificar claramente que la losa sobre el terreno es un diafragma estructural y es parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas (ACI 318-19 18.13.3.2).

(o) **Pilotes, pilas y cajones (ACI 318-19 21.12.4)**

Las especificaciones señaladas en ACI 318-19 21.12.4 aplican a pilotes, pilas y cajones de cimentación que soportan estructuras diseñadas para tener resistencia sísmica (ACI 318-19 21.12.4.1). Los pilotes, pilas y cajones de cimentación que resistan cargas de tracción deben tener refuerzo longitudinal continuo a lo largo de la zona que resiste las fuerzas de tracción. El refuerzo debe detallarse de manera que transfiera las fuerzas de tracción del cabezal de los pilotes a los elementos estructurales soportados (ACI 318-19 21.12.4.2). Cuando las fuerzas de tracción inducidas por efectos sísmicos sean transmitidas, a través de barras de refuerzo colocadas con mortero inyectado o post instaladas en la parte superior del pilote, se debe demostrar mediante ensayos que el sistema de inyección desarrolla al menos $1.25f_y$ de la barra (ACI 318-19 21.12.4.3). Los pilotes, pilas o cajones deben tener refuerzo transversal de acuerdo con lo indicado en ACI 318-19 21.6.4.2 en las zonas definidas en (a) y (b) (ACI 318-19 21.12.4.4):

- i. En la parte superior del elemento en por lo menos 5 veces la dimensión transversal del elemento, pero no menos de 1.8 m por debajo de la parte inferior del cabezal del pilote.
- ii. Para las partes de los pilotes en los suelos que no son capaces de proveer soporte lateral o están al aire o en agua, a lo largo de toda la longitud del tramo sin soporte más el largo requerido en ACI 318-19 21.12.4.4 (a).

Para los pilotes prefabricados de concreto hincados, la longitud donde se coloca el refuerzo transversal proporcionado debe ser suficiente como para tener en cuenta las variaciones potenciales de la profundidad a la que llega la punta de los pilotes (ACI 318-19 21.12.4.5). Los pilotes, pilas o cajones que soportan edificaciones de uno o dos pisos con muros de tabiques de madera (stud bearing wall), están exentos de los requisitos de refuerzo transversal indicado en ACI 318-19 21.12.4.4 y 21.12.4.5 (ACI 318-19 21.12.4.6). Los cabezales de pilotes que incorporan pilotes inclinados deben diseñarse para resistir la totalidad de la resistencia a compresión de los pilotes inclinados actuando como columnas cortas. Los efectos de esbeltez de los pilotes inclinados se deben considerar dentro de la porción del pilote en el suelo que no es capaz de proporcionar soporte lateral, o que queda al aire o en el agua (ACI 318-19 21.12.4.7).

2.5.3. Comparación de requerimientos de detallamiento especial vs intermedio.

A continuación se muestra un resumen comparativo de los requerimientos de detallamiento más importantes señalados en el capítulo 21 ACI 318-08, considerando las vigas y columnas de pórticos. Se debe tener en cuenta que en este resumen se muestran los requisitos del ACI 318-08 y no los del ACI 318-19 debido a que el primero es el que se encuentra en plena vigencia en Chile según lo señalado en el D.S. N°60 Requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado".

Tabla 2.4: Requisitos del capítulo 21 ACI 318-19 para vigas

Requisito	Tipo de Detallamiento	
	Intermedio	Especial
Resistencia al Momento	$M_n^+ \geq \frac{1}{3}M_n^-$ $M_n^+ o M_n^- \geq \frac{1}{5}M_{nmax}$	$M_n^+ \geq \frac{1}{2}M_n^-$ $M_n^+ o M_n^- \geq \frac{1}{2}M_{nmax}$
Resistencia al Corte	$V_c \neq 0$	$V_c = 0$
Área de refuerzo mínima	$\min \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d, 1,4b_w d / f_y$	
Cuantía de refuerzo máxima	NA	0.025
Ubicación del confinamiento	Se deben disponer en una longitud igual a 2h, desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, y en caso de marcos especiales se incluyen las zonas donde pueda ocurrir fluencia. El primer estribo debe ir a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo	
Espaciamiento dentro de la zona de confinamiento	$\min \frac{d}{4}, 24d_{be}, 300mm^2$	
Espaciamiento máximo fuera de la zona de confinamiento	$\frac{d}{2}$	
Requiere gancho sísmico	No	Si

Tabla 2.5: Requisitos del capítulo 21 ACI 318-19 para columnas

Requisito	Tipo de Detallamiento	
	Intermedio	Especial
Dimensiones	No tiene	La menor dimensión de la sección transversal no debe ser menor a 300 mm, y esta debe tener una razón mayor a 0.4 con la dimensión perpendicular
Área de refuerzo longitudinal	$0,01A_g \leq A_{st} \leq 0,08A_g$	$0,01A_g \leq A_{st} \leq 0,06A_g$
Ubicación del refuerzo transversal a lo largo de l_0	$l_o = \max(\text{la mayor dimensión de la sección transversal, de la luz libre del elemento o } 450 \text{ mm})$	$l_o = \max(\text{h del elemento en la cara del nudo o donde pueda ocurrir fluencia, de la luz libre del elemento o } 450 \text{ mm})$
Espaciamiento dentro de la zona de confinamiento	$\min(8d_b, 24d_{be}, 30 \text{ mm o } \frac{1}{2} \text{ de la menor distancia})$	$\min(\frac{1}{4} \text{ de la dimensión mínima, } 6d_b, s_0 = 100 + (\frac{350 - h_x}{3} \leq 150 \text{ mm}))$
Espaciamiento máximo fuera de la zona de confinamiento	$\frac{d}{2}$	mín $6d_b, 150 \text{ mm}$
Criterio columna fuerte viga débil	No	Si

2.6. Parámetros λ según ASCE/SEI 7-16 para estructuras aisladas sísmicamente

Además de basar el diseño de los elementos según el código ACI 318 y la norma chilena NCh 2745, se integran los requerimientos del capítulo 17 de la ASCE/SEI 7-16; donde en su capítulo 17 se detallan los requerimientos de diseño sísmico para estructuras aisladas sísmicamente. De este documento se citan las consideraciones establecidas en el diseño de aisladores; en específico, los factores de modificación de propiedades de aisladores sísmicos y el procedimiento de análisis estructural prescrito. Los factores de modificación de propiedades λ se definen en el artículo 17.2.8.4 de la ASCE/SEI 7-16, y son incorporados en el diseño para tomar en cuenta las variaciones de las propiedades dinámicas nominales de los dispositivos, variaciones que suceden durante toda su vida útil y que contemplan la acción de la temperatura a través de los ciclos de carga, la velocidad de carga, roce y recuperación; variabilidades de propiedades generadas en la etapa de fabricación, envejecimiento, contaminación y exposición ambiental.

$$\lambda_{max} = (1 + (0,75(\lambda_{ae,max} - 1))) * \lambda_{test,max} * \lambda_{spec,max} \quad (2.19)$$

$$\lambda_{min} = (1 + (0,75(\lambda_{ae,min} - 1))) * \lambda_{test,min} * \lambda_{spec,min} \quad (2.20)$$

Donde:

$\lambda_{ae,max}$ = Factor máximo de modificación lambda por efectos ambientales, de envejecimiento y contaminación.

$\lambda_{ae,min}$ = Factor mínimo de modificación lambda por efectos ambientales, de envejecimiento y contaminación.

$\lambda_{test,max}$ = Factor máximo de modificación lambda por efectos de calentamiento, velocidad y scragging.

$\lambda_{test,min}$ = Factor mínimo de modificación lambda por efectos de calentamiento, velocidad y scragging.

$\lambda_{spec,max}$ = Factor máximo de modificación lambda por variaciones de manufactura.

$\lambda_{spec,min}$ = Factor mínimo de modificación lambda por variaciones de manufactura.

En ASCE/SEI 7-16 se hace la distinción entre los fabricantes calificados y no calificados para establecer parámetros λ por defecto. El presente estudio se centra en el estudio de los parámetros de fabricantes calificados ya que la realidad nacional cuenta, en su mayoría con fabricantes que testean y califican sus productos. En la siguiente figura se muestran los parámetros establecidos:

Variable	Unlubricated PTFE, μ	Lubricated PTFE, μ	Rolling/Sliding, K_2	Plain Elastomers, K	Lead rubber bearing (LRB), K_2	Lead rubber bearing (LRB), Q_d	High-Damping Rubber (HDR), Q_d	High-Damping Rubber (HDR), K_d
Example: Aging and Environmental Factors								
Aging, λ_a	1.10	1.50	1.00	1.10	1.10	1.00	1.20	1.20
Contamination, λ_+	1.10	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Example Upper Bound, $\lambda_{(ac, max)}$	1.21	1.65	1.00	1.10	1.10	1.00	1.20	1.20
Example Lower Bound, $\lambda_{(ac, min)}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Example: Testing Factors								
All cyclic effects, Upper	1.20	1.30	1.00	1.03	1.03	1.30	1.50	1.30
All cyclic effects, Lower	0.95	0.95	1.00	0.98	0.98	0.95	0.95	0.95
Example Upper Bound, $\lambda_{(test, max)}$	1.20	1.30	1.00	1.03	1.03	1.30	1.50	1.30
Example Lower Bound, $\lambda_{(test, min)}$	0.95	0.95	1.00	0.98	0.98	0.95	0.95	0.95
$\lambda_{(PM, max)} = (1 + (0.75 * (\lambda_{(ac, max)} - 1))) * \lambda_{(test, max)}$	1.39	1.93	1.00	1.11	1.11	1.30	1.73	1.50
$\lambda_{(PM, min)} = (1 - (0.75 * (1 - \lambda_{(ac, min)}))) * \lambda_{(test, min)}$	0.95	0.95	1.00	0.98	0.98	0.95	0.95	0.95
Lambda factor for Spec. Tolerance, $\lambda_{(spec, max)}$	1.15	1.15	1.00	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
Lambda factor for Spec. Tolerance, $\lambda_{(spec, min)}$	0.85	0.85	1.00	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Upper Bound Design Property Multiplier	1.60	2.22	1.00	1.27	1.27	1.50	1.98	1.72
Lower Bound Design Property Multiplier	0.81	0.81	1.00	0.83	0.83	0.81	0.81	0.81
Default Upper Bound Design Property Multiplier	1.6	2.25	1	1.3	1.3	1.5	2	1.7
Default Lower Bound Design Property Multiplier	0.8	0.8	1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

Figura 2.15: Factores λ para fabricantes calificados

Como se puede apreciar en las ecuaciones 3.31 y 3.32, los factores de modificación de propiedades λ , generan un límite superior (Upper Bound) e inferior (Lower Bound) que actúan sobre la resistencia característica y la rigidez post fluencia de los aisladores. El análisis resultante de estos límites demanda:

- Evaluar los esfuerzos generados en los elementos estructurales cuando actúa el límite superior (Upper Bound), ya que en este caso se obtiene un sistema más rígido que el nominal y, por ende, mayores esfuerzos.
- Evaluar desplazamientos con la utilización del límite inferior (Lower Bound), ya que en este caso se obtiene un sistema más flexible que el nominal y por ende, mayores desplazamientos en el sistema de aislación.

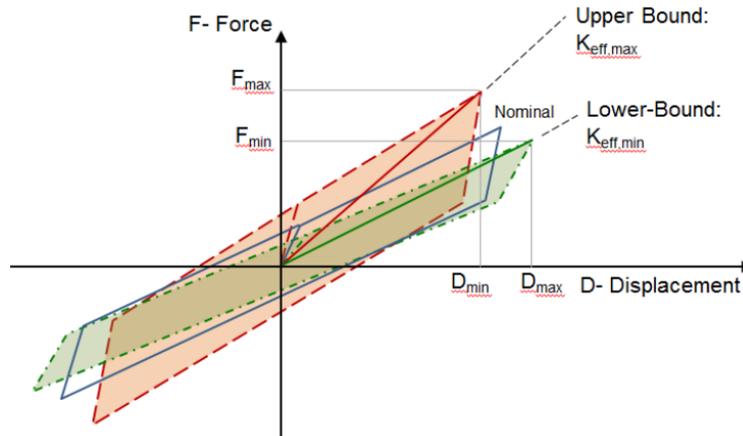


Figura 2.16: Ejemplo de los límites inferior y superior generados por los factores λ

2.7. Requisitos de reglamento para el uso de aisladores sísmicos (NCh 2745)

El análisis sísmico de los edificios con aislamiento se llevó a cabo según lo estipulado en la norma chilena NCh 2745. Esta norma se basa principalmente en dos parámetros esenciales como condición de diseño: desplazamiento para aisladores y fuerza de corte basal para la superestructura

Para el análisis modal espectral basado en la NCh2745, se tienen que definir las propiedades del espectro a utilizar, el cual difiere del espectro utilizado por la norma NCh 433. Estas propiedades dependen del tipo de suelo donde se emplaza la estructura y se muestran en la tabla 3.1. De ellos resulta un espectro como se muestra en la figura 2.17.

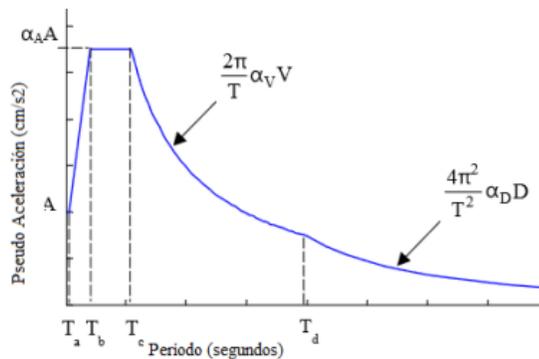


Figura 2.17: Definición del espectro de diseño según NCh 2745

El desplazamiento es uno de los parámetros más importantes en el análisis sísmico y en particular para el diseño de los aisladores. Por esta razón, la norma NCh 2745 recomienda como punto de partida tener en cuenta el desplazamiento de diseño y el desplazamiento máximo, asociados al sismo de diseño (SDI) y al sismo máximo posible (SMP) respectivamente .

- (a) **Desplazamiento de diseño de los aisladores** El desplazamiento de diseño de la interface de aislamiento se define como:

$$D_D = \frac{C_D}{B_D} \quad (2.21)$$

Donde: C_D = Coeficiente sísmico de desplazamiento correspondiente al nivel sísmico de diseño determinado según tabla 2.19

B_D = Factor que depende del amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento.

Z = Factor que depende de la zonificación sísmica definida en NCh 433.

- (b) **Desplazamiento máximo de los aisladores**

El desplazamiento máximo de la interfase de aislamiento se define como:

$$D_M = \frac{C_M}{B_M} \quad (2.22)$$

Donde:

C_M = Coeficiente sísmico de desplazamiento correspondiente al nivel sísmico máximo posible según tabla 2.20

B_M = Factor que depende del amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento, según tabla 2.21

M_M = Coeficiente numérico relacionado con la respuesta al sismo máximo posible, según tabla 2.18

Z = Factor que depende de la zonificación sísmica definida en NCh 433

(c) **Desplazamientos totales máximos de los aisladores**

Adicionalmente, se definen el desplazamiento total máximo, D_{TM} , y el desplazamiento total de diseño, D_{TD} , los cuales se determinan considerando el efecto de la torsión real y accidental, para el caso menos favorable de masa excéntrica. Estos no deben ser menores que $D_{TD} \geq 1,1D_D$ para el SDI y $D_{TM} \geq 1,1D_M$ para el SMP (NCh 2745 7.3.5.3) o:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (2.23)$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (2.24)$$

Donde:

D_{TD} = Desplazamiento total de diseño, el cual incluye el desplazamiento traslacional en el centro de rigidez D_D , como la componente de desplazamiento torsional en la dirección bajo consideración.

D_{TM} = Desplazamiento total de diseño, el cual incluye el desplazamiento traslacional en el centro de rigidez D_M , como la componente de desplazamiento torsional en la dirección bajo consideración.

y = Distancia en mm entre el centro de rigidez del Sistema de aislación y el elemento de interés, medida perpendicularmente a la dirección de la sollicitación sísmica considerada.

e = Excentricidad real en mm, medida entre el centro de masa de la superestructura y el centro de rigidez del sistema de aislación, más la excentricidad accidental, igual a un 5% de la dimensión máxima de la planta perpendicular a la dirección de la sollicitación sísmica considerada

b = Dimensión más corta de la planta de la estructura, medida perpendicularmente a d

d = Dimensión en planta más larga de la estructura.

(d) **Tablas y parámetros definidos por NCh 2745**

En lo siguiente se muestran las tablas que definen los parámetros requeridos en las ecuaciones anteriores:

Zona sísmica	M_M
1	1,2
2	1,2
3	1,2

Figura 2.18: Factores de amplificación de sismo máximo posible según NCh 2745

$$C_D = \begin{cases} 200 Z \text{ [mm]}, \text{ para Suelo I;} \\ 300 Z \text{ [mm]}, \text{ para Suelo II;} \\ 330 Z \text{ [mm]}, \text{ para Suelo III;} \end{cases}$$

Figura 2.19: Coeficiente sísmico para SDI según NCh 2745

$$C_M = \begin{cases} 200 M_M Z \text{ [mm]}, \text{ para Suelo I;} \\ 300 M_M Z \text{ [mm]}, \text{ para Suelo II;} \\ 330 M_M Z \text{ [mm]}, \text{ para Suelo III;} \end{cases}$$

Figura 2.20: Coeficiente sísmico para SMP según NCh 2745

Amortiguamiento efectivo, β_D o β_M (porcentaje del valor crítico)	Factor B_D o B_M Suelos I, II y III
≤ 2	0,65
5	1,00
10	1,37
15	1,67
20	1,94
25	2,17
30	2,38
≥ 50	3,02

Figura 2.21: Coeficiente relativo al amortiguamiento del sistema según NCh 2745

(e) **Procedimiento para el diseño del sistema de aislación sísmica**

El procedimiento de diseño definido por la NCh 2745 y por la ASCE/SEI 7-16 es el de las fuerzas laterales equivalentes, donde primeramente se determina el amortiguamiento y el período objetivo de la edificación aislada, para posteriormente calcular los máximos desplazamientos para el sismo máximo esperado. Este es un proceso iterativo, en el que en cada insistencia se modifican los parámetros geométricos y propiedades dinámicas de los aisladores, buscando lograr un desempeño óptimo, considerando la deriva entre pisos, la relación entre el corte basal y el peso, las aceleraciones a las que se somete la estructura y los esfuerzos en los elementos entre otras consideraciones.

En lo siguiente se muestra el procedimiento de diseño y las fórmulas asociadas para el mismo, siguiendo las indicaciones de la ASCE/SEI 7-16, las cuales también

forman parte de la normativa chilena a través de la NCh 2745. La rigidez del sistema de aislación de la estructura K_D , asociado al período objetivo T_D , se determina con la fórmula:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{P}{K_D g}} \quad (2.25)$$

Donde:

P = Peso sísmico de la estructura sobre la interfaz de aislación, según NCh 2745

K_D = Rigidez efectiva del sistema de aislación

g = Aceleración de gravedad

Se determina en un modelo lineal la respuesta del sistema estructural, utilizando el amortiguamiento objetivo y la rigidez K_D determinada. Luego, se obtiene el desplazamiento horizontal máximo y se calcula el amortiguamiento efectivo del sistema de aislación β_D , asociado al desplazamiento traslacional de diseño D_D se determina como sigue:

$$\beta_D = \frac{\sum E_D}{2\pi K_D \Delta_D^2} \quad (2.26)$$

Donde:

β_D = Amortiguamiento calculado del sistema de aislación.

$\sum E_D$ = Energía total disipada por el sistema de aislación durante un ciclo completo en respuesta al desplazamiento D_D . Se determina como la sumatoria de las áreas de los ciclos histeréticos de desplazamiento generados en los aisladores.

Δ_D = Desplazamiento horizontal máximo producido por el sismo de diseño medido en el sistema de aislación.

Por otra parte la norma exige que al implementar aislamiento sísmico la superestructura debe resistir al menos fuerzas laterales mínimas establecidas. Tanto el sistema de aislación como los elementos estructurales en el nivel o bajo el sistema de aislación deben ser diseñados para resistir al menos la siguiente fuerza lateral:

$$V_b = K_{Dmax} D_D \quad (2.27)$$

Los elementos estructurales sobre el sistema de aislación deben resistir al menos:

$$V_s = \frac{K_{Dmax} D_D}{R1} \quad (2.28)$$

Si la diferencia entre los amortiguamientos $\beta_{i=1}$ y $\beta_{i=2}$ converge a cero y las propiedades del sistema cumplen con el período objetivo; además de los requerimientos específicos para cada tipo de aislador, se da por concluido el diseño del sistema de aislación. De no llegar a dichos resultados, se buscarán alternativas de solución, ya sea mejorando las propiedades mecánicas de los dispositivos, variando la cantidad de los mismos, o variando los tipos de aisladores en el sistema.

Capítulo 3

Análisis

3.1. Descripción de los Modelos de Análisis

El diseño de ambos marcos estudiados corresponde a una estructura de marco rígido de hormigón armado de 4 pisos y 8 vanos, concebido por módulos de $8,2 \times 8,2 \text{ m}^2$, conformado por columnas de $80 \text{ cm} \times 80 \text{ cm}$ en los pisos 1 y 2 y de $60 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$ en los niveles superiores, todas de una altura de 4.9 m ; y vigas de 80 cm de altura y 60 cm de ancho para el marco especial y vigas de 80 cm de altura y 50 cm de ancho en el marco intermedio. El análisis realizado se concreta usando un modelo OpenSees en dos dimensiones con la estructura descrita anteriormente y mostrada en la figura 3.1, obtenida en el programa ETABS, en el cual se han obtenido todas las cargas preliminares para el diseño de las vigas, columnas y nudos pertenecientes a la estructura; además, los elementos han sido diseñados siguiendo los requisitos para marcos intermedios y especiales presentados en la sección 3.2 y los requisitos de diseño sísmico de la normativa vigente NCh 2745 2013 presentados en la sección 3.3.

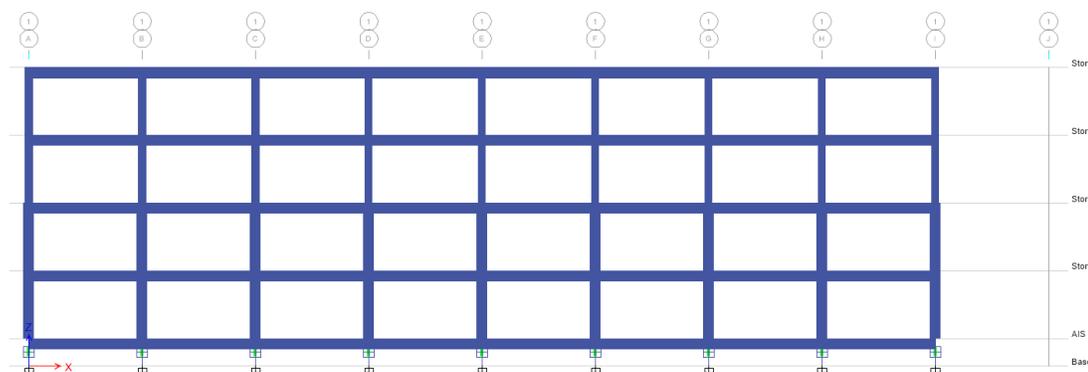


Figura 3.1: Estructuración del modelo

El modelo es concebido en la comuna de Puente Alto, Región Metropolitana; por lo que los siguientes parámetros de suelo son considerados:

Los parámetros de diseño sísmico requeridos por la NCh 2745 2013 se presentan en la tabla 4.1.1, donde se muestran las cuantificaciones proporcionadas de R_s correspondiente al factor de reducción de fuerzas laterales de los elementos de la superestructura, A_o

correspondiente a la aceleración máxima del terreno, M_M correspondiente al coeficiente de amplificación para el sismo máximo posible (SMP), el coeficiente de zonificación sísmica Z y los parámetros $\alpha_A A$, $\alpha_V V$ y $\alpha_D D$ son los puntos de aceleración, velocidad y desplazamiento constantes obtenidos de sus espectros correspondientes.

Tabla 3.1: Resumen parámetros para la generación de los espectros SDI y SMP

R_s	$\alpha_A A [\frac{cm}{s^2}]$	$\alpha_V V [\frac{cm}{s}]$	$\alpha_D D [cm]$	$A_o [g]$	M_M	Z
2	1100	94	30	0.41	1.2	1.0

3.1.1. Cargas

Las cargas verticales que se consideran en el modelo son las exigidas por la norma chilena NCh 1537 Of 2009: sobre cargas permanentes y cargas de uso. En lo siguiente se detalla un resumen de las solicitaciones consideradas, separadas por tipo de carga y el piso en el cual se consideran. En el análisis se considera la reducción de cargas de uso para pisos por área tributaria, siguiendo las especificaciones de la sección NCh 1537 Of.2009 8.1.

Tabla 3.2: Cargas Verticales Consideradas

Cargas Permanentes	Niveles considerados	Magnitud
Peso Propio	Todos los pisos	$2500 \frac{Kgf}{m^3}$
Carga Muerta Adicional	Todos los pisos	$200 \frac{Kgf}{m^2}$
Sobrecargas de uso		
Salas para internos, quirófanos y laboratorios	Todos los pisos	$400 \frac{Kgf}{m^2}$
Salas con equipos técnicos	Pisos 1 y 2	$1000 \frac{Kgf}{m^2}$
Losas de techo	Piso 5	$100 \frac{Kgf}{m^2}$

Para las estructuras de marco rígido la carga horizontal predominante corresponde a la resultante de la demanda sísmica, las que se exponen en la norma chilena NCh 433 Of.96 sobre diseño sísmico de edificios y la NCh 2745 2013 sobre análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. Las consideraciones sobre la masa sísmica corresponden al 100 % de la carga permanente más el 50 % de la sobrecarga, no considerando reducción por área tributaria.

3.1.2. Modelos investigados

En el diagrama de la figura 3.2 se muestran todos los modelos que son analizados en el presente trabajo. Como se puede observar, se estudian en total 14 modelos; sometidos a análisis incremental dinámico (IDA), de los cuales se pueden determinar sus curvas de fragilidad como se explica en la sección 4.7. Las propiedades de los sistemas de aislación de cada uno de estos modelos son mostradas en la sección 4.3 y las propiedades y diseño estructural de los modelos se muestran en la sección 4.4.

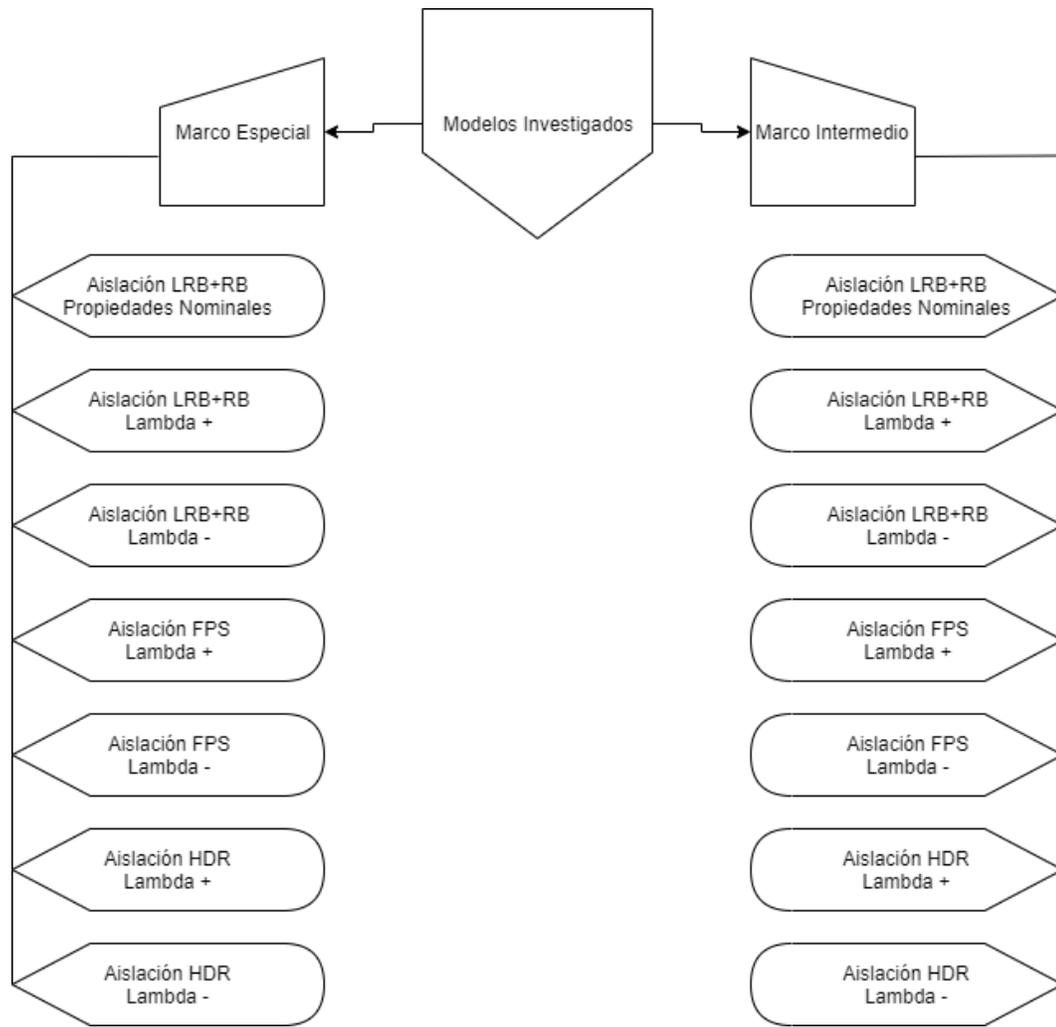


Figura 3.2: Diagrama de modelos investigados

3.2. Selección de registros sísmicos

La selección de los registros sísmicos utilizados en este estudio tiene por objetivo representar la amenaza sísmica presente en el país y el lugar estudiado. Considerando esto, los registros utilizados son los obtenidos en estaciones de monitoreo ubicadas en el territorio nacional. Los registros fueron conseguidos desde la base de datos del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile (DIC), disponibles en el sitio web del RENADIC; sitio que conserva registros de eventos sísmicos desde el año 1994. En particular se seleccionaron registros sísmicos resultantes del terremoto del 27 de febrero de 2010 de la región del Maule, el cual presentó una magnitud $M_w = 8,8$. (Boroschek, Soto, & Leon, 2010). La estructura estudiada se concibe en un suelo tipo II, por lo que se busca que los registros sísmicos utilizados también sean representativos del comportamiento de este tipo de suelos. Nakamura propuso que el período predominante en un registro (T_o) puede ser un parámetro para la clasificación de los suelos (Nakamura, 1989). Rivera (2015) registró que este parámetro es capaz de corresponderse con la clasificación de suelos para la realidad chilena. Es por esto que se han seleccionado registros que puedan catalogarse como representativos del comportamiento en un suelo del tipo

II [13], siguiendo la categorización de suelos según T_o que ofrece la normativa chilena a través de la NCh 433 (con excepción del registro de Concepción, el cual presenta un peak en su pseudoespectro de aceleraciones más cercano al período de vibración de la estructura).

Tabla 3.3: Clasificación de suelos según NCh 433 [7]

Tipo de Suelo	T_o [s]	Min. [s]	Max. [s]
I	0.150	0.000	0.225
II	0.300	0.225	0.525
III	0.750	0.525	0.975
IV	1.200	0.975	-

Las componentes Norte-Sur (NS) y Este-Oeste (EO) se han procesado con el objetivo de corregir los registros. El acondicionamiento de los registros se logra a través de la corrección de la línea base y el filtrado de frecuencias, utilizando un filtro pasa banda de 0.1 a 25 Hz. Los espectros y pseudoespectros resultantes de las componentes anteriormente mencionadas, se han combinado con el método SRSS. En lo siguiente se muestran los registros seleccionados, listando su período predominante (T_o), las aceleraciones máximas de sus componentes y de la combinación SRSS (PGA). Adicionalmente se lista el factor de normalización de los pseudoespectros de aceleración Λ , que corresponde al factor por el cual el registro queda con un PGA unitario de 1[g].

Tabla 3.4: Espectros y valores PGA utilizados en el estudio

Estación	T_o [s]	PGA EW [g]	Λ_{EW} [-]	PGA NS [g]	Λ_{NS} [-]	PGA SRSS [g]
Maipú	0.42	0.56	1.79	0.49	2.05	0.78
Matanzas	0.46	0.24	4.18	0.34	2.91	0.40
Concepción	1.62	0.29	3.50	0.40	2.49	0.49
Constitución	0.4	0.35	2.84	0.54	1.86	0.62

En la figura 3.3 se muestran los espectros de pseudo aceleración resultantes de la combinación SRSS no normalizados considerando un amortiguamiento del 5%. En ella se puede apreciar el amplio rango de contenidos de frecuencias dominantes resultante de la utilización de estos espectros para analizar la estructura estudiada. Además se destaca que en el tipo de suelo estudiado, las aceleraciones máximas se encuentran en el rango de periodos más bajos (y por ende en las frecuencias más altas), entre los periodos 0.24 [s] y 0.57 [s] aproximadamente; y que ellas disminuyen en intensidad a medida que aumentan los períodos de oscilación, con la excepción del registro de Concepción, el cual presenta dos peaks de aceleraciones, donde una de ellas se ubica en un período mayor que las demás; cercano a $T = 1,5[s]$.

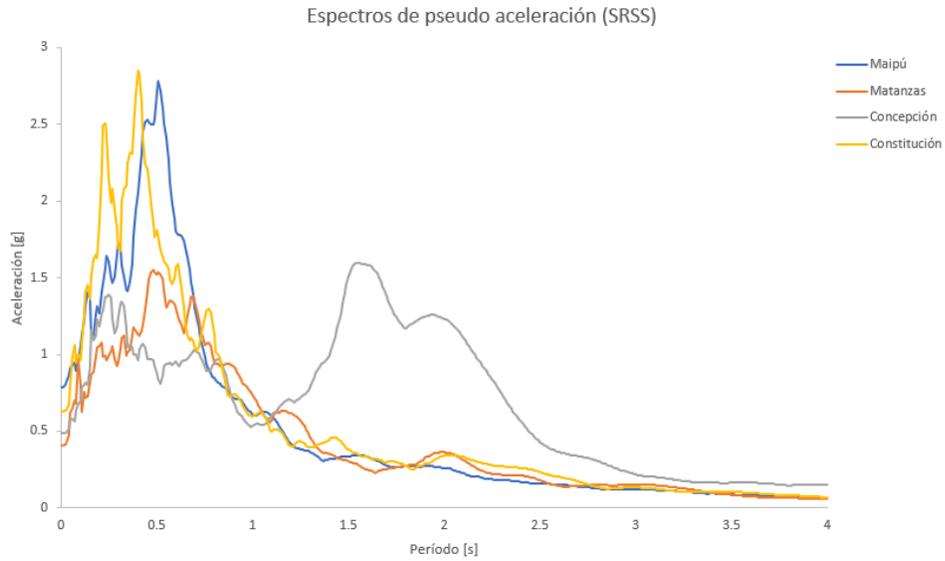


Figura 3.3: Pseudo espectros de aceleración

Luego, en la figura 3.4 se muestran los espectros de desplazamientos producidos por los registros no normalizados ya que entender las demandas de desplazamientos bajo la estructura resulta de gran importancia en el desarrollo de los sistemas de aislación sísmica; en ellos se puede apreciar que las demandas aumentan en conjunto con el aumento del período, y que las demandas de desplazamiento producidas por los sismos marcan sus peaks entre los períodos 2 [s] a 3.5 [s], lo que se debe considerar dado que la estructura aislada debiera presentar un período dentro a este rango.

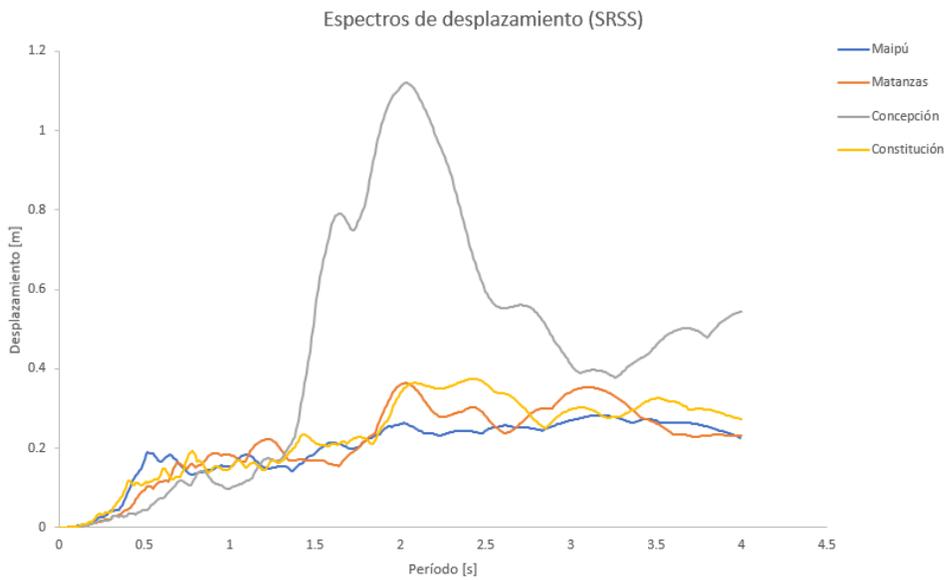


Figura 3.4: Espectros de desplazamientos

3.3. Determinación de las interfaces de aislación

En el estudio se analiza el desempeño estructural utilizando variados sistemas de aislación, como se muestra en la figura 3.2; el sistema de aislación modelado en OpenSees para todos los casos, corresponde a un sistema conformado únicamente por aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) y aisladores elastoméricos sin núcleo (RB). Aunque este sistema de aislación no contiene aisladores friccionales deslizantes ni de goma de alto amortiguamiento en su modelación, el ejercicio se corresponde con estos sistemas de aislación sísmica compatibilizando las propiedades nominales de los sistemas calculados. Es por esto que la aplicación de los factores de modificación de propiedades λ es posible en los 3 diferentes casos que se estudian.

El diseño del sistema de aislación modelado se llevó a cabo según lo establecido en la NCh 2745 Of.2013, y siguiendo secuencias de diseño iterativo que tienen por objetivo lograr las características óptimas de diseño para cada sistema de aislación sísmica. El sistema de aislación estudiado tiene un total de 9 aisladores sísmicos: constituido por 6 aisladores LRB y 3 aisladores RB. Considera un período objetivo de $T_D = 2,9[s]$, con el que se obtiene la respuesta de corte mínima en la superestructura y que busca la máxima disminución de los esfuerzos resultantes en la superestructura. El amortiguamiento objetivo del sistema es de $\beta = 21,5\%$, considerando suelo tipo II y zona sísmica 2. En lo siguiente se muestra un resumen de los parámetros nominales de diseño de la interfaz de aislación.

Tabla 3.5: Propiedades Nominales sistema LRB+RB

Rigidez Inicial Aislador LRB	K_i	1060 Tonf/m
Rigidez Post Fluencia Aislador LRB	K_p	106 Tonf/m
Fuerza de Fluencia LRB	F_{yLRB}	14.8 Tonf
Rigidez Aislador RB	K	109 Tonf/m
Periodo Sismo de Diseño	T_D	3.0 s
Periodo Sismo Máximo	T_M	3.1 s
Desplazamiento de Diseño	D_D	15.4 cm
Desplazamiento Máximo	D_M	19.4 cm
Desplazamiento Total de Diseño	D_{TD}	17.7 cm
Desplazamiento Total Máximo	D_{TM}	22.3 cm
Amortiguamiento de Diseño	β_D	20.3 %
Amortiguamiento Máximo	β_M	17.7 %

En lo siguiente se listan las propiedades obtenidas para los sistemas de aislación luego de aplicar los factores de modificación de propiedades λ considerados como los "Default" de la figura 2.15 para cada tipo de sistema.

- **Modificación de propiedades con sistema de aislación LRB+RB**

Tabla 3.6: Propiedades Modificadas en sistema LRB+RB por factores λ

Propiedad		$\lambda_{Superior}$	$\lambda_{Inferior}$
Rigidez Inicial Aislador LRB	K_i	1378 Tonf/m	848 Tonf/m
Rigidez Post Fluencia Aislador LRB	K_p	137.8 Tonf/m	84.8 Tonf/m
Fuerza de Fluencia LRB	F_{yLRB}	22.2 Tonf	11.84 Tonf
Rigidez Aislador RB	K	141.7 Tonf/m	87.2 Tonf/m

- Modificación de propiedades con sistema de aislación friccional FPS

Tabla 3.7: Propiedades Sistema FPS con factores de modificación λ

Propiedad		Propiedades Nominales	$\lambda_{Superior}$	$\lambda_{Inferior}$
Número de aisladores FPS	N	9	9	9
Radio de Curvatura	R	3.46 m	3.46 m	3.46 m
Coefficiente de Fricción	μ	0.024	0.038	0.019

Estas modificaciones en el sistema de aislación FPS se materializan con las siguientes modificaciones de propiedades del sistema "genérico"LRB+RB modelado:

Tabla 3.8: Propiedades Modificadas en sistema LRB+RB por factores λ FPS

Propiedad		$\lambda_{Superior}$	$\lambda_{Inferior}$
Rigidez Inicial Aislador LRB	K_i	1060 Tonf/m	1060 Tonf/m
Rigidez Post Fluencia Aislador LRB	K_p	106 Tonf/m	106 Tonf/m
Fuerza de Fluencia LRB	F_{yLRB}	21.58 Tonf	10.93 Tonf
Rigidez Aislador RB	K	109 Tonf/m	109 Tonf/m

- Modificación de propiedades con sistema de aislación de goma de alto amortiguamiento HDR

Propiedad		Propiedades Nominales	$\lambda_{Superior}$	$\lambda_{Inferior}$
Número de aisladores HDR	N	9	9	9
Fuerza de Activación	Q	8.88 Tonf	17.76 Tonf	7.10 Tonf
Rigidez Aislador	K	107 Tonf/m	181.9 Tonf/m	85.6 Tonf

Estas modificaciones en el sistema de aislación HDR se materializan con las siguientes modificaciones de propiedades del sistema "genérico"LRB+RB modelado:

Tabla 3.9: Propiedades Modificadas en sistema LRB+RB por factores λ HDR

Propiedad		$\lambda_{Superior}$	$\lambda_{Inferior}$
Rigidez Inicial Aislador LRB	K_i	1802 Tonf/m	848 Tonf/m
Rigidez Post Fluencia Aislador LRB	K_p	180.2 Tonf/m	84.8 Tonf/m
Fuerza de Fluencia LRB	F_{yLRB}	29.6 Tonf	11.84 Tonf
Rigidez Aislador RB	K	185.3 Tonf/m	87.2 Tonf/m

3.4. Diseño y modelación de elementos estructurales del marco intermedio

3.4.1. Diseño de vigas intermedias

Las dimensiones transversales, y detallado de armaduras de las vigas intermedias comprendidas en todos los niveles son listadas en la tabla 3.10. El procedimiento de diseño se lleva a cabo siguiendo las disposiciones del capítulo 18 del ACI 318-19, considerando las demandas de flexión y corte. Es importante destacar que en el presente diseño, el criterio de armado de las armaduras busca aproximarse lo máximo posible a la mínima armadura permitida por la normativa ACI 318-19 con el objetivo de lograr un diseño representativo y diferenciado para los elementos especiales e intermedios. Dado este criterio, la mínima armadura de los elementos de viga es, en algunos casos, detallado con sólo tres refuerzos longitudinales y estribos simples; es entendido que en la práctica estas determinaciones de diseño son fuera de lo común, sin embargo, es lo que mejor se ajusta dados los objetivos de esta investigación.

Tabla 3.10: Detallamiento Vigas Intermedias

Piso	Altura [mm]	Ancho [mm]	Armadura positiva	Armadura negativa	Armadura transversal
1	800	500	4 ϕ 25	4 + 4 ϕ 28	<i>E.D</i> ϕ 12@15
2	800	500	4 ϕ 22	4 + 4 ϕ 25	<i>E.S</i> ϕ 12@10
3	800	500	2 ϕ 25 + 1 ϕ 22	4 + 4 ϕ 22	<i>E.S</i> ϕ 10@12
4	800	500	2 ϕ 25 + 1 ϕ 22	2 ϕ 28 + 2 ϕ 25	<i>E.S</i> ϕ 10@12
5	800	500	2 ϕ 25 + 1 ϕ 22	2 ϕ 25 + 1 ϕ 22	<i>E.S</i> ϕ 10@12

Con las armaduras anteriormente mencionadas, se pueden determinar las resistencias de las secciones. En la figura 3.5 se muestra el resultado del análisis momento curvatura obtenido a través del programa de la Universidad de Berkeley XTRACT. Estas curvas permiten determinar el momento resistivo de fluencia y último de las secciones.

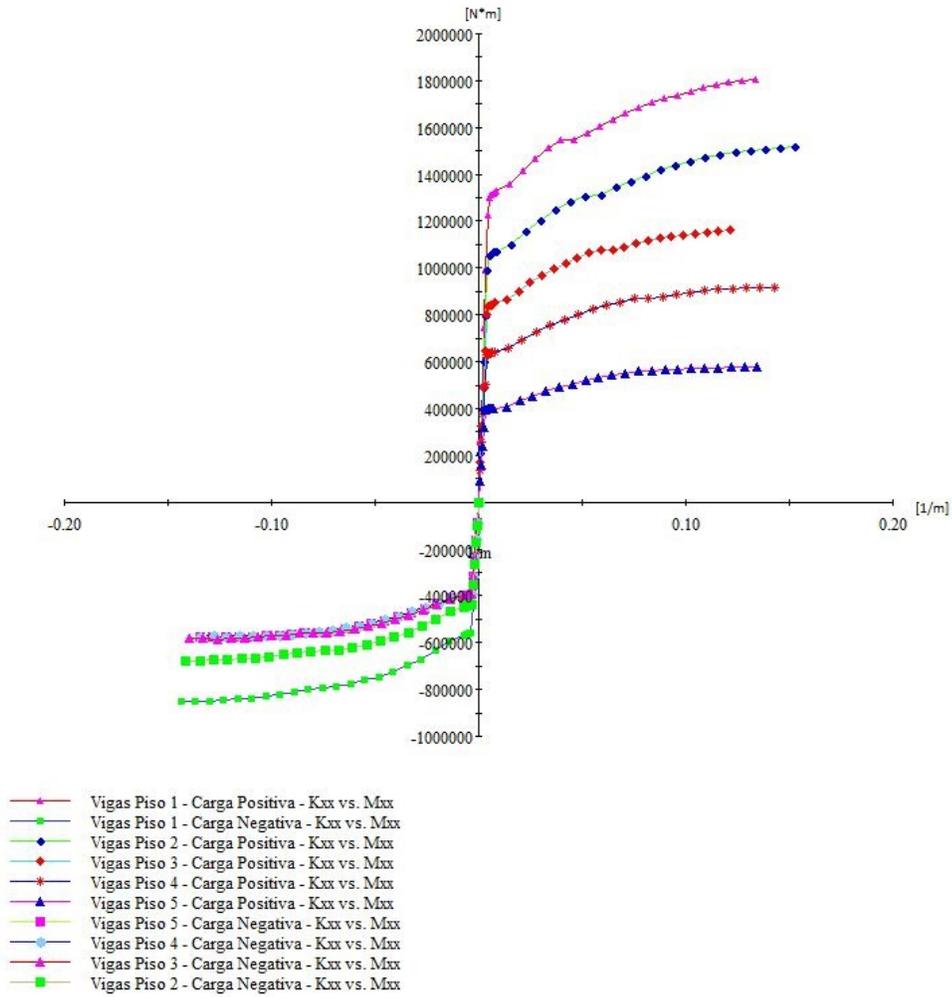


Figura 3.5: Momento Curvatura de vigas intermedias

De los datos obtenidos, y realizando interpolaciones sobre las tablas mostradas en las figuras 2.4 y 2.3 se idealiza el comportamiento de cada sección y se obtienen: la rotación de fluencia ϕ_y , el momento de fluencia M_y , la rotación última ϕ_u y el momento último M_u ; para demandas positivas y negativas; estos resultados son mostrados en las tablas 3.11 y 3.12. Finalmente, con el comportamiento idealizado, se modelan las vigas en el programa OpenSees. En la figura 3.6 se muestra el comportamiento plástico modelado de las secciones.

Tabla 3.11: Capacidades de momento Curvatura Positivas-Vigas Intermedias

Piso	M_y^+ [Tonf * m]	ϕ_y^+ [1/m]	M_u^+ [Tonf * m]	ϕ_u^+ [1/m]	μ
1	57	0.0032	74	0.0168	5.2
2	45	0.0025	59	0.0184	7.3
3	40	0.0023	53	0.0199	8.8
4	40	0.0023	51	0.0211	9.3
5	40	0.0023	51	0.0223	9.8

Tabla 3.12: Capacidades de momento Curvatura Negativas-Vigas Intermedias

Piso	M_y^- [Tonf * m]	ϕ_y^- [1/m]	M_u^- [Tonf * m]	ϕ_u^- [1/m]	μ
1	133	0.0068	158	0.0204	3.0
2	107	0.0055	131	0.0214	3.9
3	85	0.0043	106	0.0220	5.1
4	58	0.0032	72	0.0220	6.8
5	40	0.0021	50	0.0221	10.4

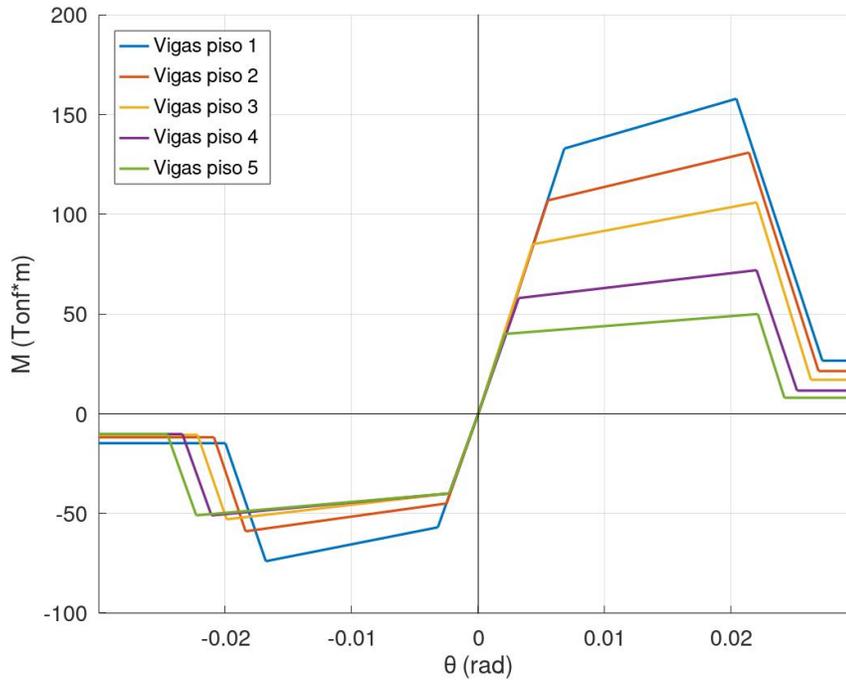


Figura 3.6: Momento Curvatura Modelado en OpenSees de vigas intermedias

3.4.2. Diseño de columnas intermedias

Las columnas fueron diseñadas considerando efectos de flexocompresión y corte. Las dimensiones y armaduras son exactamente iguales para todas las columnas de un mismo piso. En la tabla 3.13 se muestran los detallamientos de cada columna del marco intermedio. Además en la Figura 3.7 se ilustran las curvas de interacción de las mismas. Adicionalmente, se incluyen los puntos de diseño asociados a las combinaciones de cargas aplicadas.

Tabla 3.13: Detallamiento Columnas Intermedias

Piso	Dimensiones [mm]	Armadura Longitudinal	Armadura transversal
1	800x800	16 ϕ 25	E.D ϕ 10@15
2	800x800	16 ϕ 25	E.D ϕ 10@15
3	600x600	12 ϕ 28	E.S ϕ 10@15
4	600x600	12 ϕ 25	E.S ϕ 10@15

Con las armaduras anteriormente mencionadas, se pueden determinar las resistencias de las secciones. En la figura 3.7 se muestra el resultado del análisis momento curvatura obtenido a través del programa de la Universidad de Berkeley XTRACT. Estas curvas permiten determinar el momento resistivo asociado a cada nivel de solicitación, y los límites de rotación son obtenidos de las figuras 2.4 y 2.3. Finalmente se muestran los resultados obtenidos en la tabla 3.14.

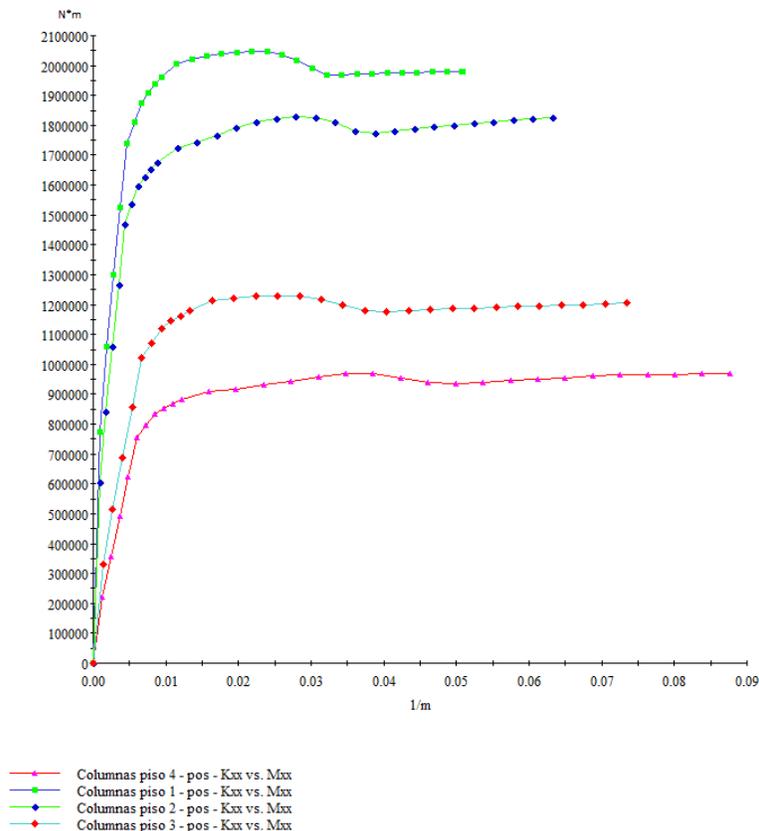


Figura 3.7: Momento Curvatura de columnas intermedias

Tabla 3.14: Capacidades Momento Curvatura Columnas Intermedias

Piso	M_y [Tonf * m]	ϕ_y [1/m]	M_u [Tonf * m]	ϕ_u [1/m]	μ
1	177	0.0038	202	0.0261	7.0
2	150	0.0032	184	0.0229	7.2
3	87	0.0070	123	0.0281	4.0
4	62	0.0051	98	0.0217	4.2

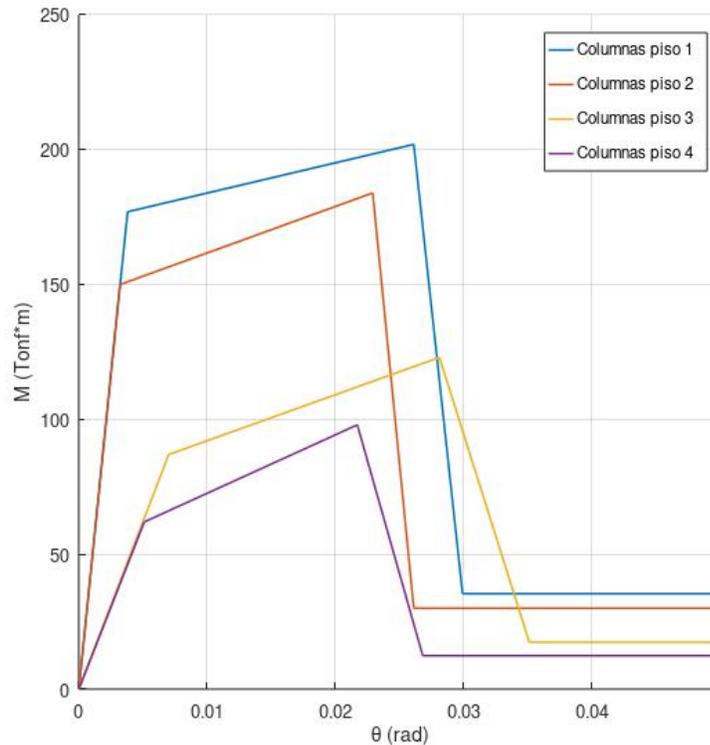


Figura 3.8: Momento Curvatura Modelado en OpenSees de columnas intermedias

3.5. Diseño de elementos estructurales del marco especial

3.5.1. Diseño de vigas especiales

Las dimensiones transversales, y detallado de armaduras de las vigas especiales comprendidas en todos los niveles son listadas en la tabla 3.15. El procedimiento de diseño se lleva a cabo siguiendo las disposiciones del capítulo 18 del ACI 318-19, considerando las demandas de flexión y corte. La determinación de los parámetros de modelación siguen la misma metodología que la descrita para la obtención de parámetros de las vigas intermedias.

Tabla 3.15: Detallamiento Vigas Especiales

Piso	Altura [mm]	Ancho [mm]	Armadura positiva	Armadura negativa	Armadura transversal
1	800	600	4 ϕ 28	4 + 4 ϕ 28	E.D ϕ 12@10
2	800	600	4 ϕ 25	4 + 4 ϕ 25	E.D ϕ 12@12
3	800	600	2 ϕ 25 + 2 ϕ 22	4 + 4 ϕ 22	E.D ϕ 10@12
4	800	600	2 ϕ 25 + 2 ϕ 22	2 ϕ 28 + 2 ϕ 25	E.D ϕ 10@15
5	800	600	2 ϕ 25 + 2 ϕ 22	2 ϕ 25 + 2 ϕ 22	E.D ϕ 10@15

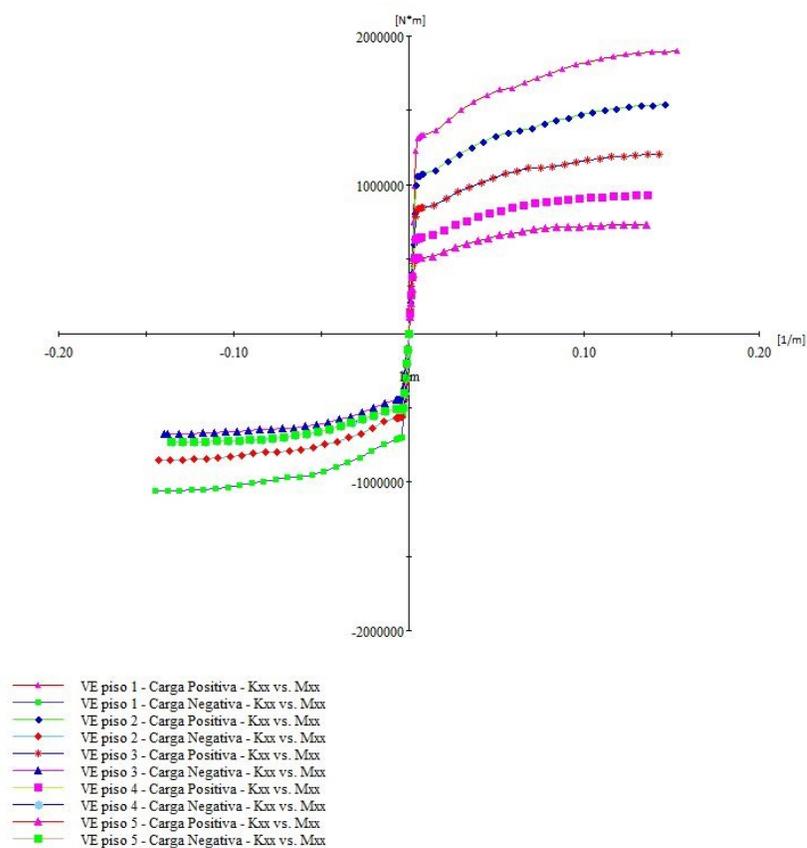


Figura 3.9: Momento Curvatura de vigas especiales

Tabla 3.16: Capacidades de Momento Curvatura Positivas Vigas Especiales

Piso	M_y^+ [Tonf * m]	ϕ_y^+ [1/m]	M_u^+ [Tonf * m]	ϕ_u^+ [1/m]	μ
1	71	0.0034	91	0.0252	7.5
2	57	0.0027	74	0.0259	9.6
3	51	0.0024	63	0.0271	11.3
4	51	0.0024	63	0.0270	11.2
5	51	0.0024	63	0.0273	11.3

Tabla 3.17: Capacidades de Momento Curvatura Negativas Vigas Especiales

Piso	M_y^- [Tonf * m]	ϕ_y^- [1/m]	M_u^- [Tonf * m]	ϕ_u^- [1/m]	μ
1	133	0.0063	163	0.0282	4.5
2	107	0.0051	131	0.0283	5.6
3	85	0.0040	103	0.0287	7.1
4	64	0.0029	82	0.0275	9.4
5	51	0.0024	65	0.0273	11.2

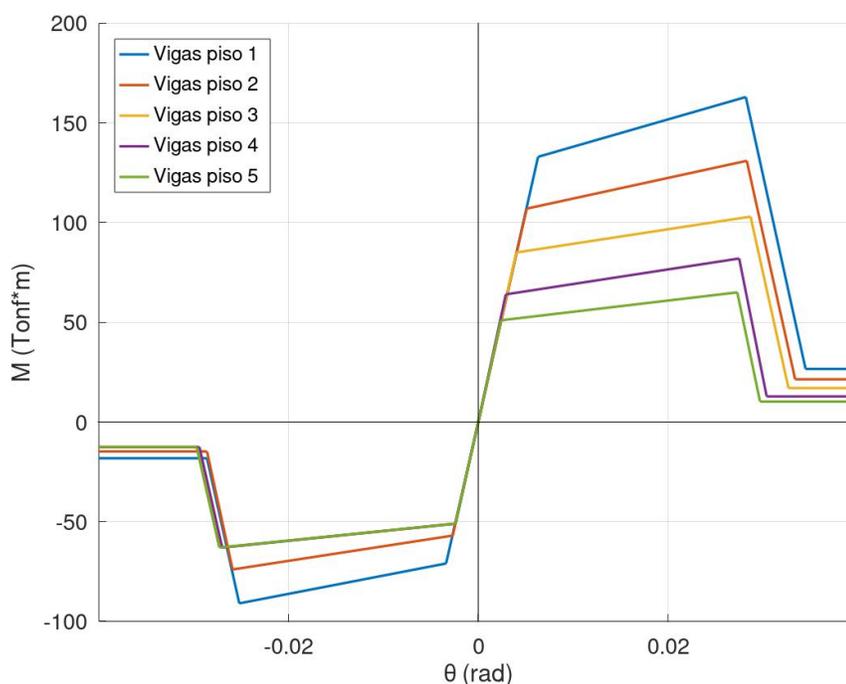


Figura 3.10: Momento Curvatura Modelado en OpenSees de vigas especiales

3.5.2. Diseño de columnas especiales

Las columnas fueron diseñadas considerando efectos de flexocompresión y corte. Las dimensiones y armaduras son exactamente iguales para todas las columnas de un mismo piso. En la tabla 3.18 se muestran los detalles de cada columna del marco intermedio; Además en las Figuras 3.19 y 3.12 se ilustran las curvas de interacción de las mismas. Adicionalmente, se incluyen los puntos de diseño asociados a las combinaciones de cargas aplicadas. Los parámetros de modelación son obtenidos de la misma forma que la establecida para la obtención de los parámetros de modelación de las columnas intermedias.

Tabla 3.18: Detallamiento Columnas Especiales

Piso	Dimensiones [mm]	Armadura Longitudinal	Armadura Trnasversal
1	800x800	16 ϕ 25	ED ϕ 10@10
2	800x800	16 ϕ 25	ED ϕ 10@10
3	600x600	12 ϕ 28	ED ϕ 10@15
4	600x600	12 ϕ 25	ED ϕ 10@15

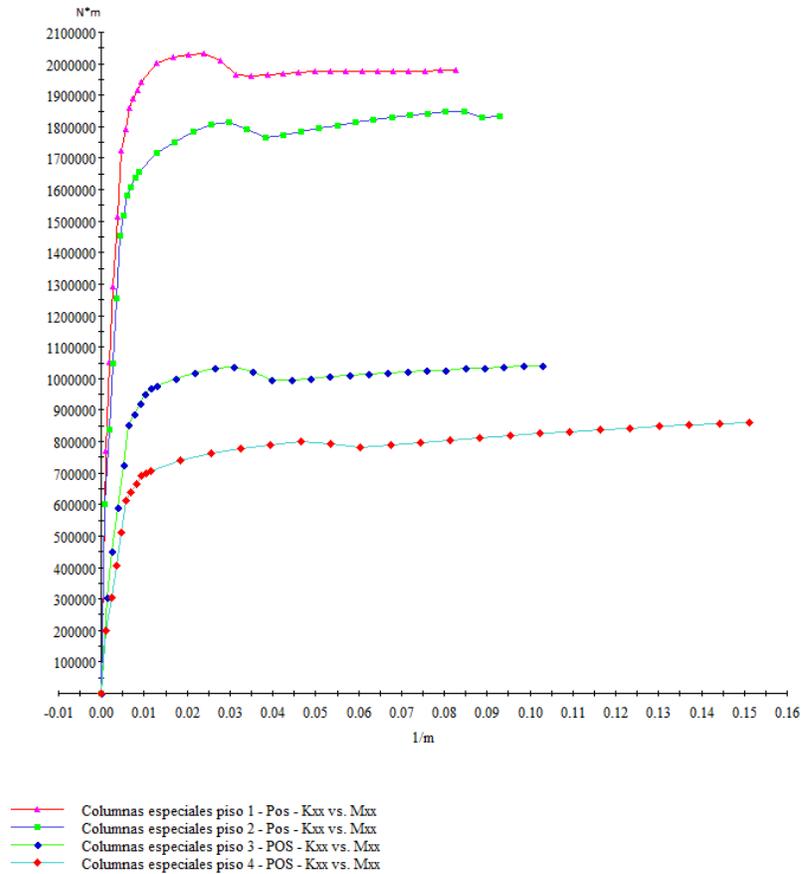


Figura 3.11: Momento Curvatura de columnas especiales

Tabla 3.19: Capacidades Momento Curvatura Columnas Especiales

Piso	M_y [Tonf * m]	ϕ_y [1/m]	M_u [Tonf * m]	ϕ_y [1/m]	μ
1	177	0.0065	201	0.0350	8.7
2	148	0.0044	183	0.0353	11.2
3	87	0.0064	104	0.0314	5.4
4	62	0.0058	80	0.0298	7.1

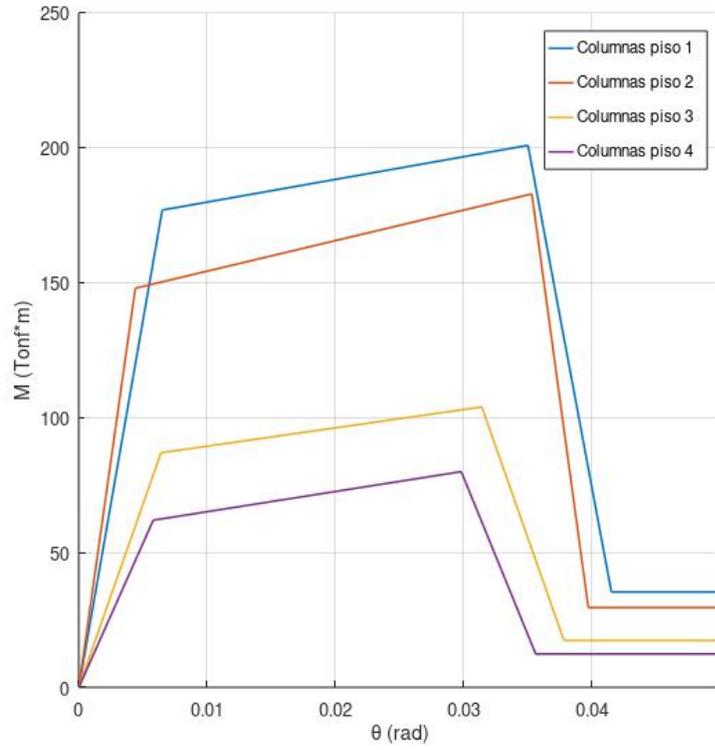


Figura 3.12: Momento Curvatura Modelado en OpenSees de columnas especiales

3.6. Análisis Dinámico Incremental (IDA)

El análisis incremental dinámico es una herramienta que permite conocer y evaluar el desempeño de las estructuras ante eventos sísmicos, donde el evento se define como un acelerograma que excita la estructura. Introducido por Vamvatsikos y Cornell el año 2002, consiste en someter a la estructura en estudio a una sucesión de análisis no lineales de respuesta en el tiempo, donde la aceleración producida por las ondas sísmicas es escalada en cada paso del análisis hasta alcanzar un límite predefinido. Los parámetros de salida del análisis pueden ser variados: resultados de drift entre pisos, cortante basal y giro en los elementos estructurales son ejemplos de parámetros con los que se puede conocer la respuesta estructural ante cada evento sísmico.

Vamvatsikos y Cornell (2002) exponen como objetivos del análisis incremental dinámico los siguientes puntos:

- (a) La comprensión de la demanda en función del rango de niveles posibles de un registro de movimiento de tierra.
- (b) Mejor comprensión del comportamiento estructural implicado en niveles altos de movimiento de tierra.
- (c) Mejor comprensión de los cambios de la respuesta estructural en función del incremento de la intensidad de los movimientos en el suelo.
- (d) Calcular de forma estimada la capacidad dinámica del sistema estructural global.
- (e) Teniendo en cuenta un estudio que evalúa variados registros sísmicos, comprender lo estable (o variable) del comportamiento estructural ante la acción del catálogo de registros.

El presente estudio, considera como parámetro representativo de la respuesta estructural a la rotación obtenida en los extremos de vigas y columnas de la superestructura; y los tipos de demandas a analizar, corresponden a la "demanda inicial", percentil 16 y percentil 50, todos detallados en la tabla 3.20.

Tabla 3.20: Tipos de Demanda estudiadas

Demanda	Descripción
Inicial	Demanda para la cual el primer elemento de la estructura alcanza el estado de daño establecido (agrietamiento, fluencia o último)
Percentil 16	Demanda para la cual el 16 % de los elementos de la estructura han alcanzado el estado de daño establecido (agrietamiento, fluencia o último)
Percentil 50	Demanda para la cual el 50 % de los elementos de la estructura han alcanzado el estado de daño establecido (agrietamiento, fluencia o último)

El procedimiento para realizar el análisis IDA es el siguiente:

- (a) Normalizar ambas componentes de los acelerogramas a un $PGA = 1g$
- (b) Definir un PGA superior para lograr obtener la rotación última del 50% de los elementos, que corresponde en este estudio al parámetro que requiere la mayor demanda sísmica. Para esto, se sometió a la estructura hasta un $PGA=10(g)$.

- (c) Definir los niveles de escalamiento para los acelerogramas, teniendo siempre en cuenta los límites de deformaciones o esfuerzos a los que se pretende llevar la estructura.
- (d) Realizar análisis de respuesta no lineal en el tiempo para cada uno de los registros y en cada nivel de escalamiento determinados en el punto anterior.
- (e) Graficar el parámetro de interés escogido para representar la respuesta estructural obtenida en cada paso del análisis con el nivel de PGA para el cual se obtiene.
- (f) Se escoge un valor por cada PGA por cada uno de los registros para los distintos tipos de demanda y se traza la curva IDA.

En las figuras 3.13 y 3.14 se muestra el escalamiento de uno de los registros utilizados en el estudio, correspondiente al paso 1 del procedimiento descrito anteriormente. Luego se procede a realizar los análisis de respuesta en el tiempo para los niveles de escalamiento del registro establecidos. En la figura 3.15 se aprecia la curva IDA resultante asociada al registro de Concepción EO, escalado desde $PGA = 0$ hasta $PGA = 0,8$ considerando un tipo de demanda inicial y normalizados para la curvatura de fluencia del primer elemento en alcanzar la fluencia.

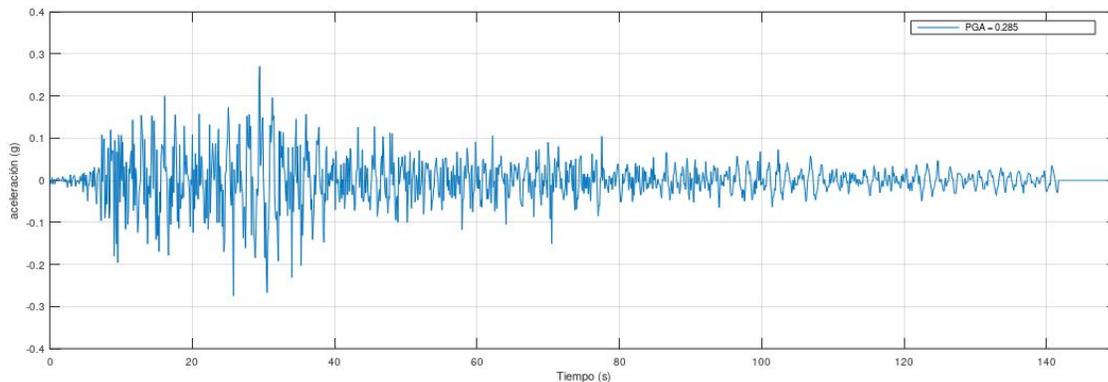


Figura 3.13: Registro Concepción EO, Maule 2010 Mw= 8.8 Sin Escalar

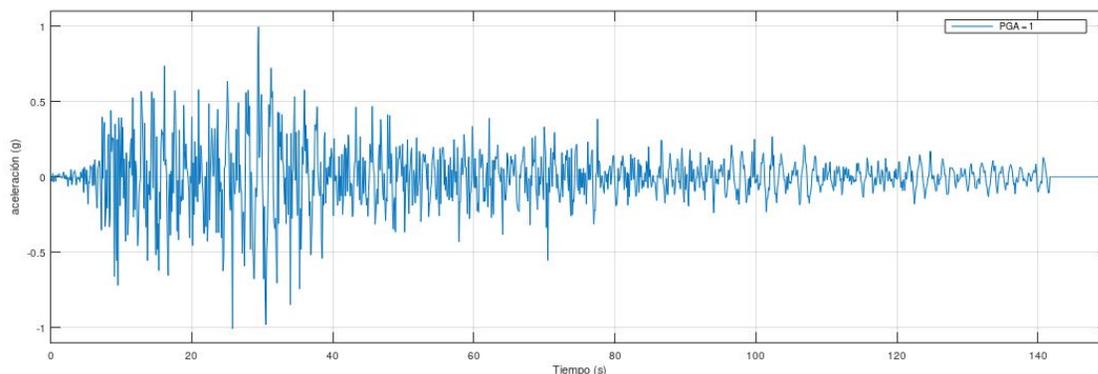


Figura 3.14: Registro Concepción EO, Maule 2010 Mw= 8.8 Escalado

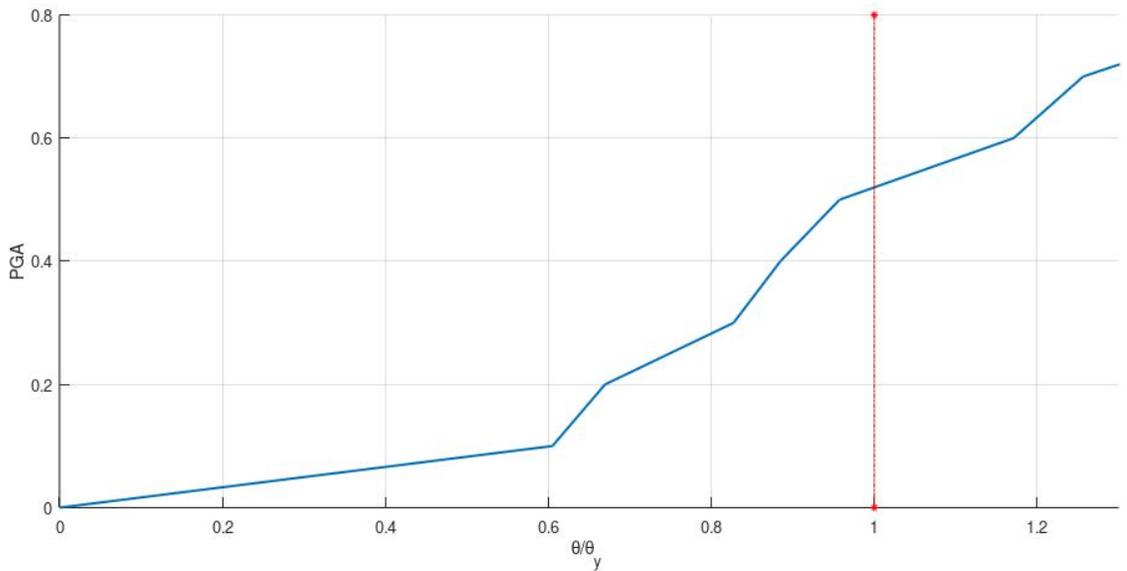


Figura 3.15: Curva IDA Concepción EO normalizada en curvatura de fluencia

Finalmente se repite el procedimiento para todos los registros estudiados y se grafica la respuesta de cada uno de los registros que se estudian, buscando obtener el PGA para el cual cada registro alcanza el estado de agrietamiento, de fluencia y último en los elementos de la superestructura, para luego determinar y constituir las curvas de fragilidad descritas en la sección 4.7.

3.7. Funciones y Curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad se definen como la representación gráfica de la función de distribución acumulada de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite específico, dada una respuesta estructural, ante una acción sísmica determinada (FEMA, 1999). Así, las curvas de fragilidad son un recurso gráfico que relacionan la probabilidad de daño como función de una medida de intensidad asociada a la demanda sísmica.

Las funciones de fragilidad se construyen con los datos recolectados en los análisis IDA. Éstas son una herramienta que permite relacionar probabilísticamente el nivel de daño que alcanza una estructura determinada por un parámetro de demanda que genera la respuesta de la estructura. En este estudio particular, el daño de la estructura es representado por la rotación obtenida en los análisis IDA y el parámetro de demanda corresponde al escalamiento del *PGA* de los registros para alcanzar el nivel de daño esperado. Las funciones definen luego las curvas de fragilidad, las cuales permiten visualizar de forma intuitiva la probabilidad de falla o estado de daño de los componentes estructurales o de una estructura. En la figura 3.16 se pueden visualizar curvas de fragilidad, y qué representa cada zona del grafo. El presente estudio categoriza 9 niveles de daño estructurales: primera fisura, demanda de fisura del 16 % de los elementos estructurales, demanda de fisura del 50 % de los elementos estructurales, primera fluencia, demanda de fluencia del 16 % de los elementos estructurales, demanda de fluencia del 50 % de los elementos estructurales, primera demanda última, demanda última del 16 % de los elementos estructurales y demanda última del 50 % de los elementos estructurales.

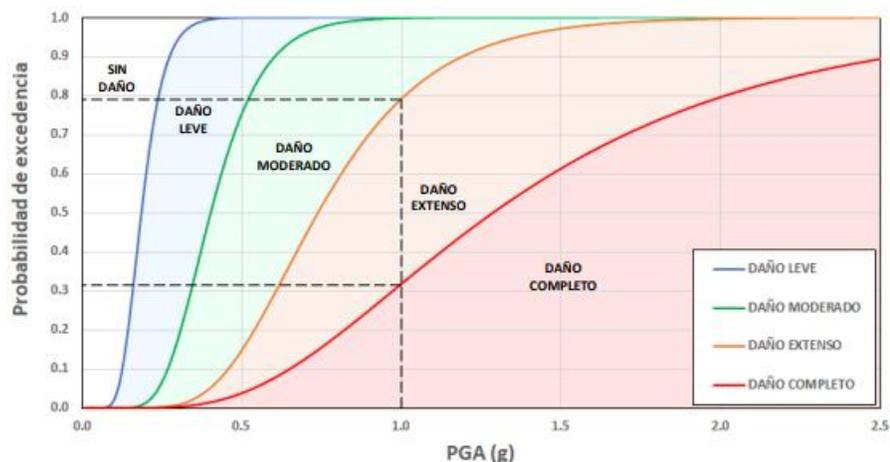


Figura 3.16: Ejemplo de Curvas de fragilidad

En el presente estudio se utiliza el método A descrito por Porter para elaborar funciones de fragilidad. La metodología consiste en buscar el nivel de daño esperado en cada parámetro de demanda. Las demandas promedio x_m y su respectiva desviación logarítmica β que generan el nivel de daño esperado, determinan parámetros de función de fragilidad como señalan las ecuaciones 4.1 y 4.2. Para suponer finalmente una distribución log-normal acumulada para representar la probabilidad de alcanzar el nivel de daño estudiado frente al incremento de demanda sísmica.

$$x_m = \exp \left(\frac{1}{M} * \sum_{i=1}^M \ln(r_i) \right) \quad (3.1)$$

$$\beta = \sqrt{\left(\frac{1}{M} * \sum_{i=1}^M (\ln(r_i)/x_m) \right)^2} \quad (3.2)$$

donde M corresponde al número de especímenes que han alcanzado el estado límite, i corresponde al índice de los especímenes, r_i corresponde al parámetro de demanda para el cual se observó el estado límite en el espécimen i . Luego de determinar los parámetros x_m y β se puede definir la curva de fragilidad para el estado de daño buscado utilizando la fórmula 3.3:

$$F_{dmi} = \Phi \left(\frac{\ln(r_i/x_m)}{\beta} \right) \quad (3.3)$$

donde Φ corresponde a la distribución normal (Gaussiana) estándar acumulada. Con el objetivo de validar los datos se realiza un test de bondad de Lillefors (Lillefors, 1967), según el cual se aprueban los datos que sean representativos para generar las curvas y se eliminan aquellos datos que se encuentren numéricamente alejados de la muestra.

Capítulo 4

Resultados

4.1. Resultados Análisis IDA

En la presente sección se muestran los resultados del análisis IDA, realizados para los dos tipos de marcos sísmicos (intermedio y especial) y los diferentes sistemas de aislación estudiados. Se presentan en las abscisas, los estados de fisura, fluencia y último normalizados para cada una de las ramificaciones del problema (explicados en detalle en el diagrama de la figura 3.2) y evaluando en el estado de demanda inicial, en el percentil 16 y en el percentil 50.

En total se generan 126 gráficos de curvas IDA (contabilizando 1008 curvas individuales) que se consideran representativas del comportamiento estructural de los sistemas estudiados. Los gráficos presentados se ordenan primeramente por el tipo de marco estructural, luego por la aislación utilizada considerando el factor de modificación λ correspondiente, y finalmente por estado de demanda estudiado. Como se detalla en la sección 4.6, los registros sísmicos se han escalado desde 0.0 g hasta 10 g con un incremento en promedio de 0.13 con el objetivo de lograr las rotaciones últimas en todos los casos estudiados y para todos los sismos. Esto es esencial para lograr las curvas de fragilidad presentadas en la sección 4.2.

4.1.1. Curvas IDA marco intermedio Sistema de aislación LRB+RB

- **Propiedades Nominales**

En las figuras 4.1, 4.2 y 4.3 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados para la rotación de agrietamiento. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fisura para el marco intermedio con un sistema de aisladores LRB y RB, cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.5.

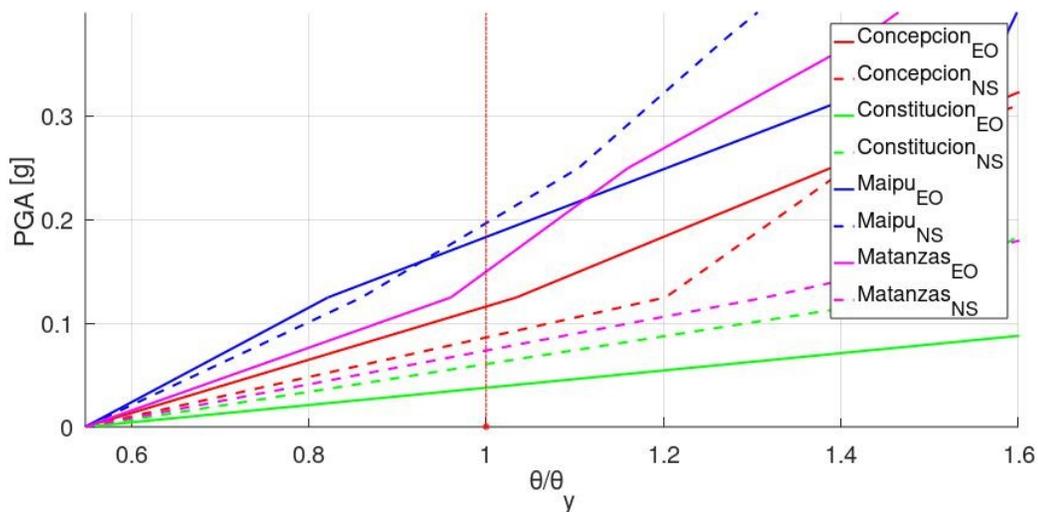


Figura 4.1: Curvas IDA rotación de primera fisura marco intermedio aislación LRB+RB nominal

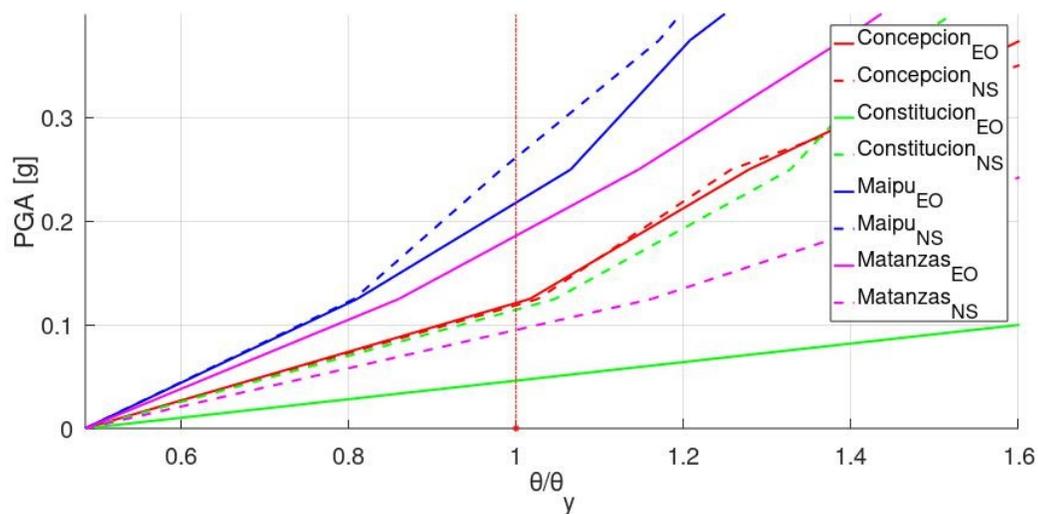


Figura 4.2: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco intermedio aislación LRB+RB nominal

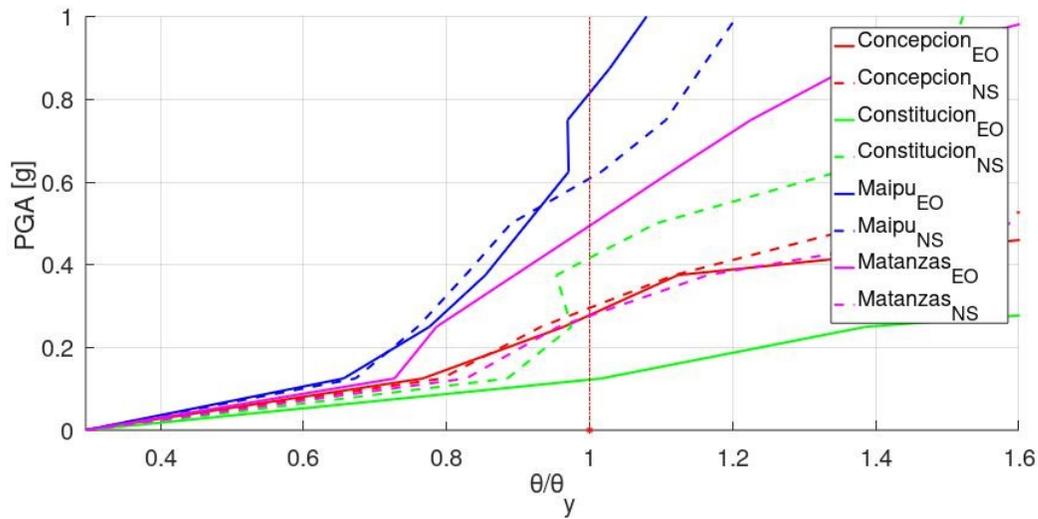


Figura 4.3: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco intermedio aislación LRB+RB nominal

En las figuras 4.4, 4.5 y 4.6 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fluencia. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fluencia para el marco intermedio con un sistema de aisladores LRB y RB, cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.5.

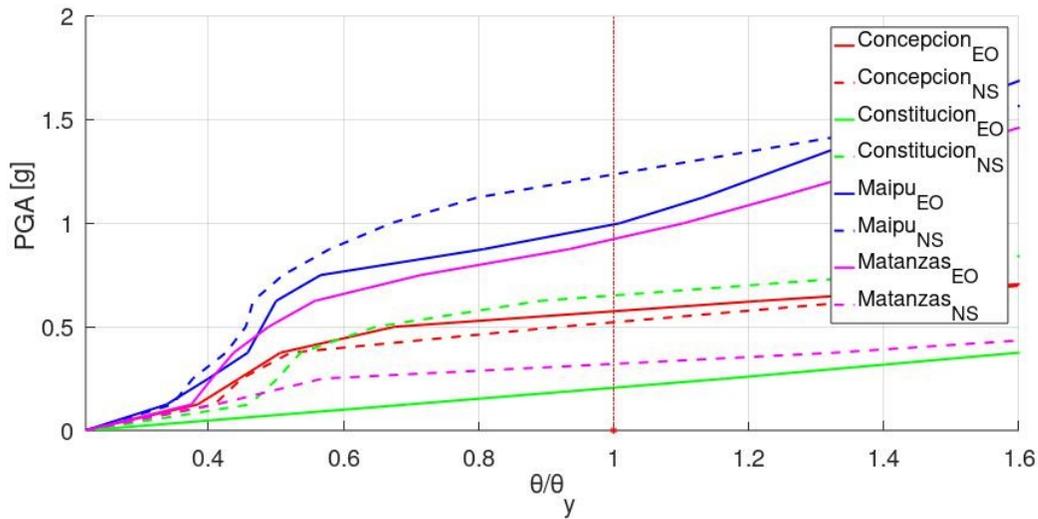


Figura 4.4: Curvas IDA primera rotación de fluencia marco intermedio aislación LRB+RB nominal

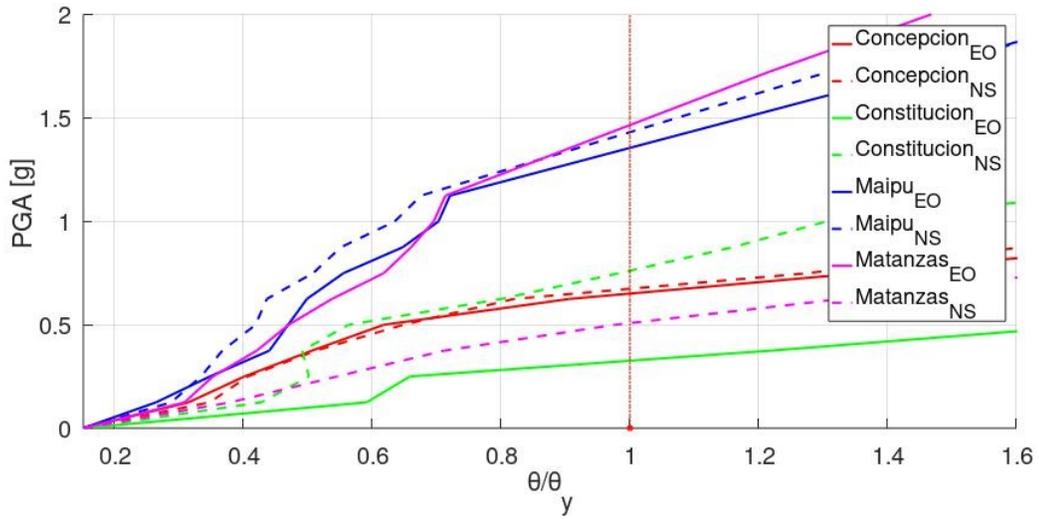


Figura 4.5: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco intermedio aislación LRB+RB nominal

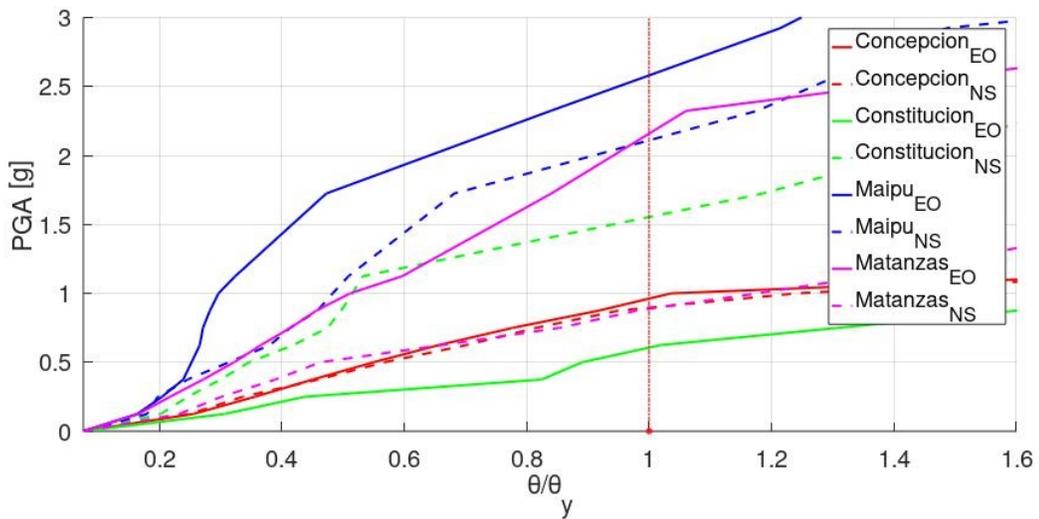


Figura 4.6: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco intermedio aislación LRB+RB nominal

En las figuras 4.7, 4.8 y 4.9 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación última. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación última para el marco intermedio con un sistema de aisladores LRB y RB, cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.5.

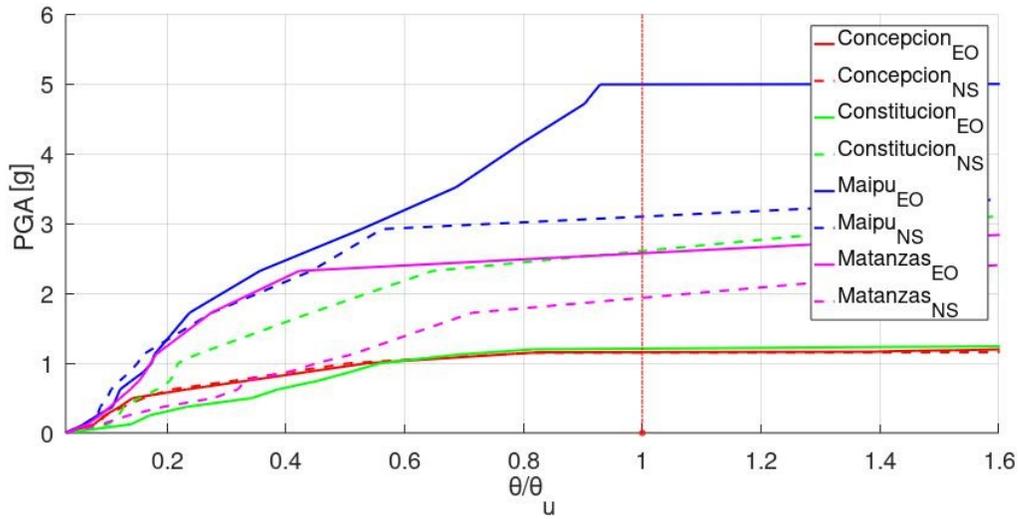


Figura 4.7: Curvas IDA máxima rotación última marco intermedio aislación LRB+RB nominal

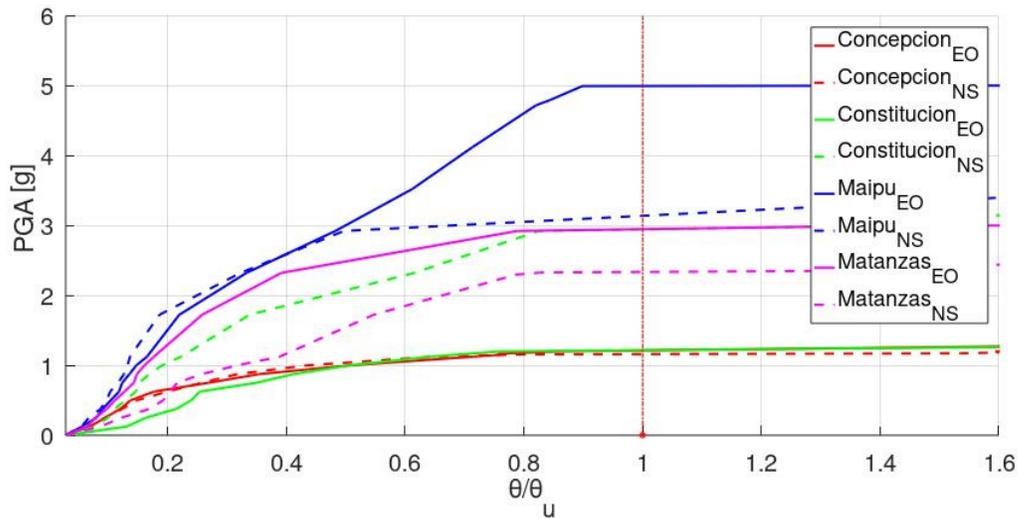


Figura 4.8: Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco intermedio aislación LRB+RB nominal

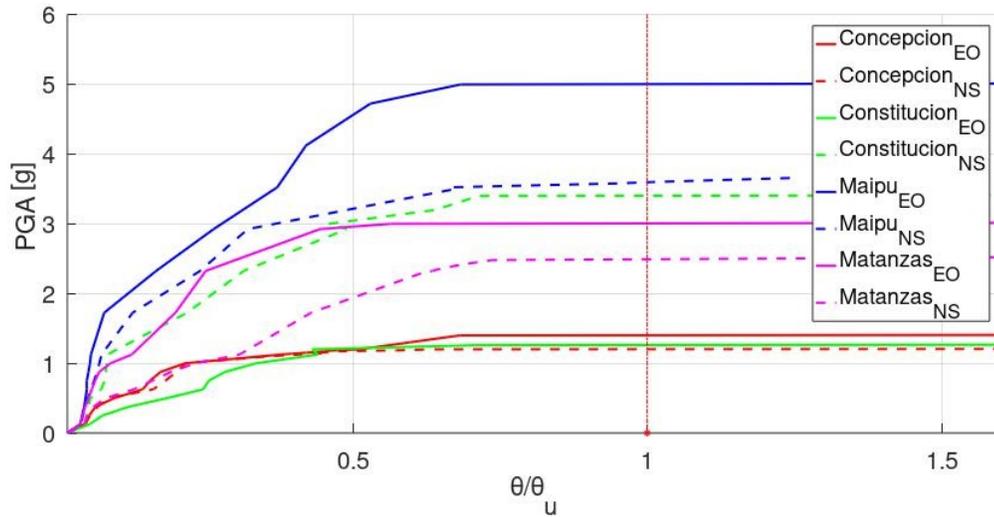


Figura 4.9: Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco intermedio aislación LRB+RB nominal

- **Propiedades Modificadas con λ_U**

En las figuras 4.10, 4.11 y 4.12 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fisura. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fisura para el marco intermedio con un sistema de aisladores LRB y RB modificados con λ_U , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.6.

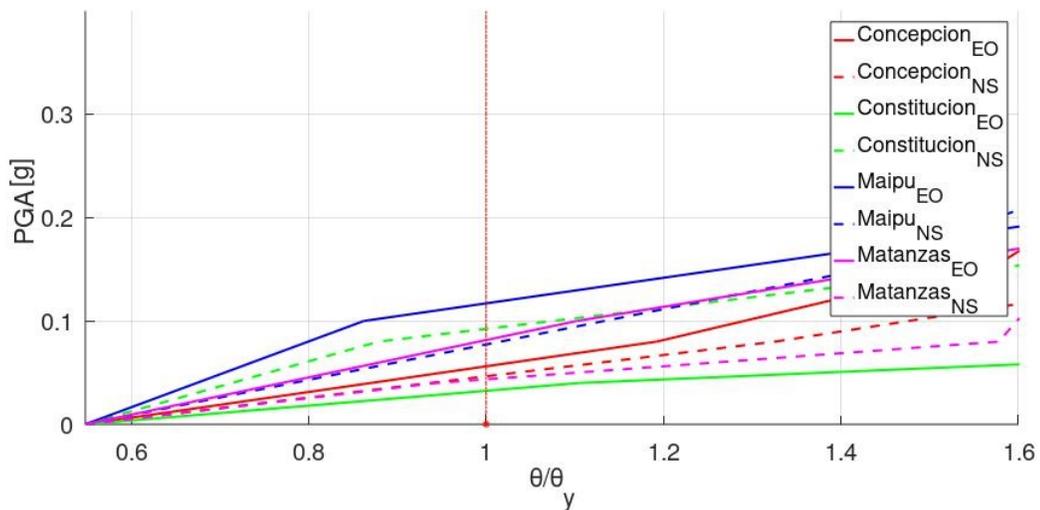


Figura 4.10: Curvas IDA rotación de primera fisura marco intermedio aislación LRB+RB λ_U

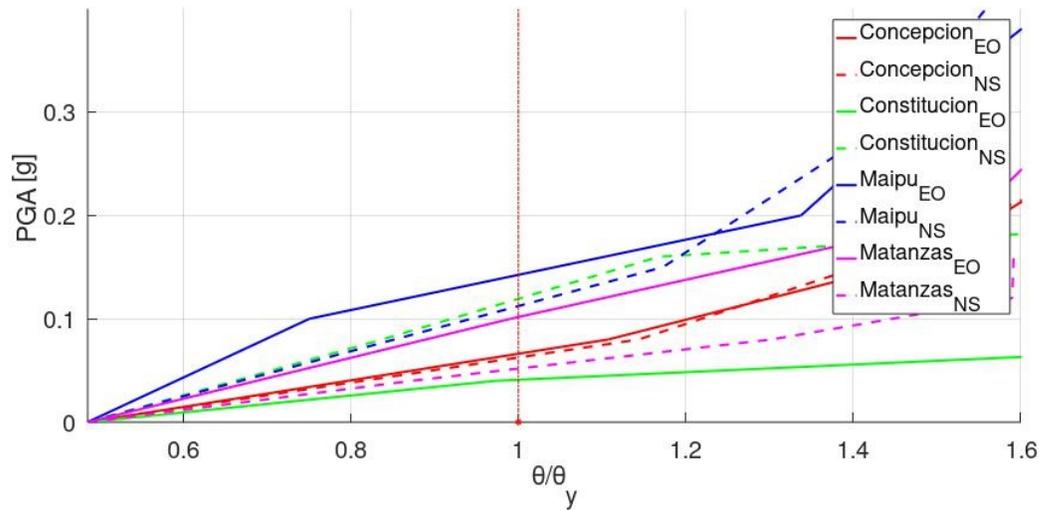


Figura 4.11: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco intermedio aislación LRB+RB λ_U

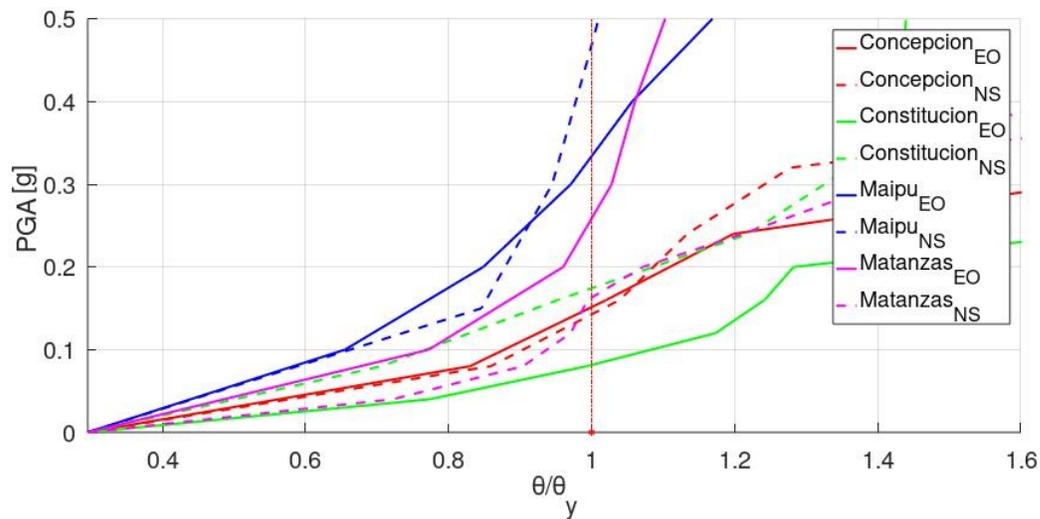


Figura 4.12: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco intermedio aislación LRB+RB λ_U

En las figuras 4.13, 4.14 y 4.15 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fluencia. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fluencia para el marco intermedio con un sistema de aisladores LRB y RB modificados con λ_U , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.6.

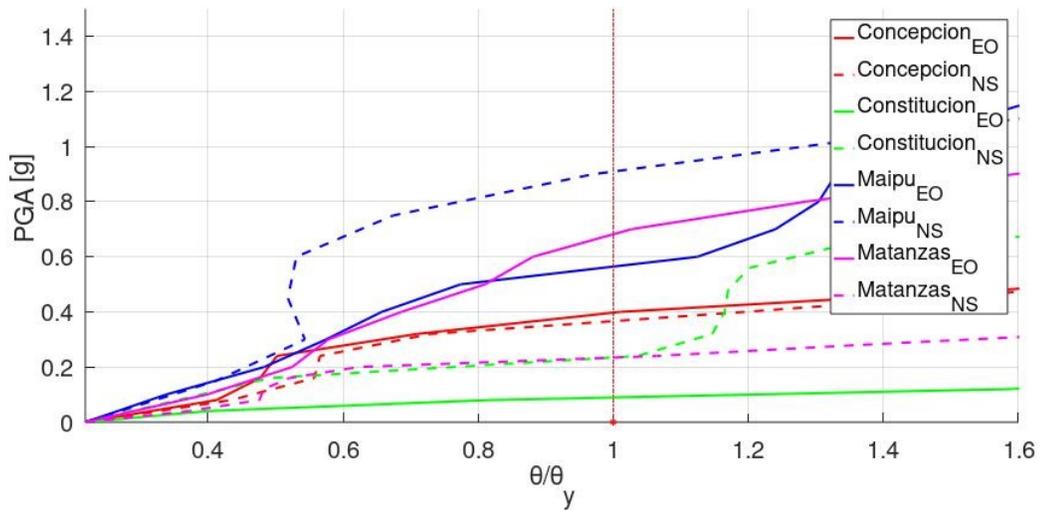


Figura 4.13: Curvas IDA primera rotación de fluencia marco intermedio aislación LRB+RB λ_U

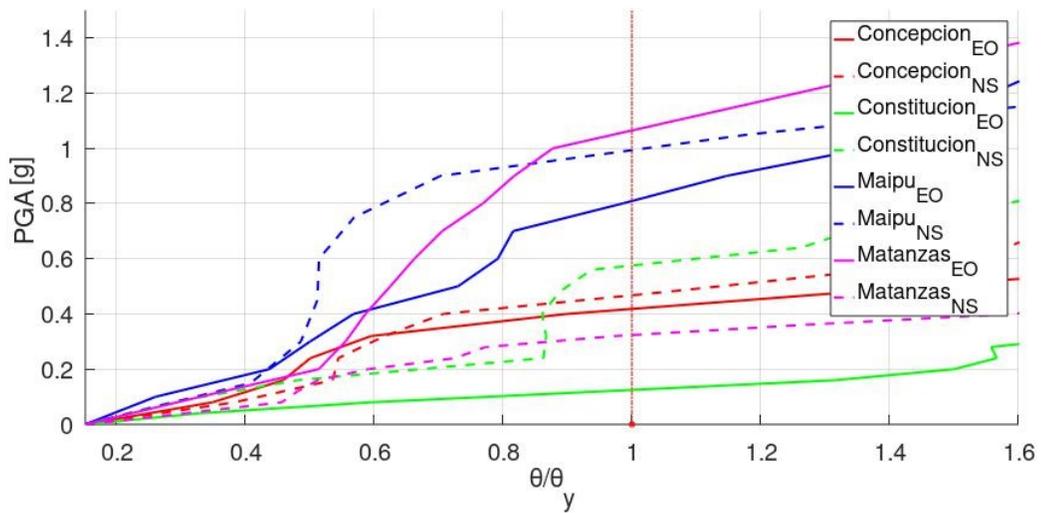


Figura 4.14: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco intermedio aislación LRB+RB λ_U

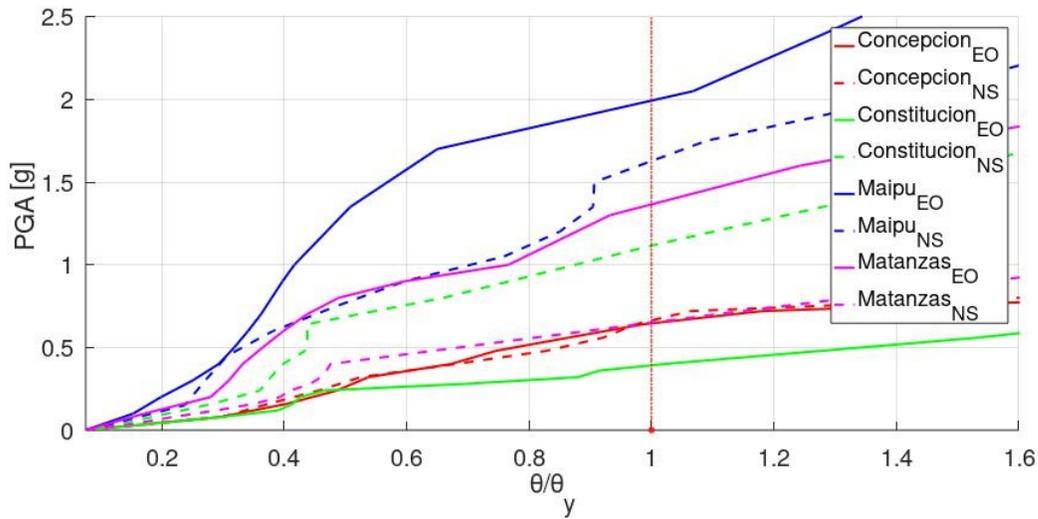


Figura 4.15: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco intermedio aislación LRB+RB λ_U

En las figuras 4.16, 4.17 y 4.18 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación última. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de última para el marco intermedio con un sistema de aisladores LRB y RB modificados con λ_U , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.6.

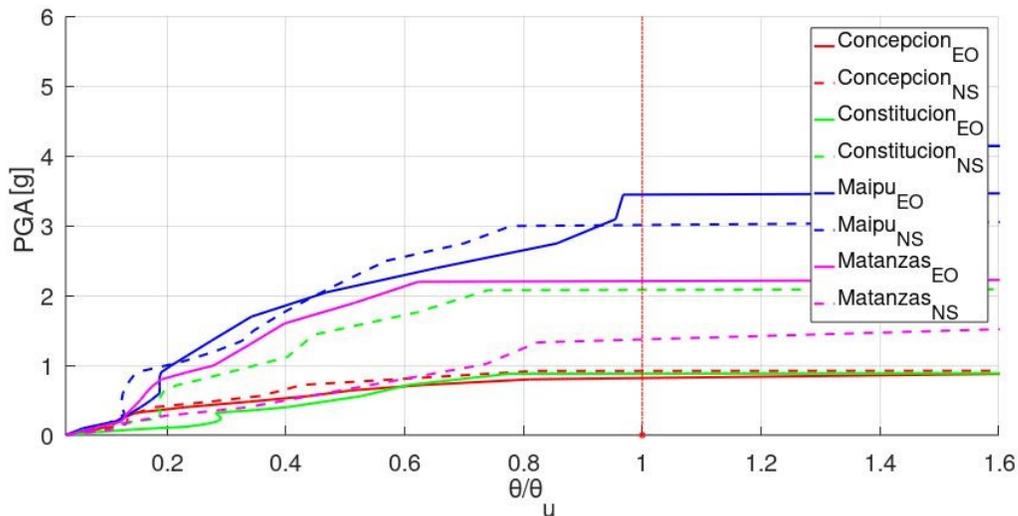


Figura 4.16: Curvas IDA máxima rotación última marco intermedio aislación LRB+RB λ_U

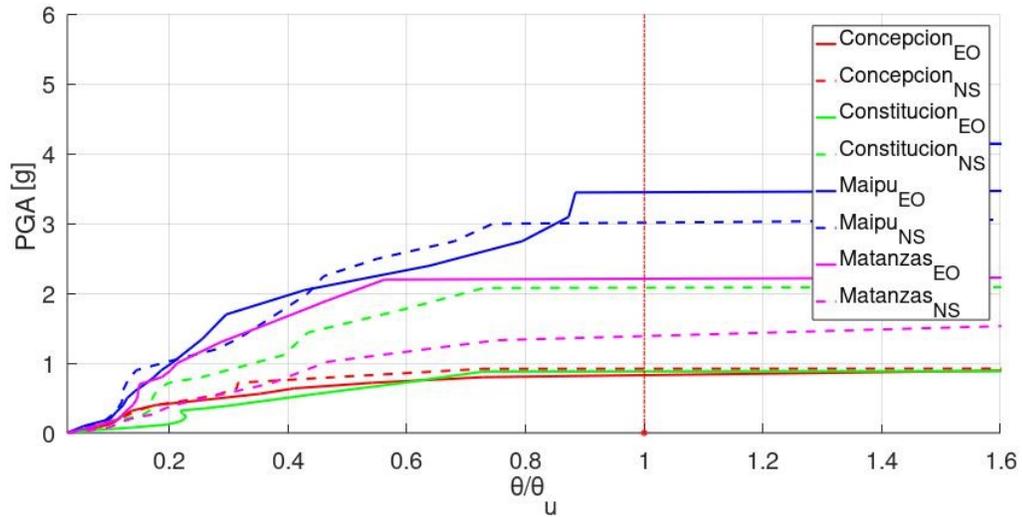


Figura 4.17: Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco intermedio aislación LRB+RB λ_U

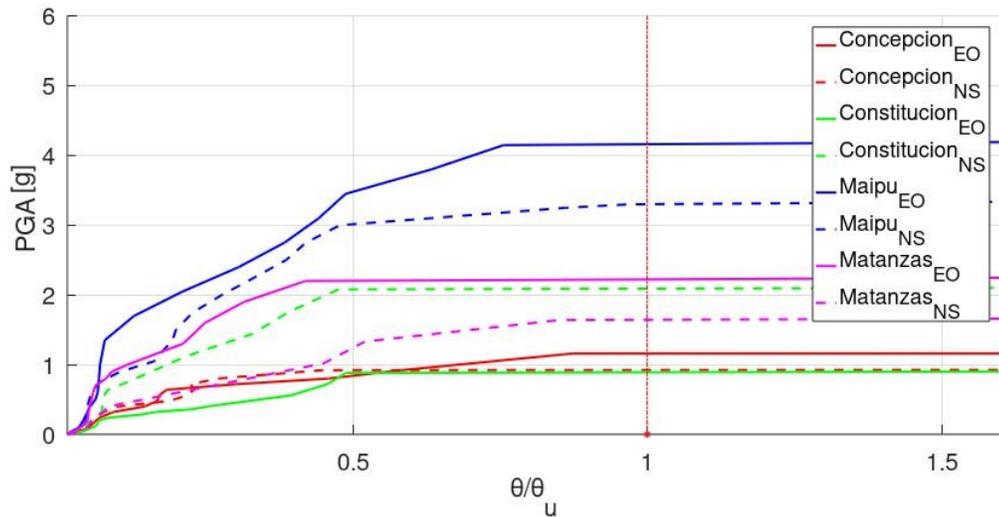


Figura 4.18: Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco intermedio aislación LRB+RB λ_U

- **Propiedades Modificadas con λ_L**

En las figuras 4.19, 4.20 y 4.21 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fisura. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fisura para el marco intermedio con un sistema de aisladores LRB y RB modificados con λ_L , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.6.

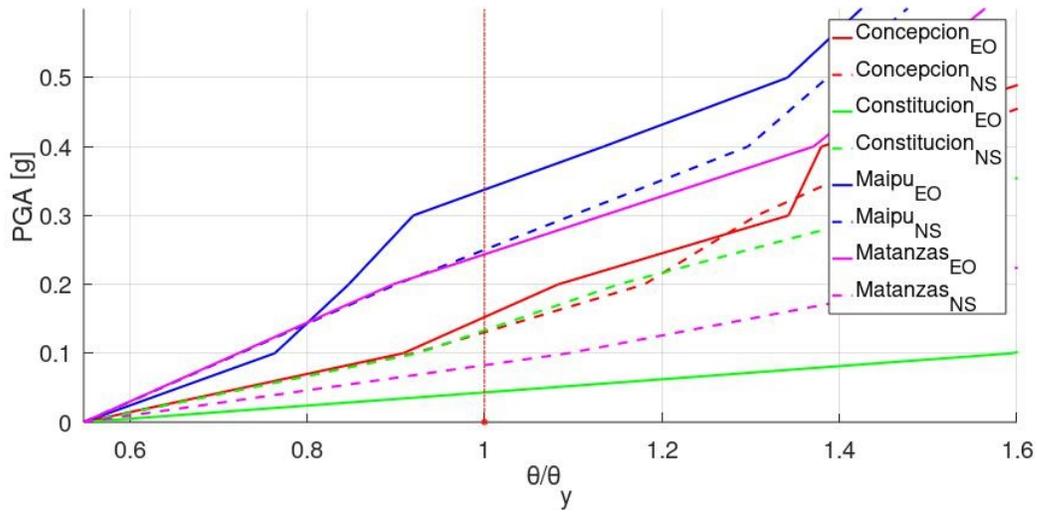


Figura 4.19: Curvas IDA rotación de primera fisura marco intermedio aislación LRB+RB λ_L

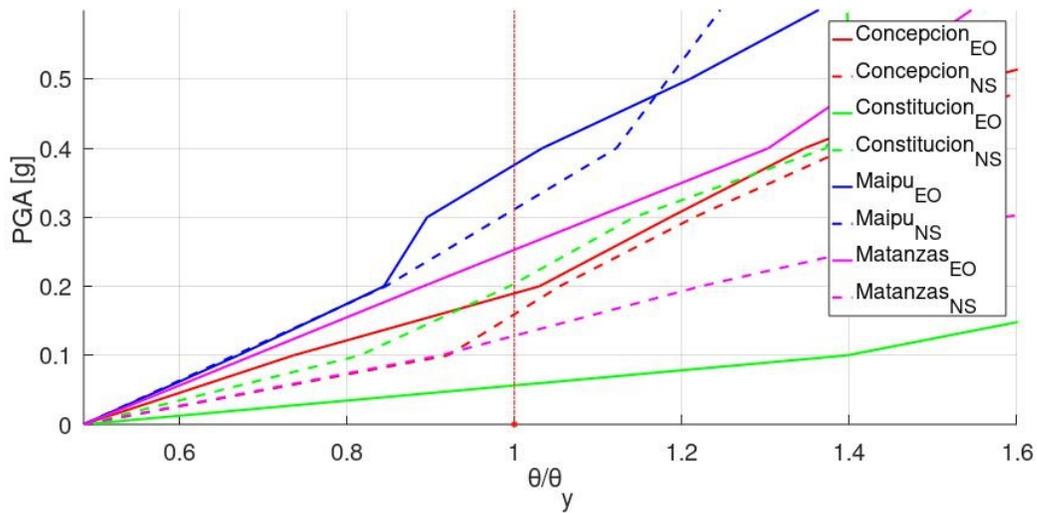


Figura 4.20: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco intermedio aislación LRB+RB λ_L

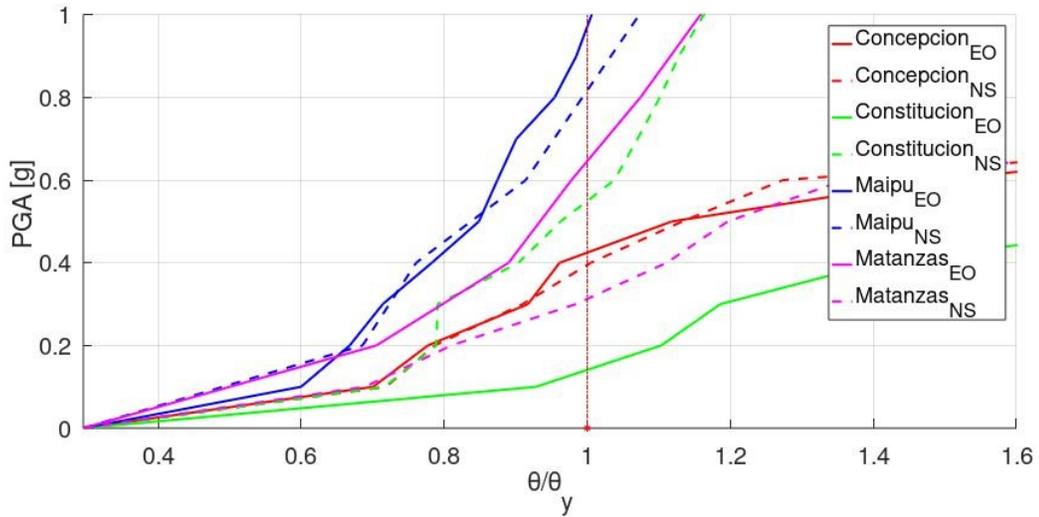


Figura 4.21: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco intermedio aislación LRB+RB λ_L

En las figuras 4.22, 4.23 y 4.24 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fluencia. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fluencia para el marco intermedio con un sistema de aisladores LRB y RB modificados con λ_L , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.6.

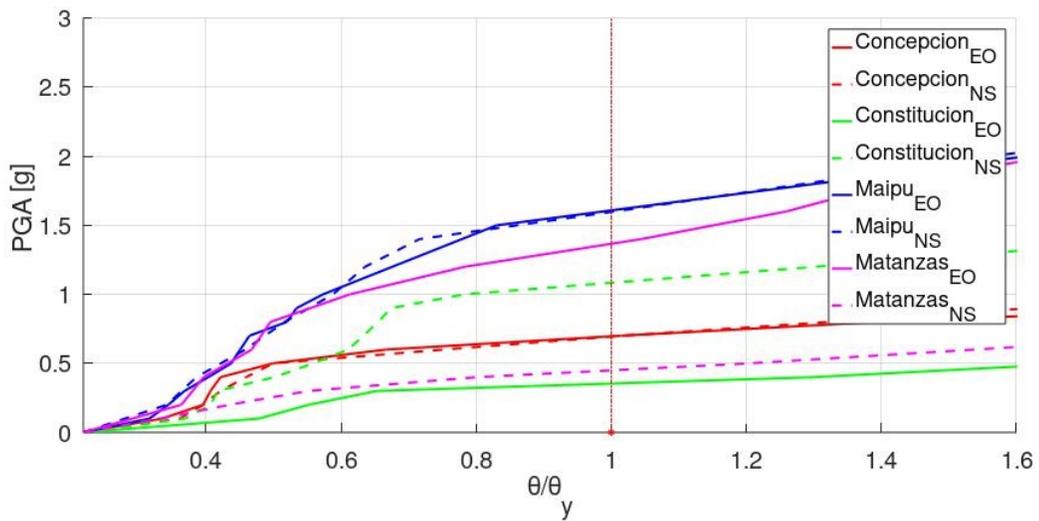


Figura 4.22: Curvas IDA primera rotación de fluencia marco intermedio aislación LRB+RB λ_L

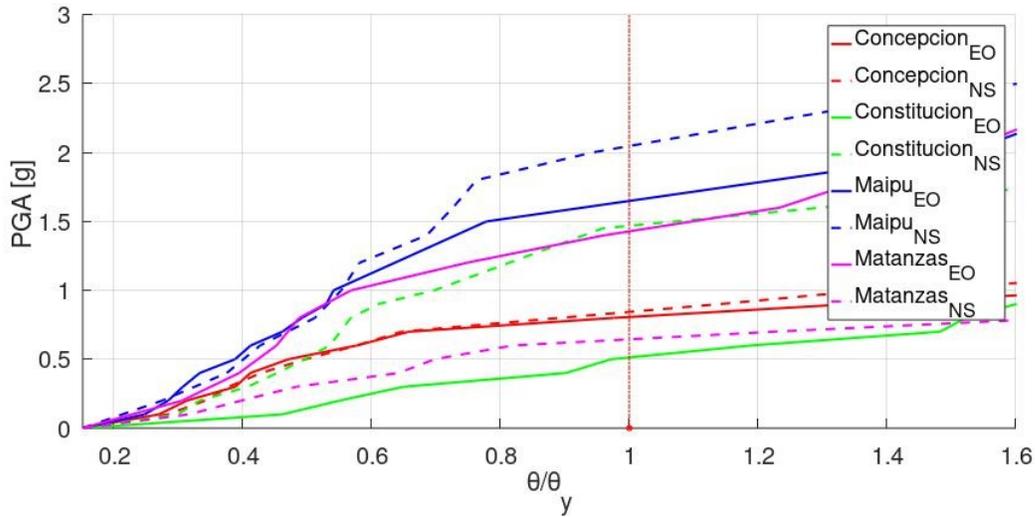


Figura 4.23: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco intermedio aislación LRB+RB λ_L

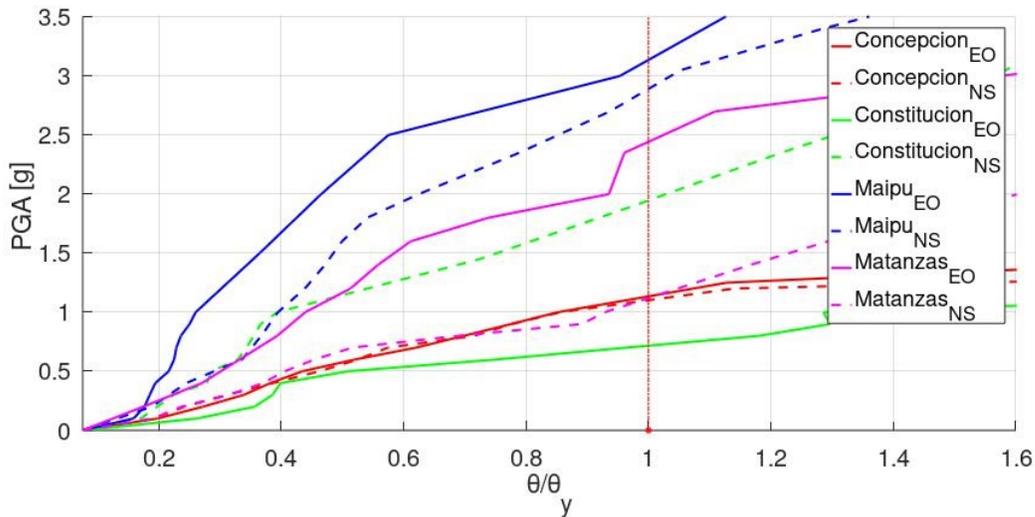


Figura 4.24: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco intermedio aislación LRB+RB λ_L

En las figuras 4.25, 4.26 y 4.27 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación última. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de última para el marco intermedio con un sistema de aisladores LRB y RB modificados con λ_L , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.6.

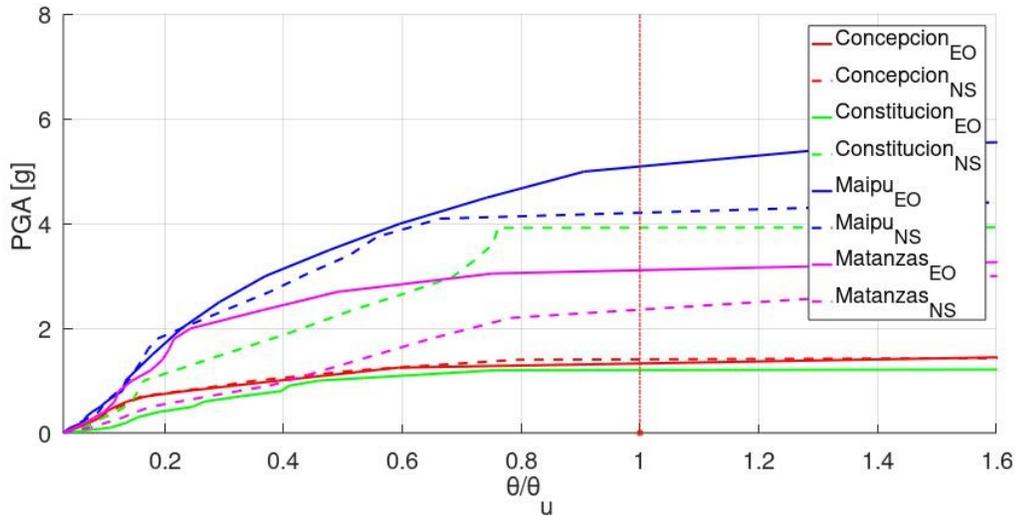


Figura 4.25: Curvas IDA máxima rotación última marco intermedio aislación LRB+RB λ_L

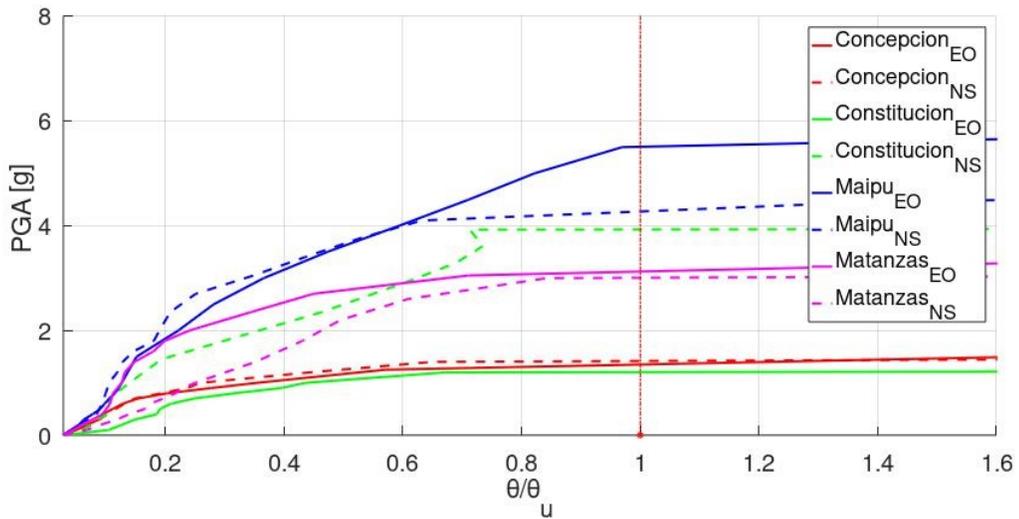


Figura 4.26: Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco intermedio aislación LRB+RB λ_L

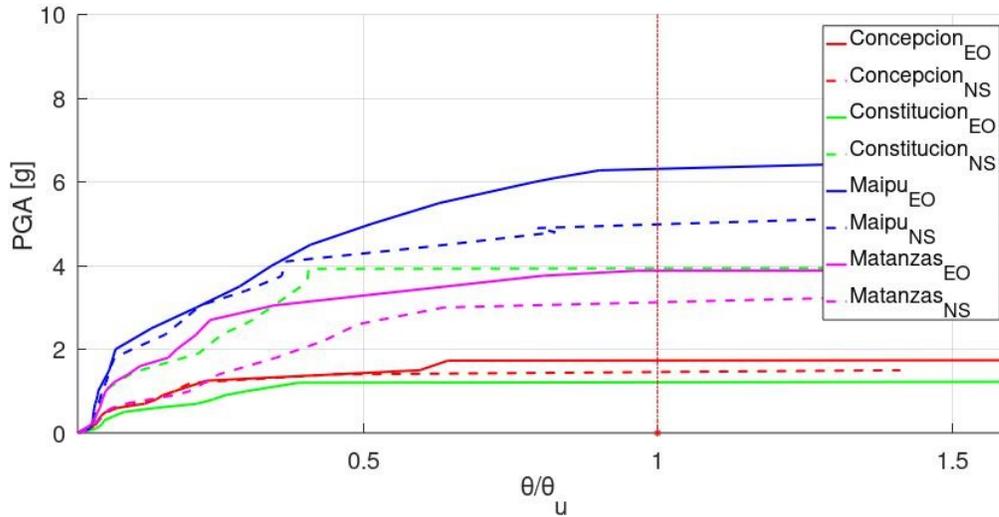


Figura 4.27: Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco intermedio aislación LRB+RB λ_L

4.1.2. Curvas IDA marco intermedio Sistema de aislación FPS

- **Propiedades Modificadas con λ_U**

En las figuras 4.28, 4.29 y 4.30 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fisura. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fisura para el marco intermedio con un sistema de aisladores FPS modificados con λ_U , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.8.

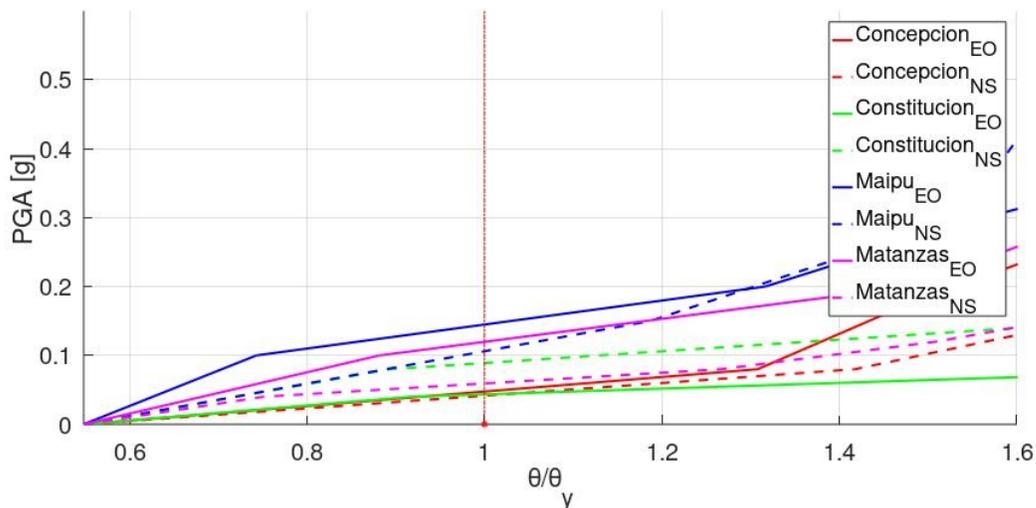


Figura 4.28: Curvas IDA primera fisura marco intermedio aislación FPS λ_U

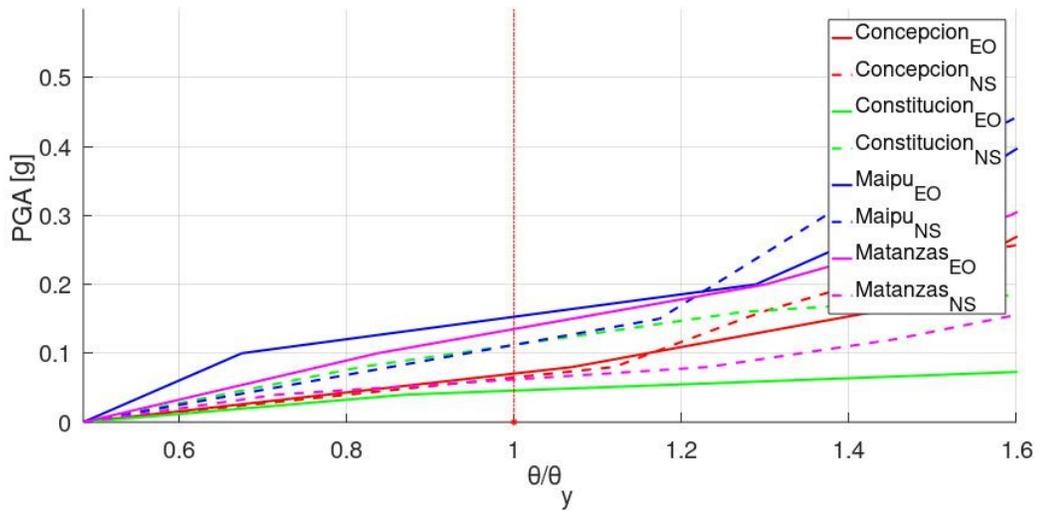


Figura 4.29: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco intermedio aislación FPS λ_U

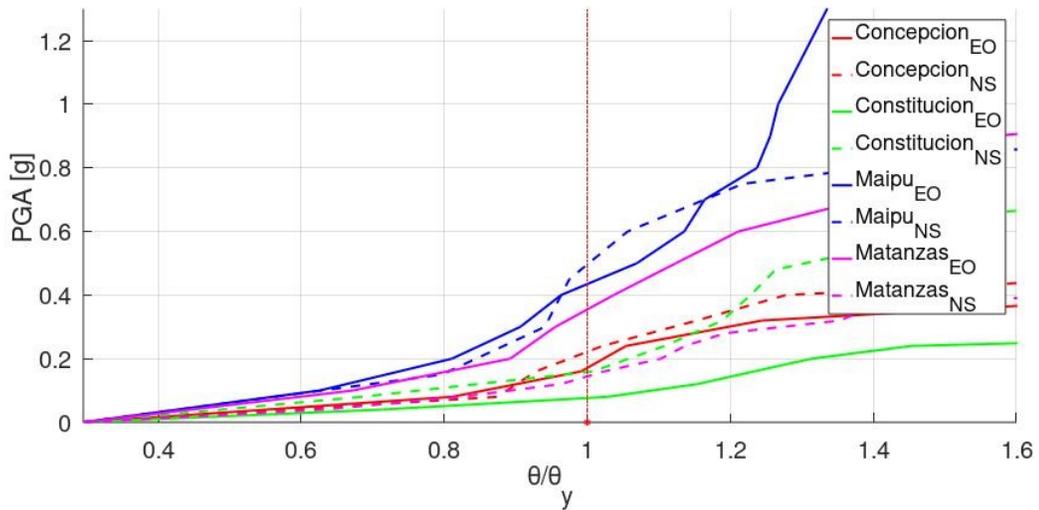


Figura 4.30: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco intermedio aislación FPS λ_U

En las figuras 4.31, 4.32 y 4.33 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fluencia. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fluencia para el marco intermedio con un sistema de aisladores FPS modificados con λ_U , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.8.

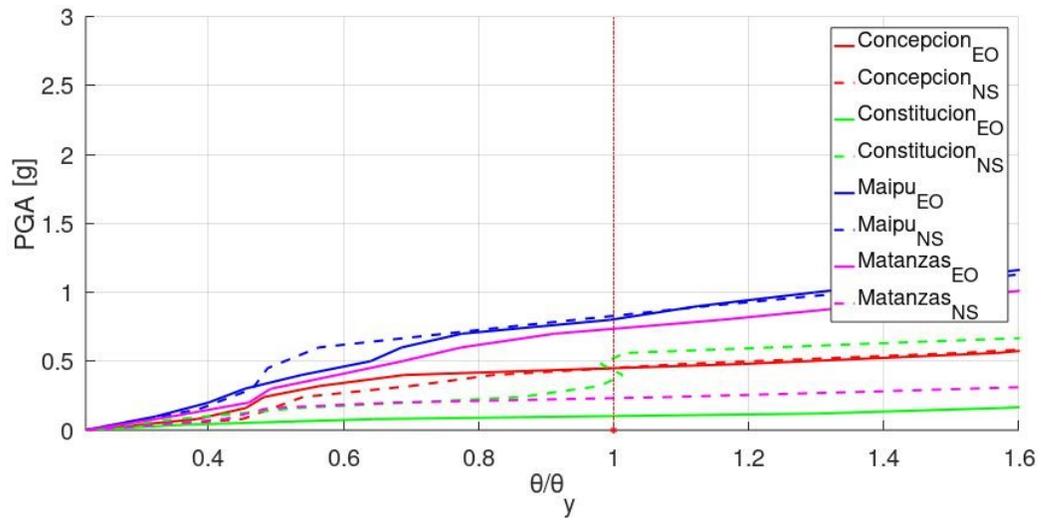


Figura 4.31: Curvas IDA primera fluencia marco intermedio aislación FPS λ_U

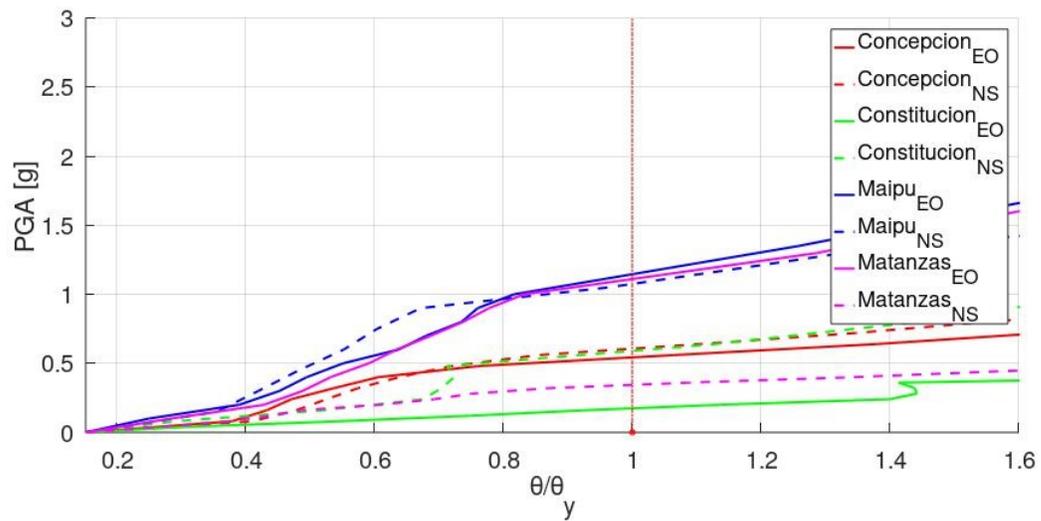


Figura 4.32: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco intermedio aislación FPS λ_U

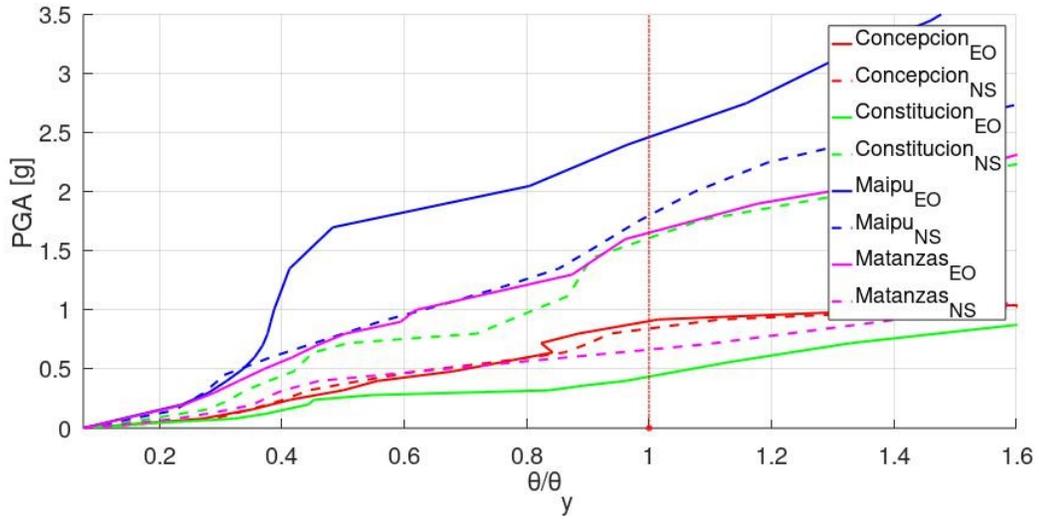


Figura 4.33: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco intermedio aislación FPS λ_U

En las figuras 4.34, 4.35 y 4.36 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación última. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de última para el marco intermedio con un sistema de aisladores FPS modificados con λ_U , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.8.

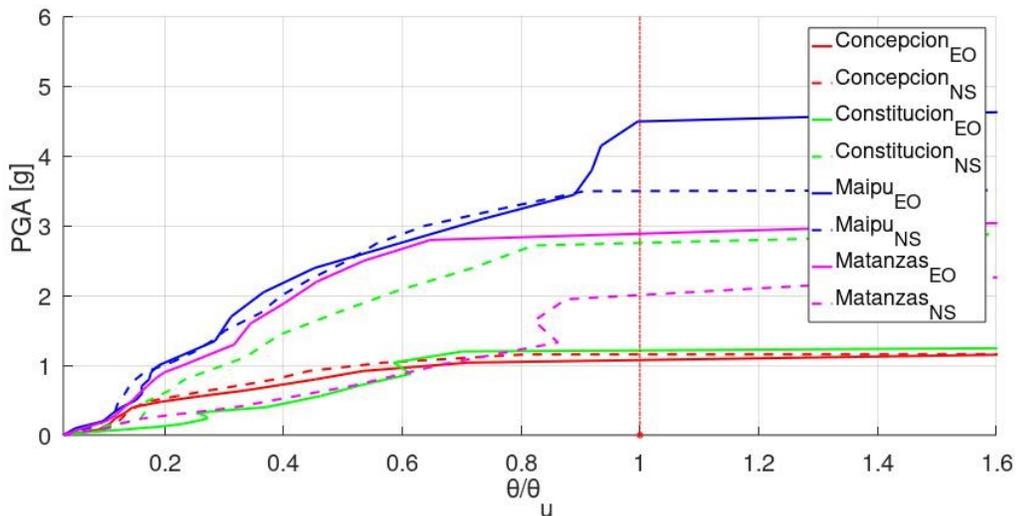


Figura 4.34: Curvas IDA máxima rotación última marco intermedio aislación FPS λ_U

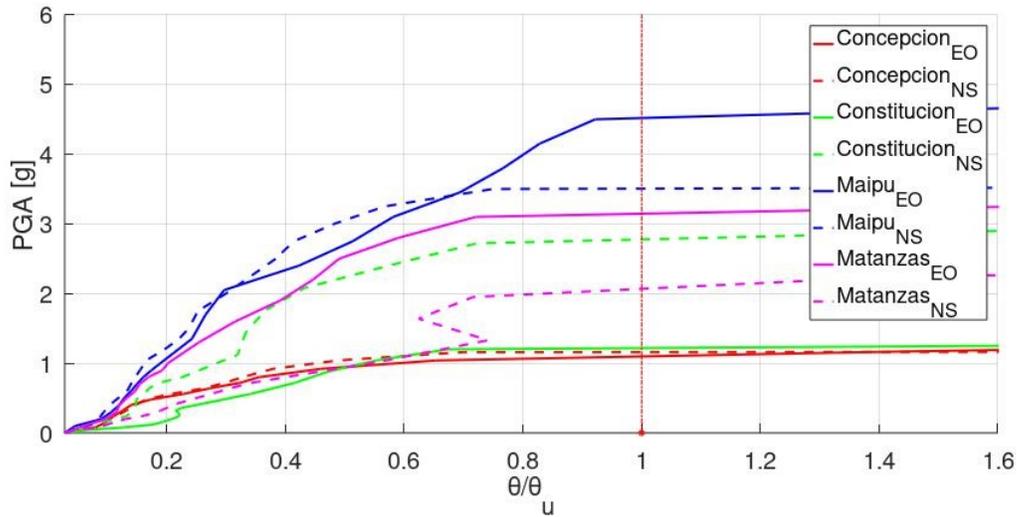


Figura 4.35: Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco intermedio aislación FPS λ_U

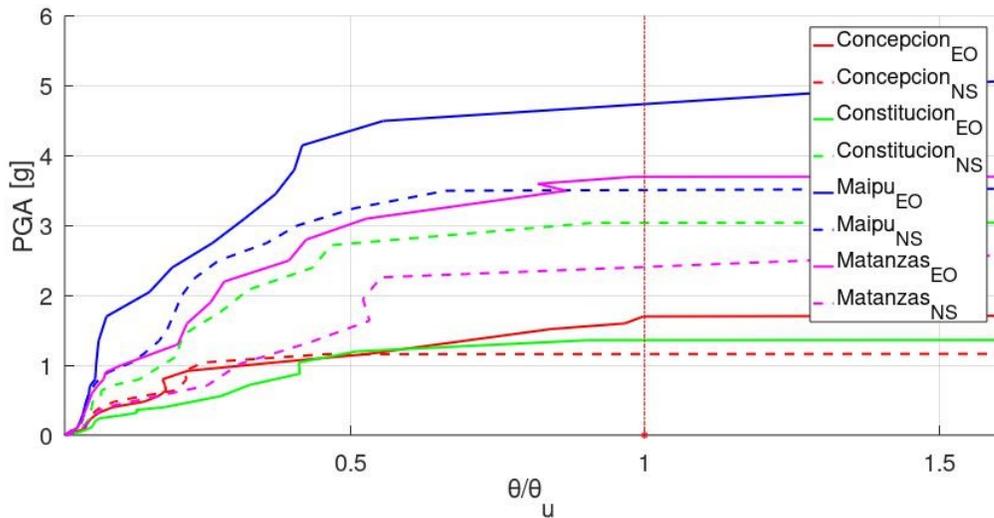


Figura 4.36: Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco intermedio aislación FPS λ_U

- **Propiedades Modificadas con λ_L**

En las figuras 4.37, 4.38 y 4.39 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fisura. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fisura para el marco intermedio con un sistema de aisladores FPS modificados con λ_L , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.8.

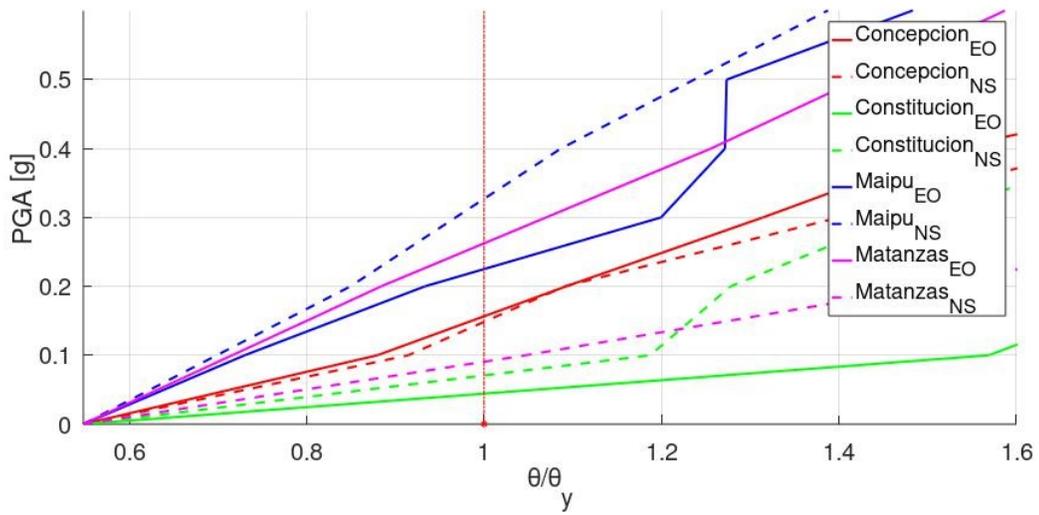


Figura 4.37: Curvas IDA primera fisura marco intermedio aislación FPS λ_L

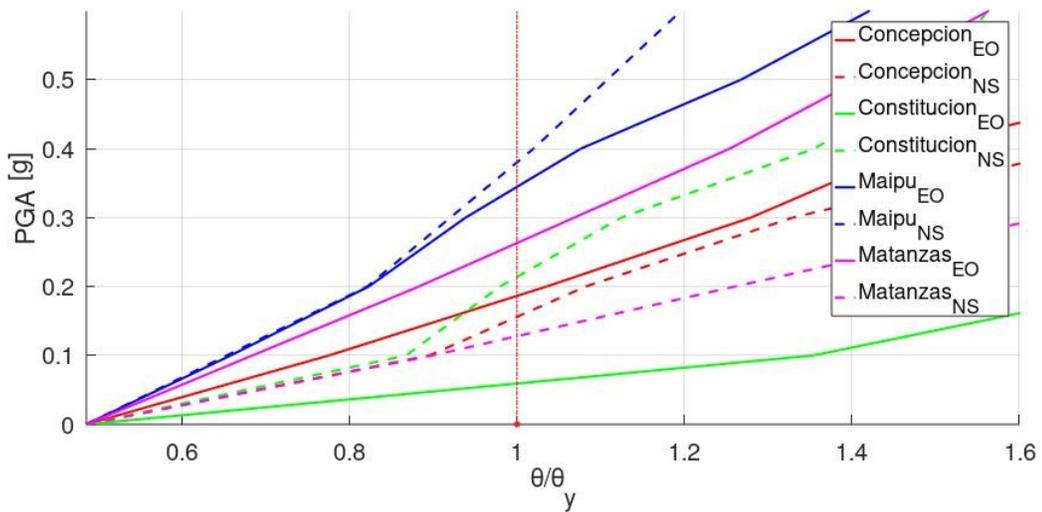


Figura 4.38: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco intermedio aislación FPS λ_L

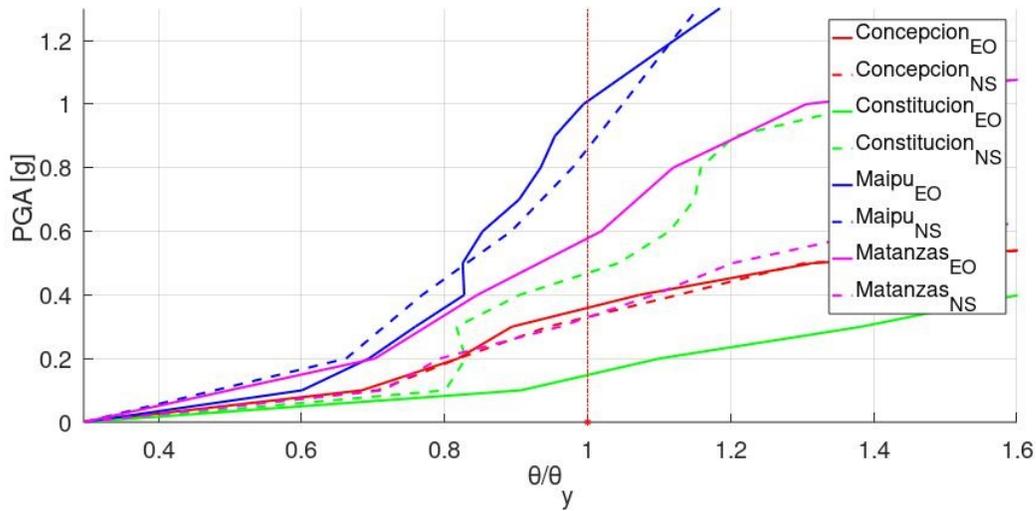


Figura 4.39: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco intermedio aislación FPS λ_L

En las figuras 4.40, 4.41 y 4.42 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fluencia. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fluencia para el marco intermedio con un sistema de aisladores FPS modificados con λ_L , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.8.

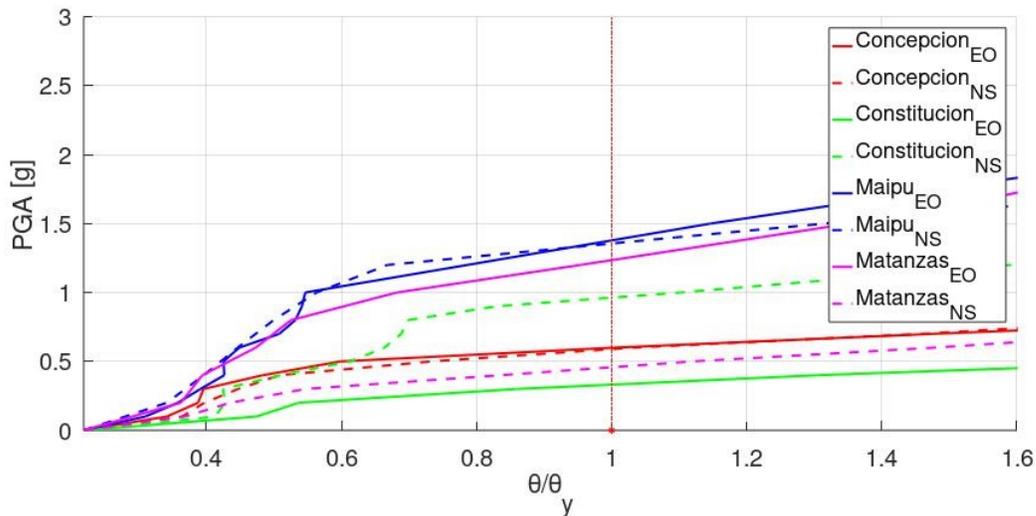


Figura 4.40: Curvas IDA primera fluencia marco intermedio aislación FPS λ_L

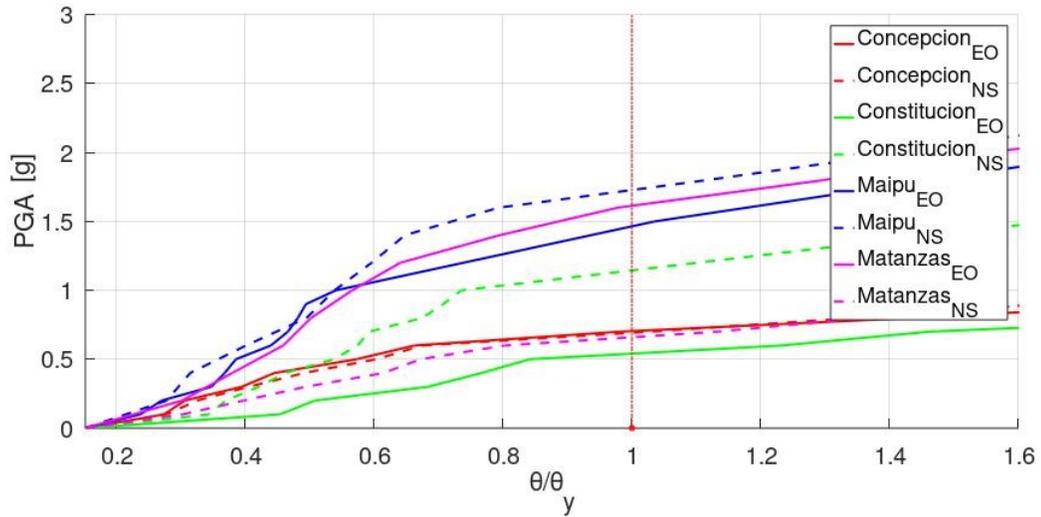


Figura 4.41: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco intermedio aislación FPS λ_L

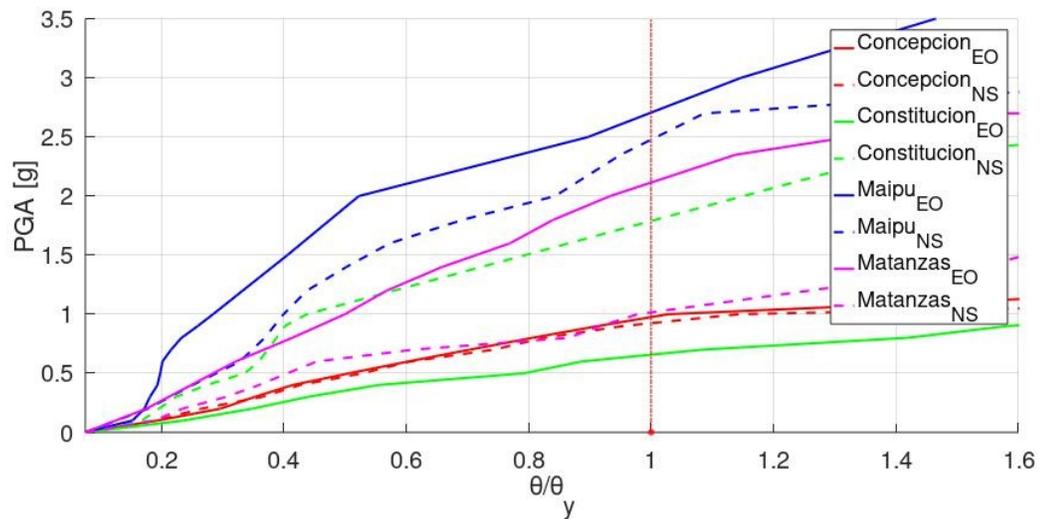


Figura 4.42: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco intermedio aislación FPS λ_L

En las figuras 4.43, 4.44 y 4.45 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación última. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de última para el marco intermedio con un sistema de aisladores FPS modificados con λ_L , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.8.

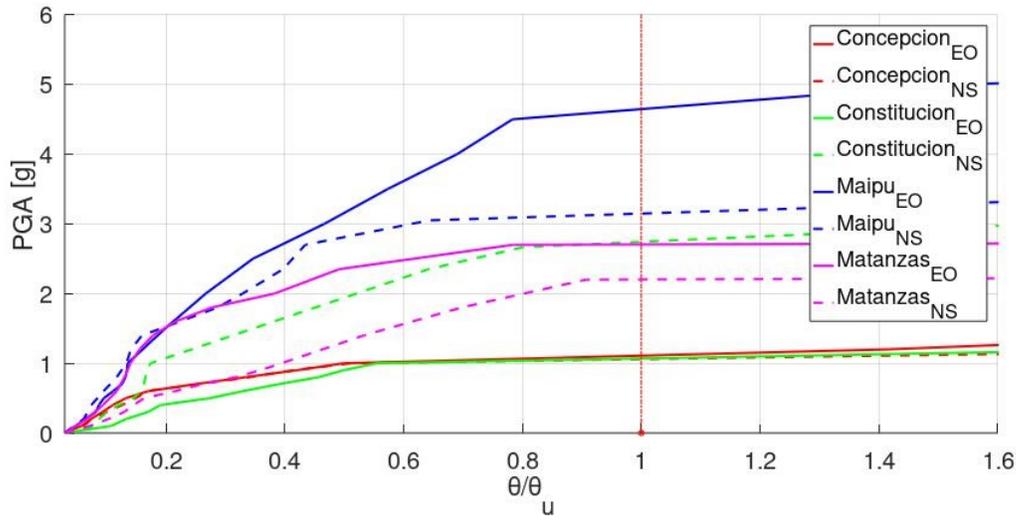


Figura 4.43: Curvas IDA máxima rotación última marco intermedio aislación FPS λ_L

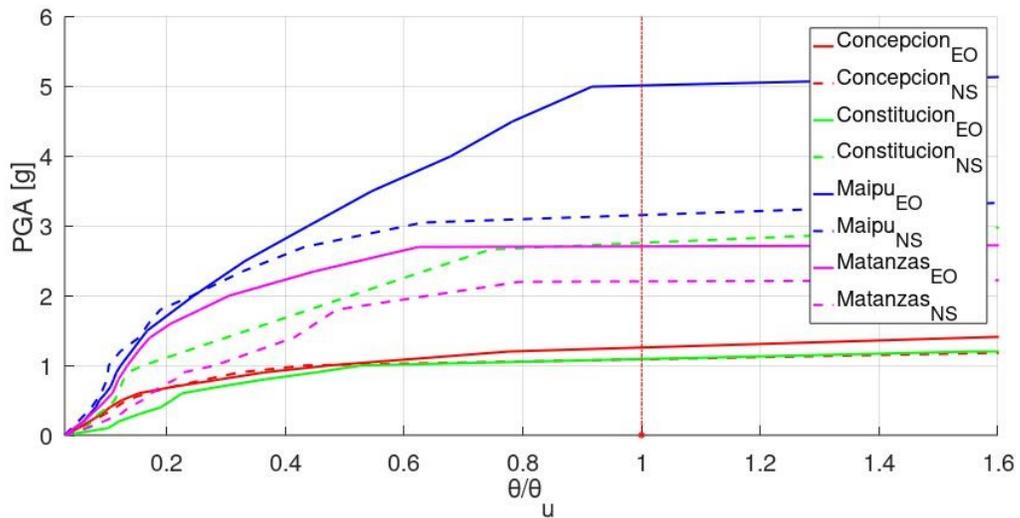


Figura 4.44: Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco intermedio aislación FPS λ_L

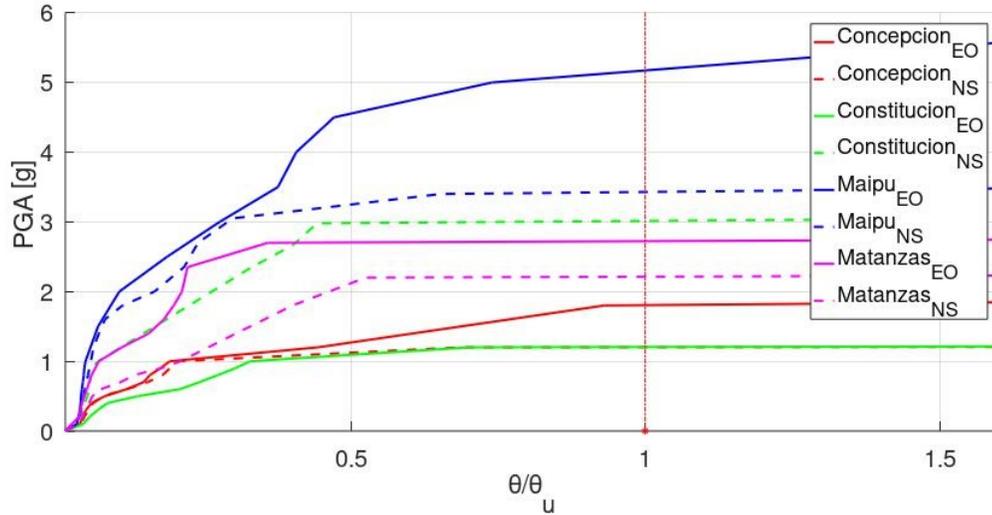


Figura 4.45: Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco intermedio aislación FPS λ_L

4.1.3. Curvas IDA marco intermedio Sistema de aislación HDR

- **Propiedades Modificadas con λ_U**

En las figuras 4.46, 4.47 y 4.48 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fisura. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fisura para el marco intermedio con un sistema de aisladores HDR modificados con λ_U , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.9.

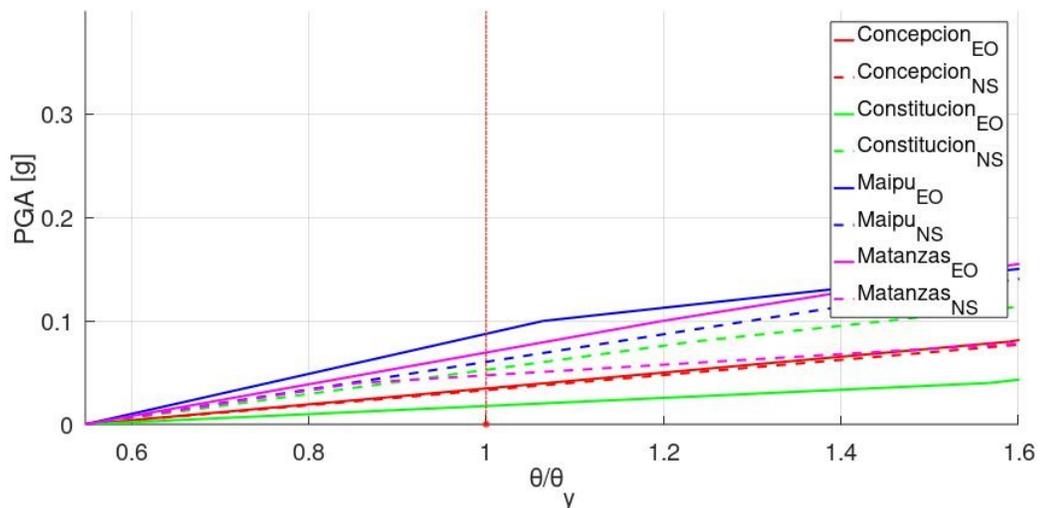


Figura 4.46: Curvas IDA primera fluencia marco intermedio aislación HDR λ_U

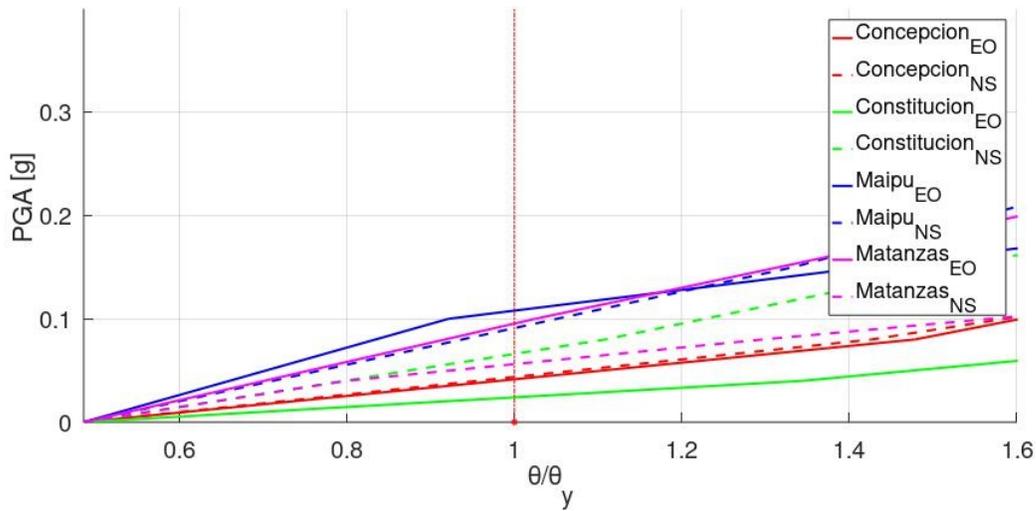


Figura 4.47: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco intermedio aislación HDR λ_U

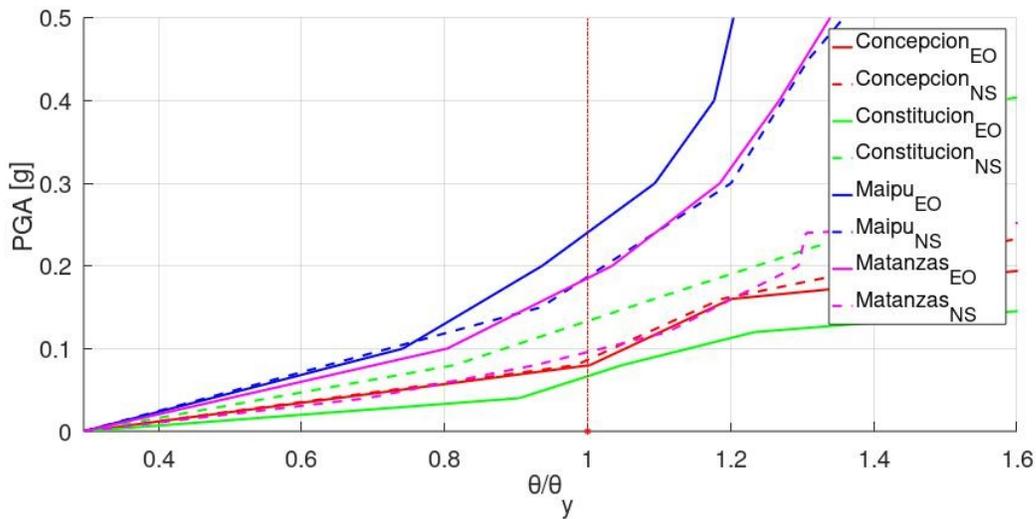


Figura 4.48: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco intermedio aislación HDR λ_U

En las figuras 4.49, 4.50 y 4.51 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fluencia. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fluencia para el marco intermedio con un sistema de aisladores HDR modificados con λ_U , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.9.

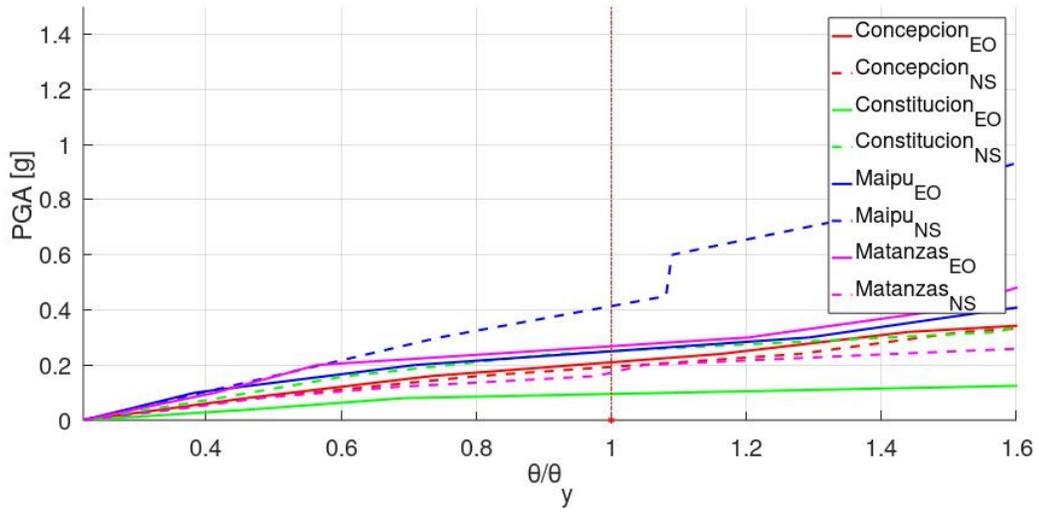


Figura 4.49: Curvas IDA primera fluencia marco intermedio aislación HDR λ_U

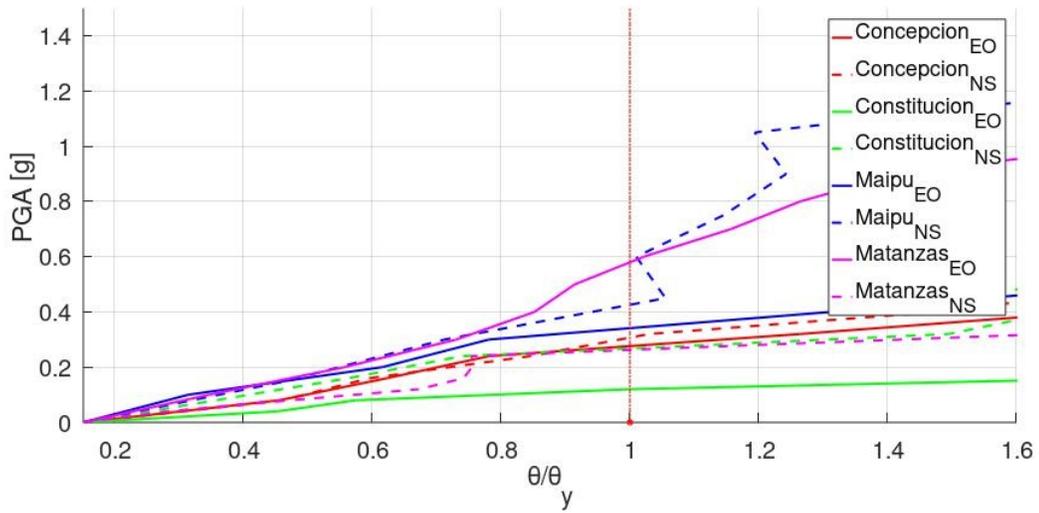


Figura 4.50: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco intermedio aislación HDR λ_U

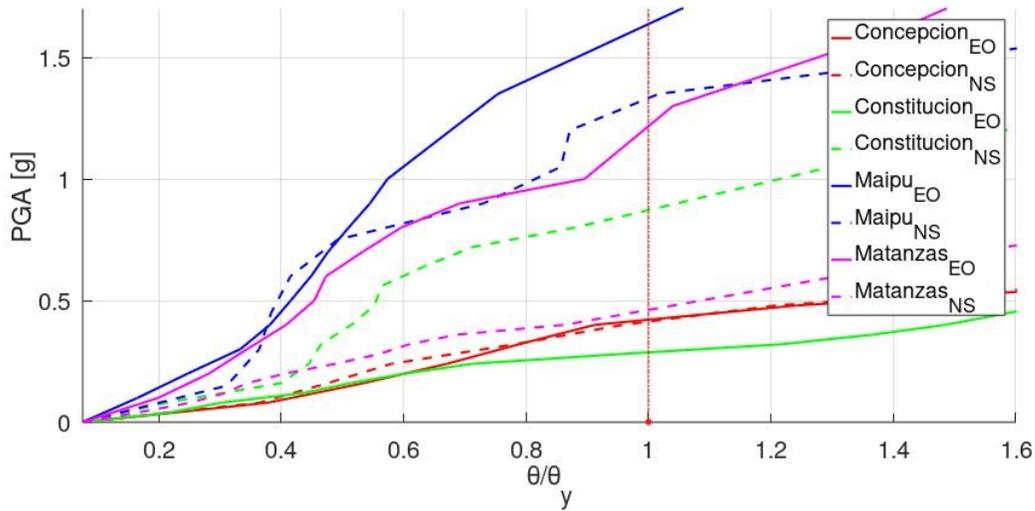


Figura 4.51: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco intermedio aislación HDR λ_U

En las figuras 4.52, 4.53 y 4.54 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación última. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de última para el marco intermedio con un sistema de aisladores HDR modificados con λ_U , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.9.

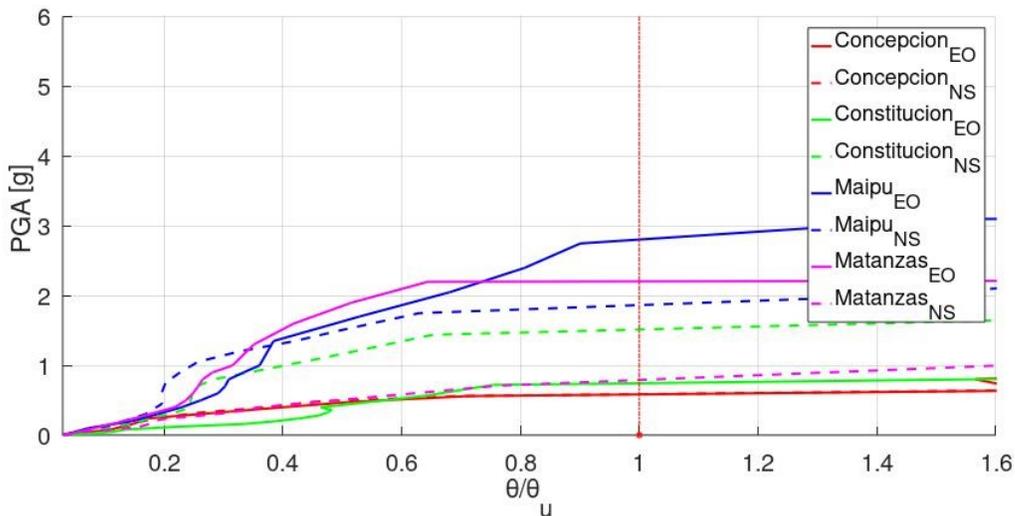


Figura 4.52: Curvas IDA máxima rotación última marco intermedio aislación HDR λ_U

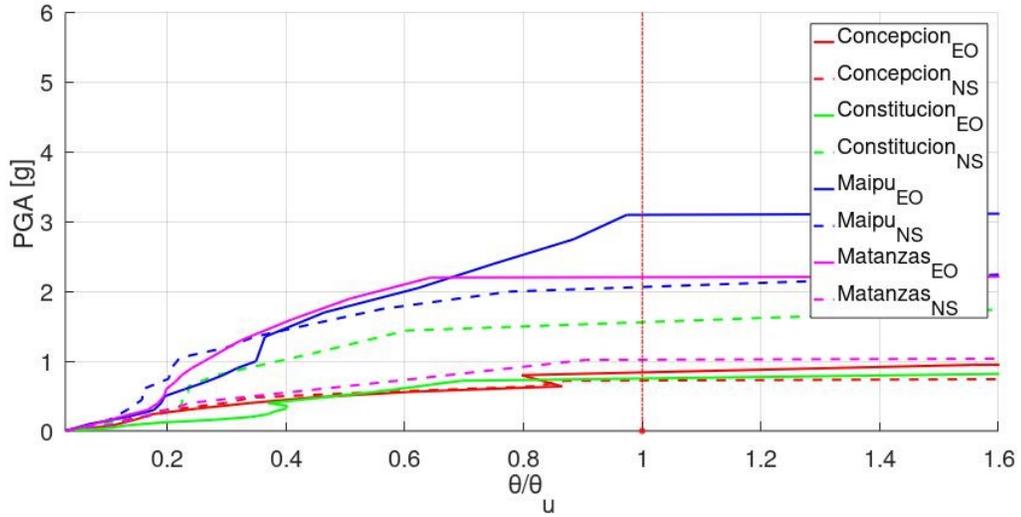


Figura 4.53: Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco intermedio aislación HDR λ_U

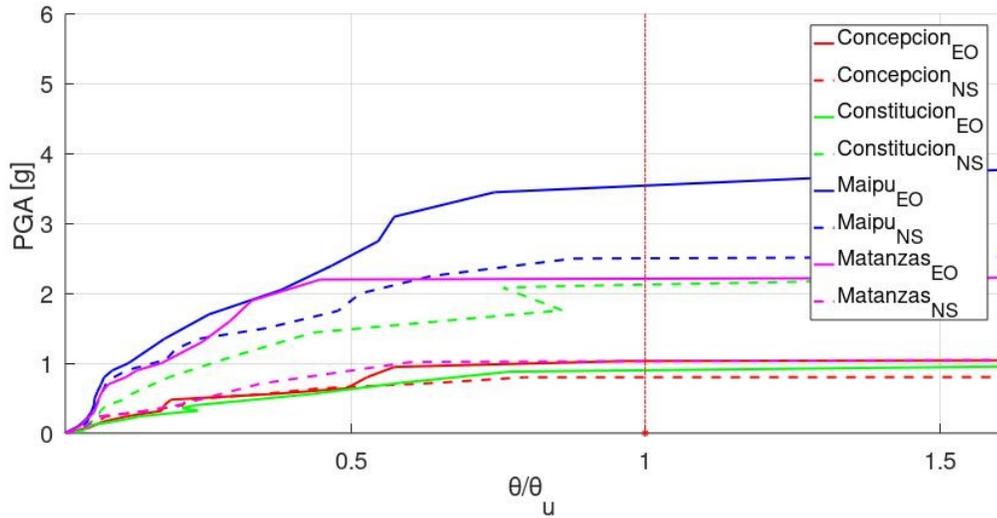


Figura 4.54: Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco intermedio aislación HDR λ_U

- **Propiedades Modificadas con λ_L**

En las figuras 4.55, 4.56 y 4.57 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fisura. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fisura para el marco intermedio con un sistema de aisladores HDR modificados con λ_L , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.9.

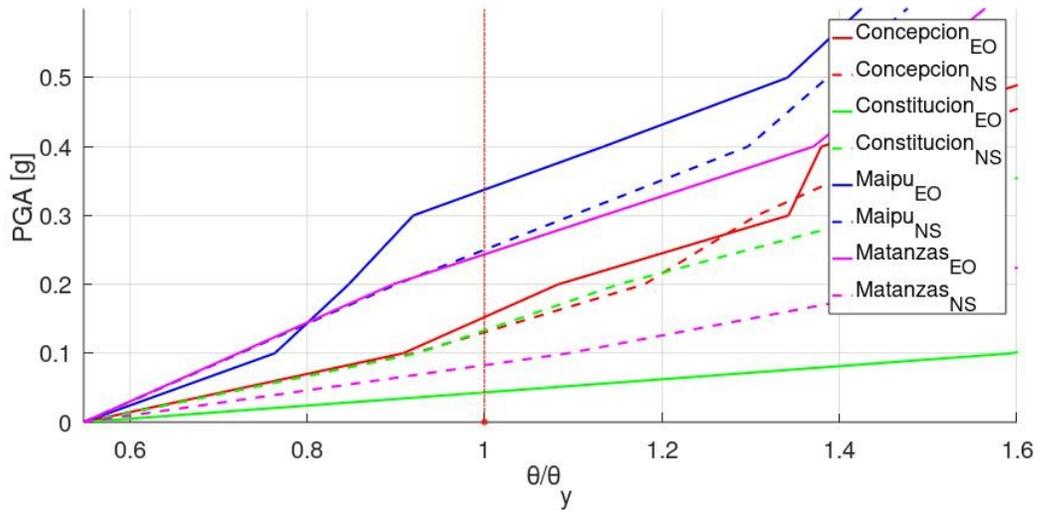


Figura 4.55: Curvas IDA primera fluencia marco intermedio aislación HDR λ_L

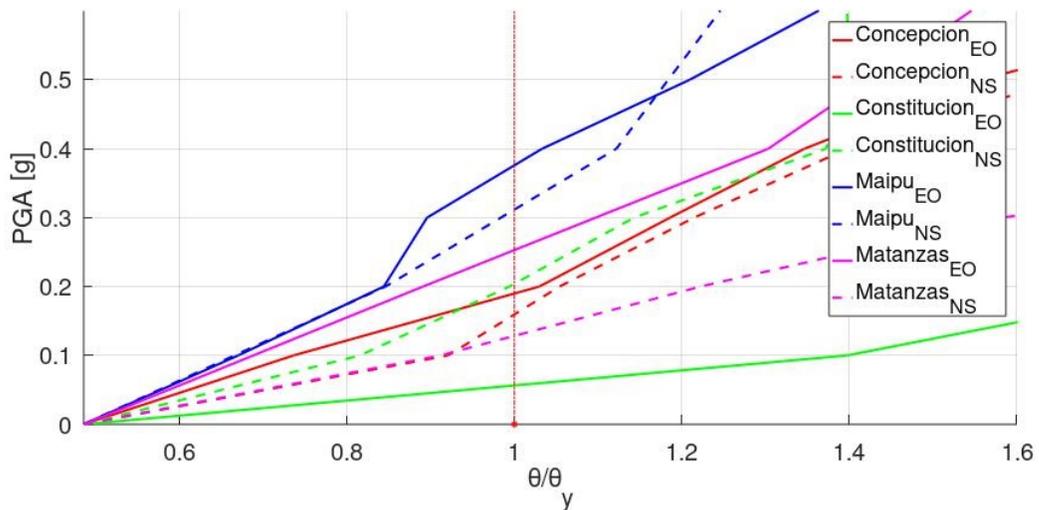


Figura 4.56: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco intermedio aislación HDR λ_L

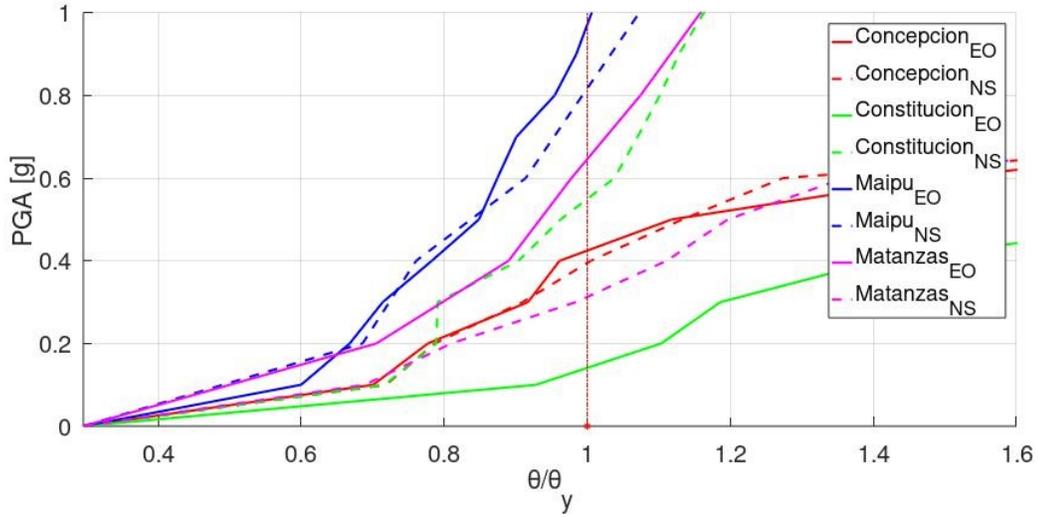


Figura 4.57: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco intermedio aislación HDR λ_L

En las figuras 4.58, 4.59 y 4.60 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fluencia. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fluencia para el marco intermedio con un sistema de aisladores HDR modificados con λ_L , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.9.

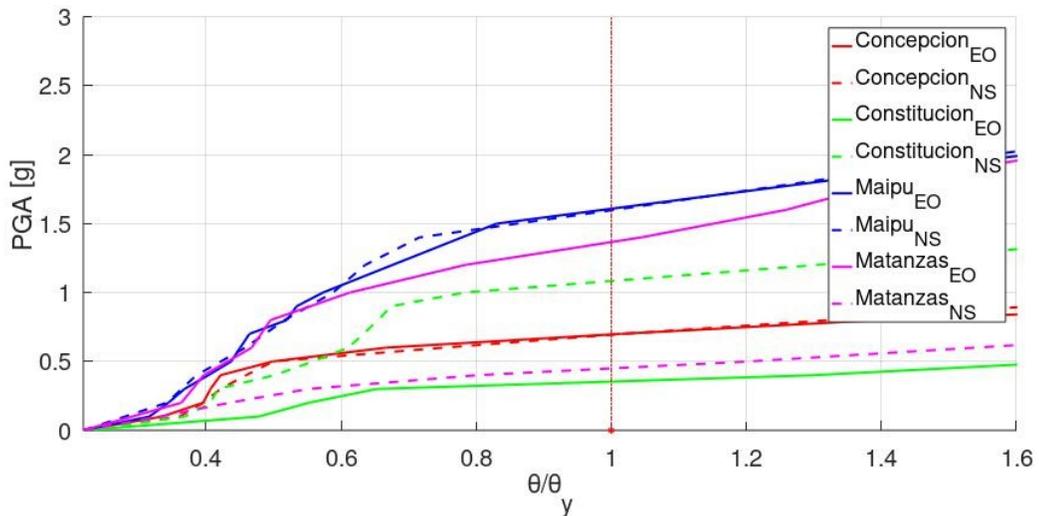


Figura 4.58: Curvas IDA primera fluencia marco intermedio aislación HDR λ_L

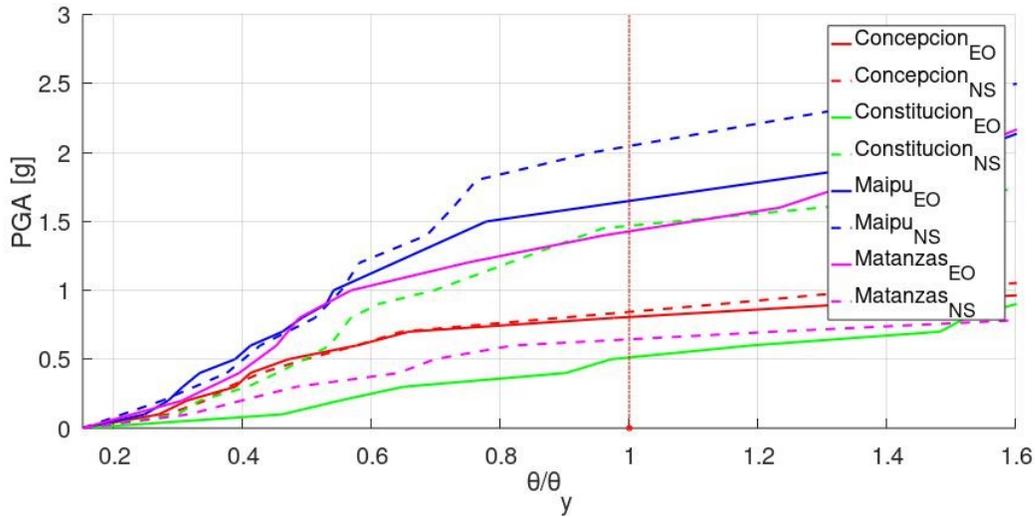


Figura 4.59: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco intermedio aislación HDR λ_L

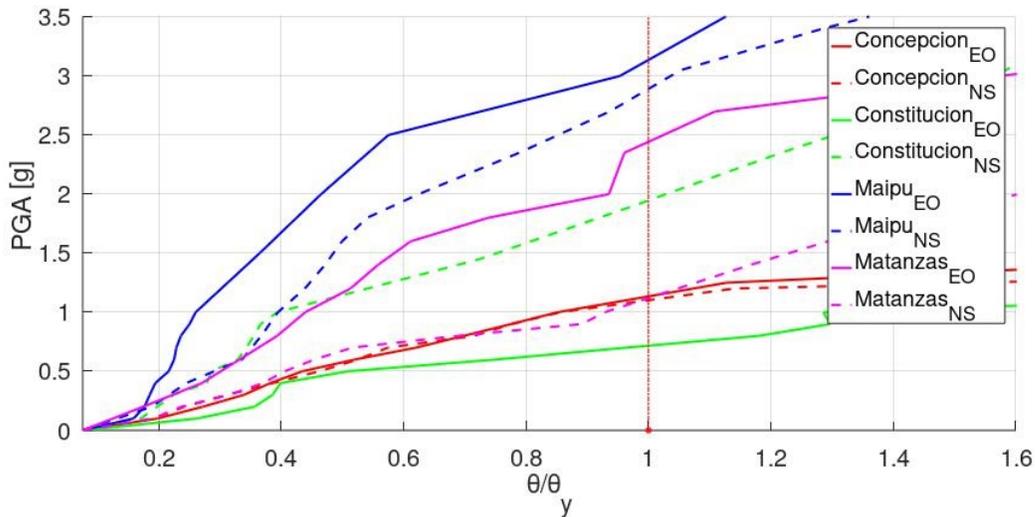


Figura 4.60: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco intermedio aislación HDR λ_L

En las figuras 4.61, 4.62 y 4.63 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación última. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de última para el marco intermedio con un sistema de aisladores HDR modificados con λ_L , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.9.

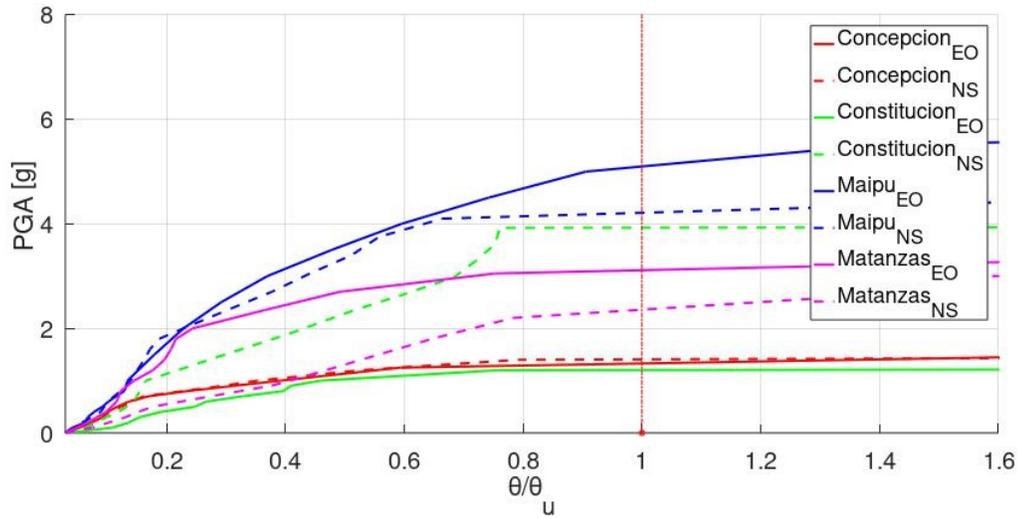


Figura 4.61: Curvas IDA máxima rotación última marco intermedio aislación HDR λ_L

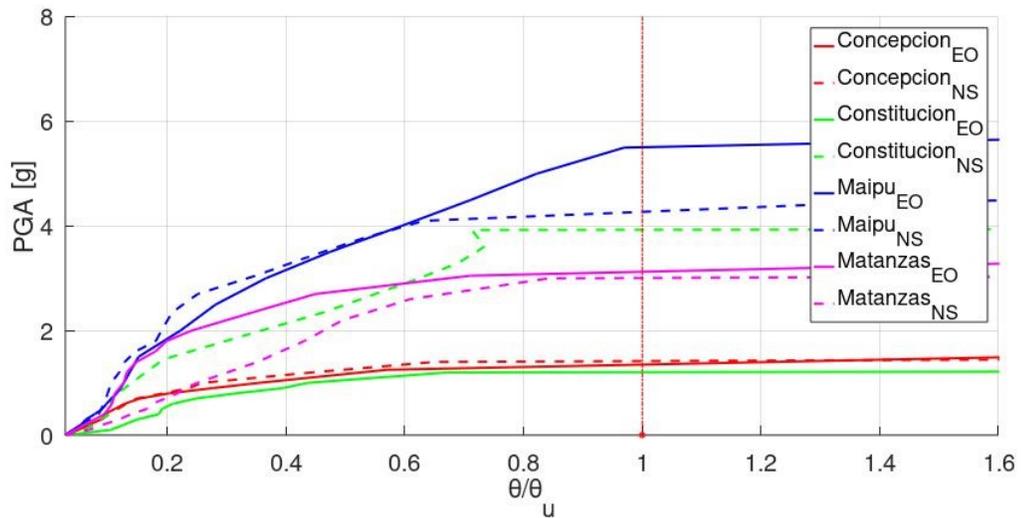


Figura 4.62: Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco intermedio aislación HDR λ_L

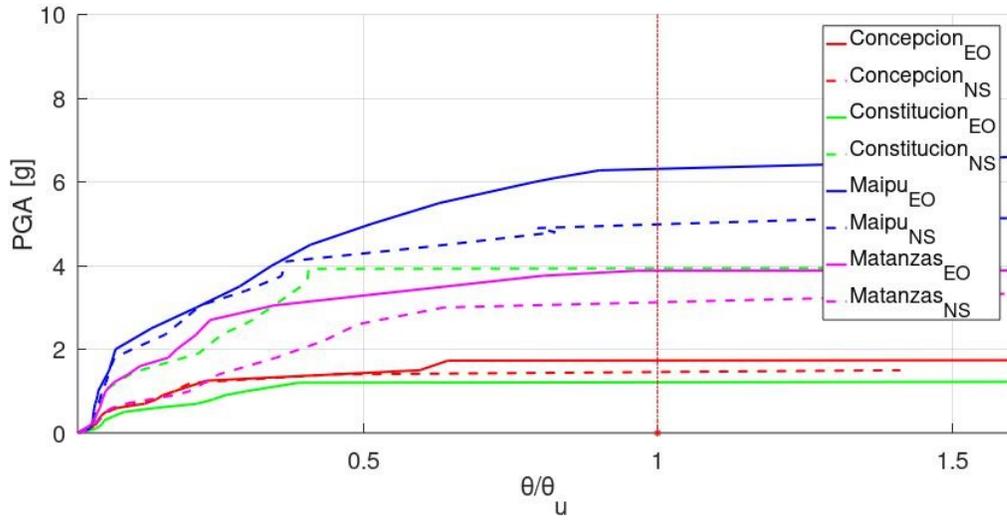


Figura 4.63: Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco intermedio aislación HDR λ_L

4.1.4. Curvas IDA marco especial Sistema de aislación LRB+RB

- **Propiedades Nominales**

En las figuras 4.64, 4.65 y 4.66 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados para la rotación de fisura. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fisura para el marco especial con un sistema de aisladores LRB y RB, cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.5.

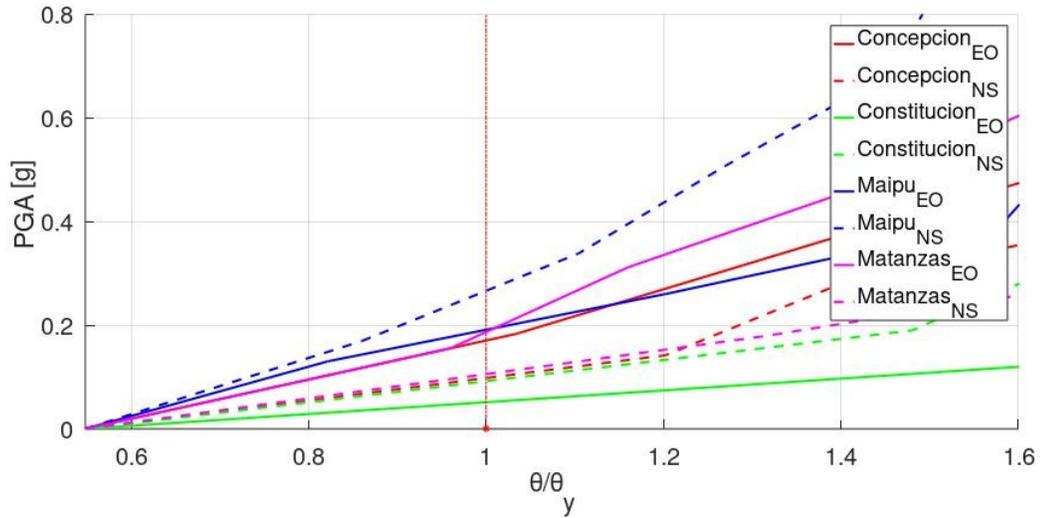


Figura 4.64: Curvas IDA rotación de primera fisura marco especial aislación LRB+RB nominal

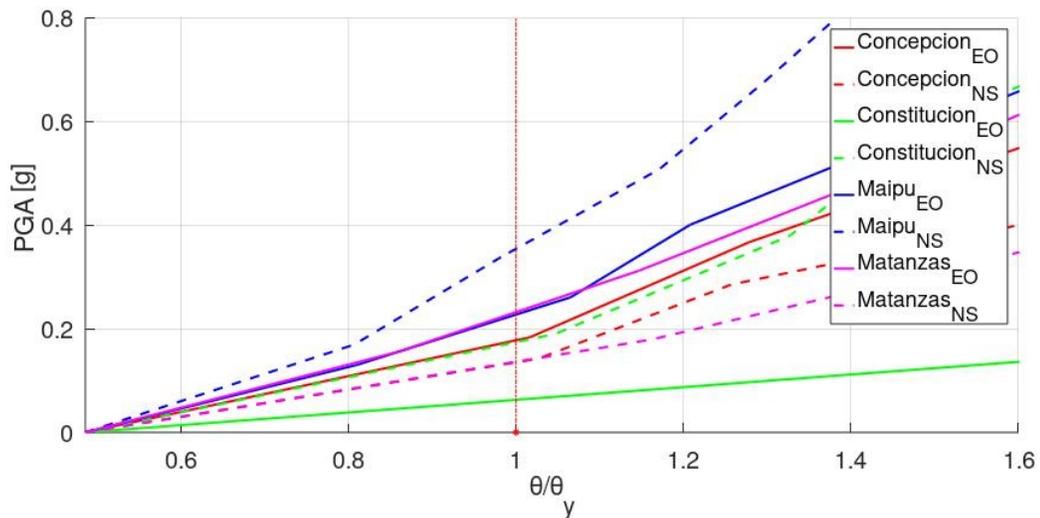


Figura 4.65: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco especial aislación LRB+RB nominal

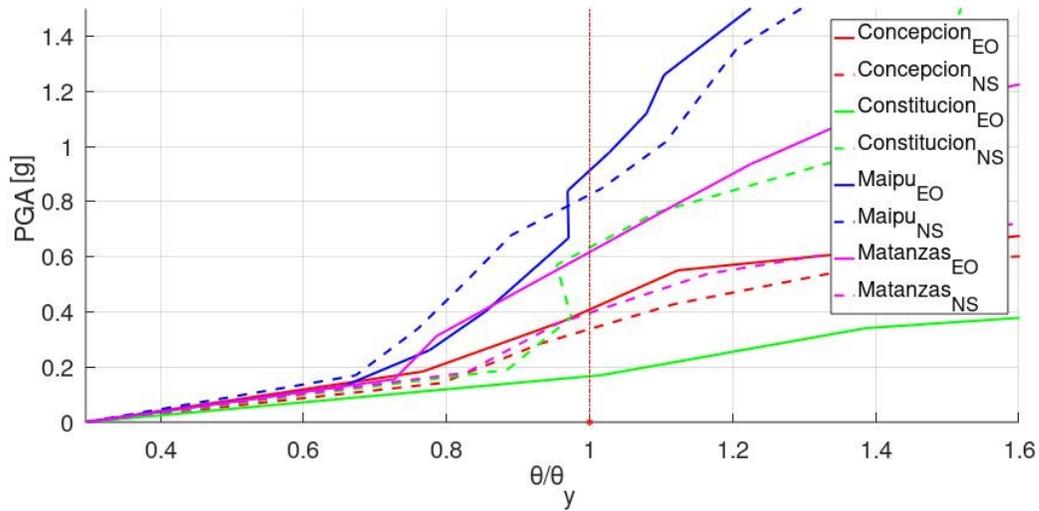


Figura 4.66: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco especial aislación LRB+RB nominal

En las figuras 4.67, 4.68 y 4.69 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fluencia. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fluencia para el marco Especial con un sistema de aisladores LRB y RB, cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.5.

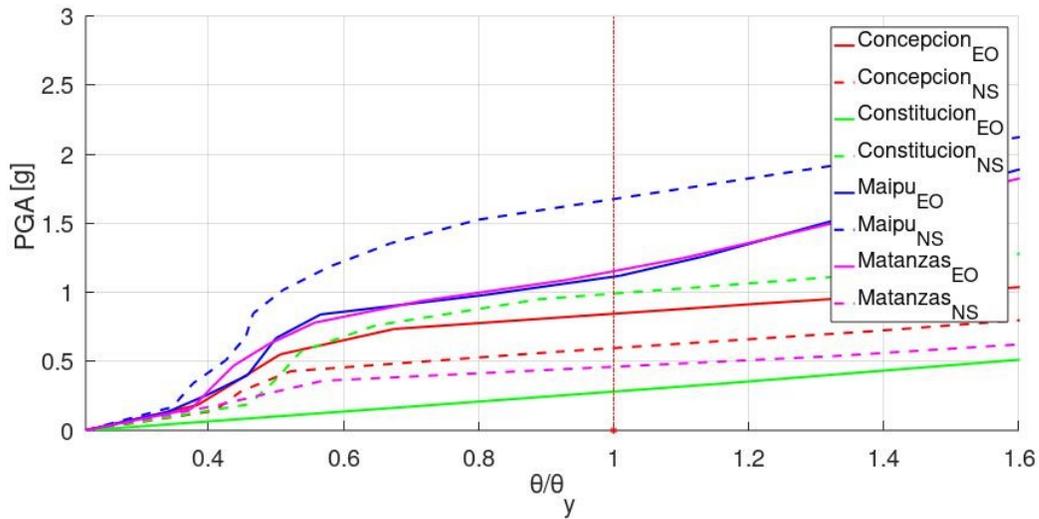


Figura 4.67: Curvas IDA primera rotación de fluencia marco especial aislación LRB+RB nominal

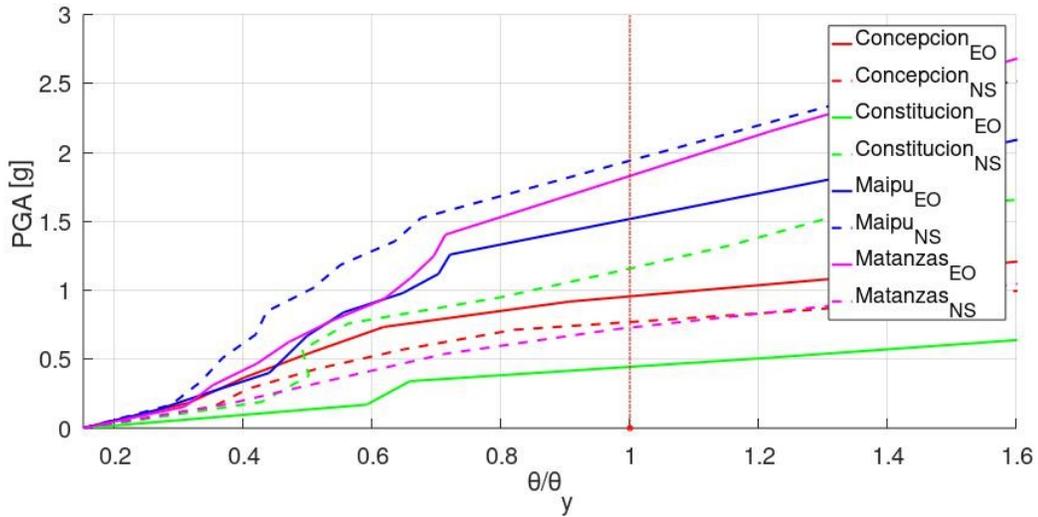


Figura 4.68: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco especial aislación LRB+RB nominal

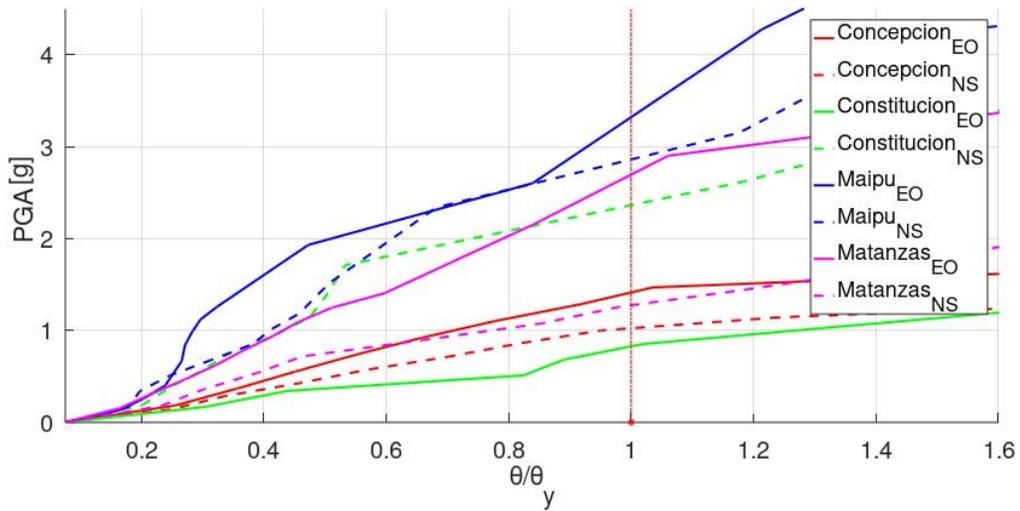


Figura 4.69: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco especial aislación LRB+RB nominal

En las figuras 4.70, 4.71 y 4.72 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación última. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación última para el marco Especial con un sistema de aisladores LRB y RB, cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.5.

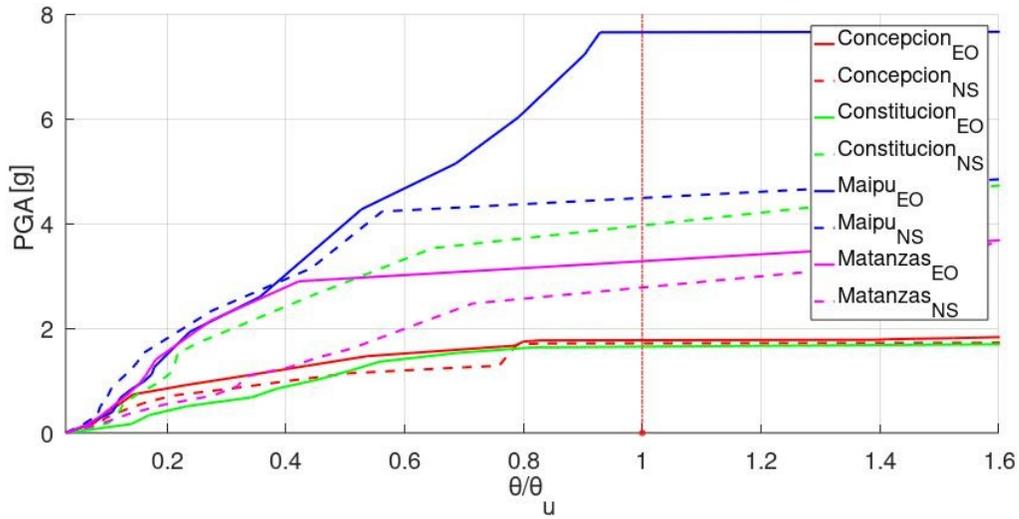


Figura 4.70: Curvas IDA máxima rotación última marco especial aislación LRB+RB nominal

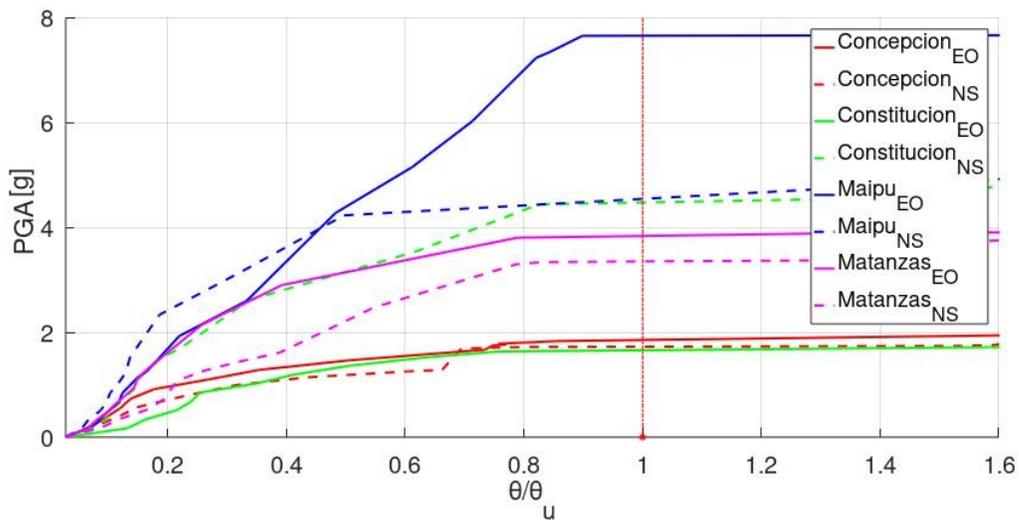


Figura 4.71: Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco especial aislación LRB+RB nominal

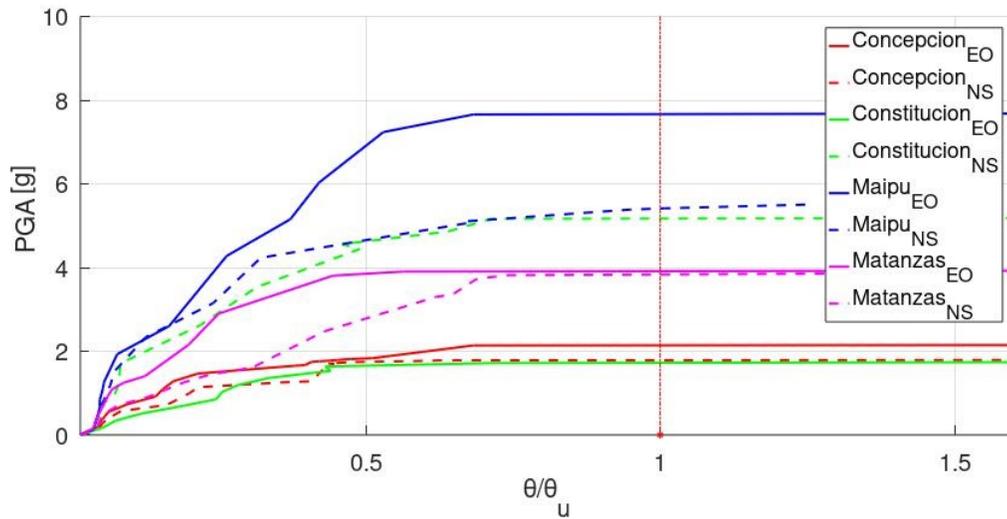


Figura 4.72: Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco especial aislación LRB+RB nominal

- **Propiedades Modificadas con λ_U**

En las figuras 4.73, 4.74 y 4.75 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fisura. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fisura para el marco Especial con un sistema de aisladores LRB y RB modificados con λ_U , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.6.

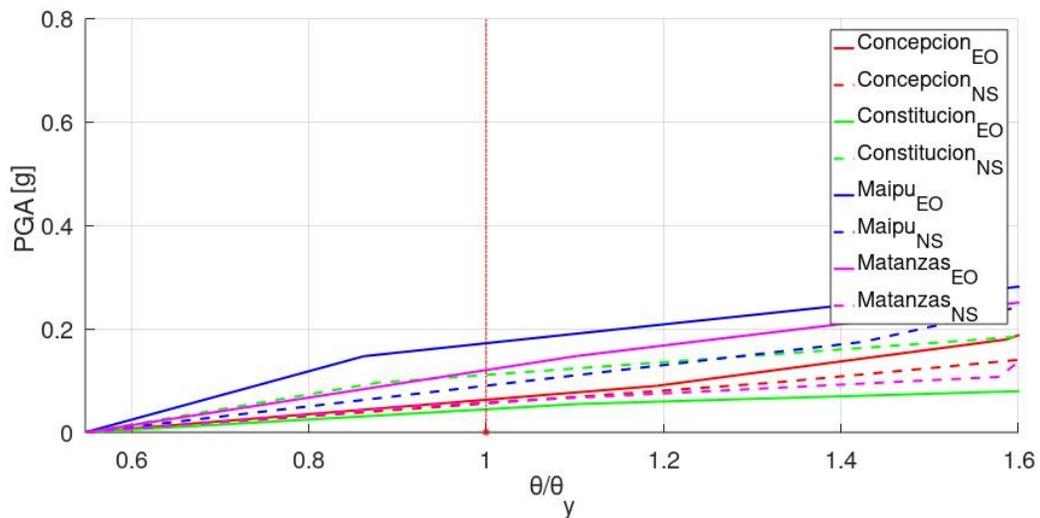


Figura 4.73: Curvas IDA rotación de primera fisura marco especial aislación LRB+RB λ_U

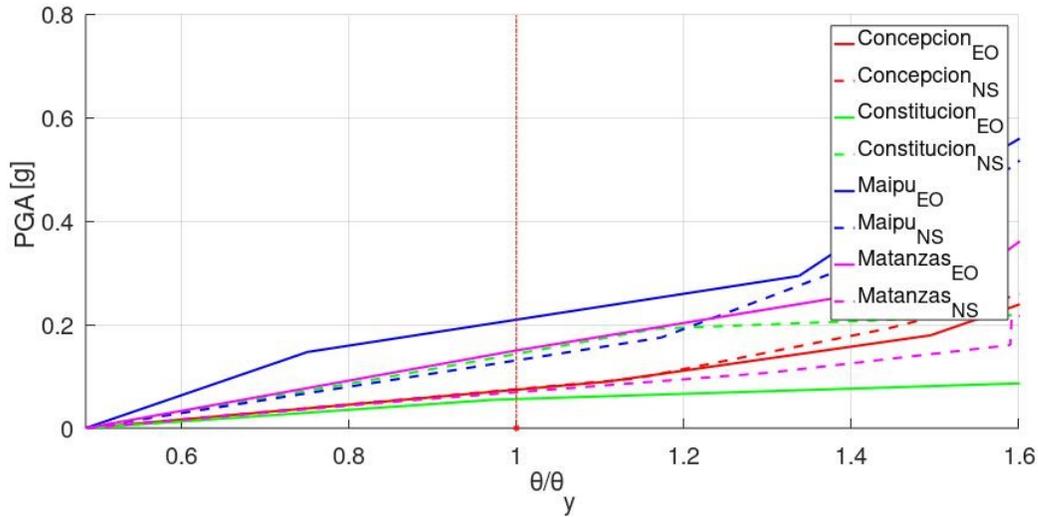


Figura 4.74: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco especial aislación LRB+RB λ_U

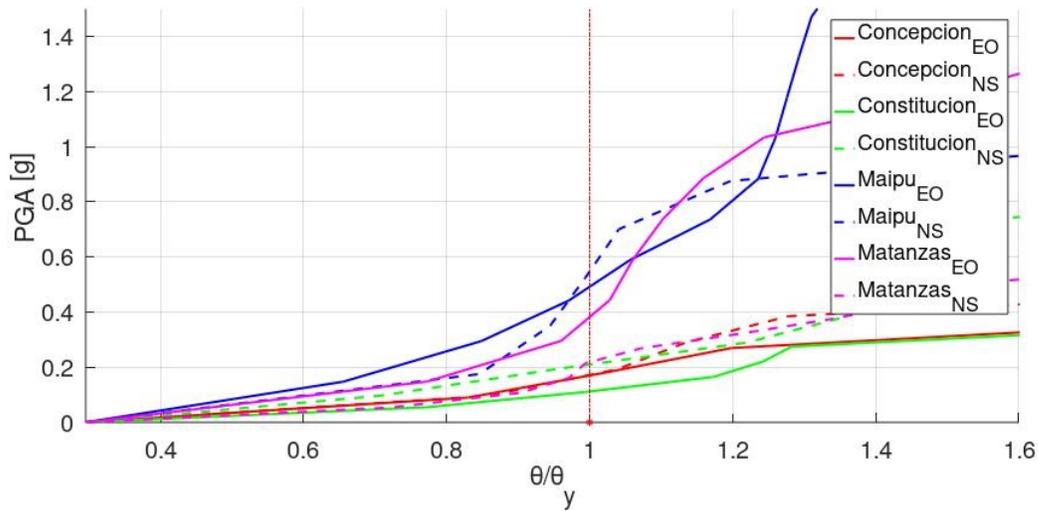


Figura 4.75: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco especial aislación LRB+RB λ_U

En las figuras 4.76, 4.77 y 4.78 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fluencia. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fluencia para el marco Especial con un sistema de aisladores LRB y RB modificados con λ_U , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.6.

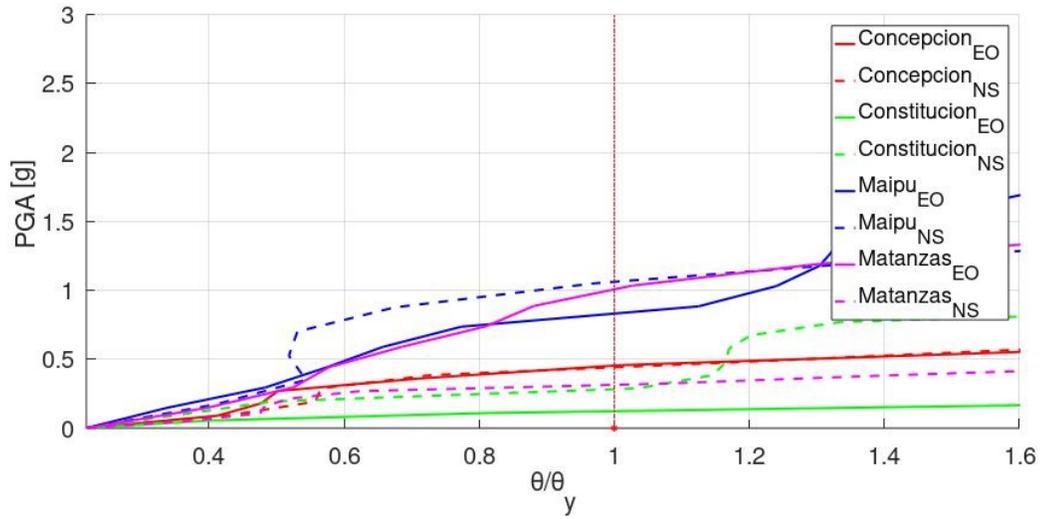


Figura 4.76: Curvas IDA primera rotación de fluencia marco especial aislación LRB+RB λ_U

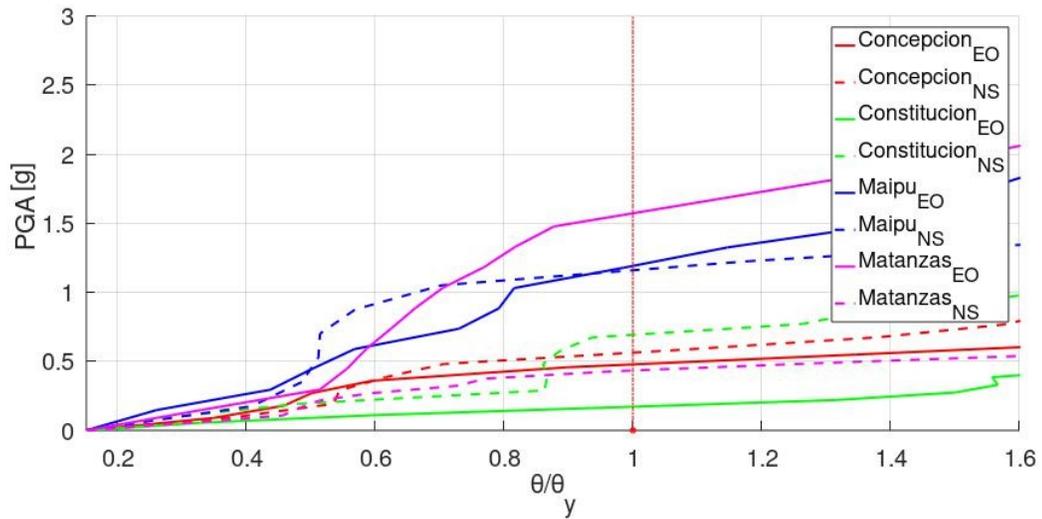


Figura 4.77: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco especial aislación LRB+RB λ_U

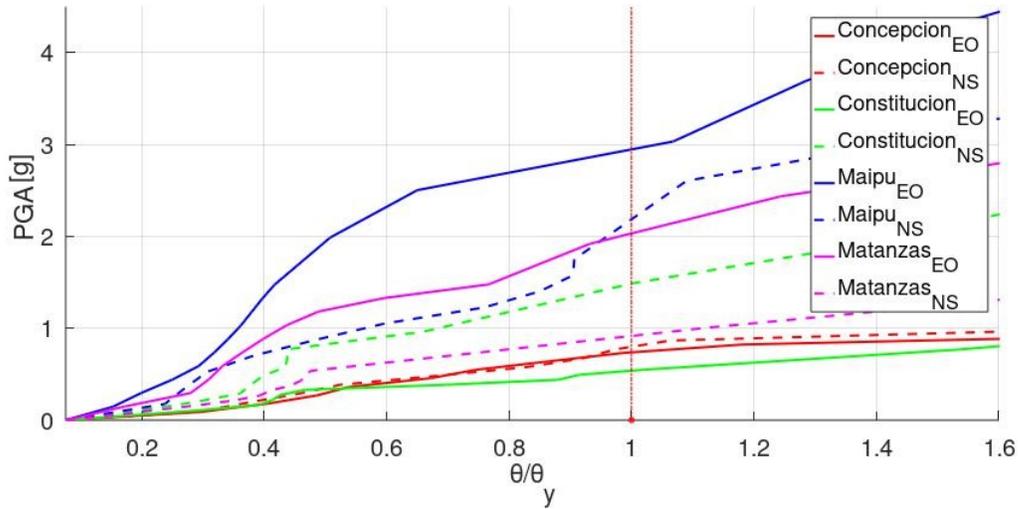


Figura 4.78: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco especial aislación LRB+RB λ_U

En las figuras 4.79, 4.80 y 4.81 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación última. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de última para el marco Especial con un sistema de aisladores LRB y RB modificados con λ_U , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.6.

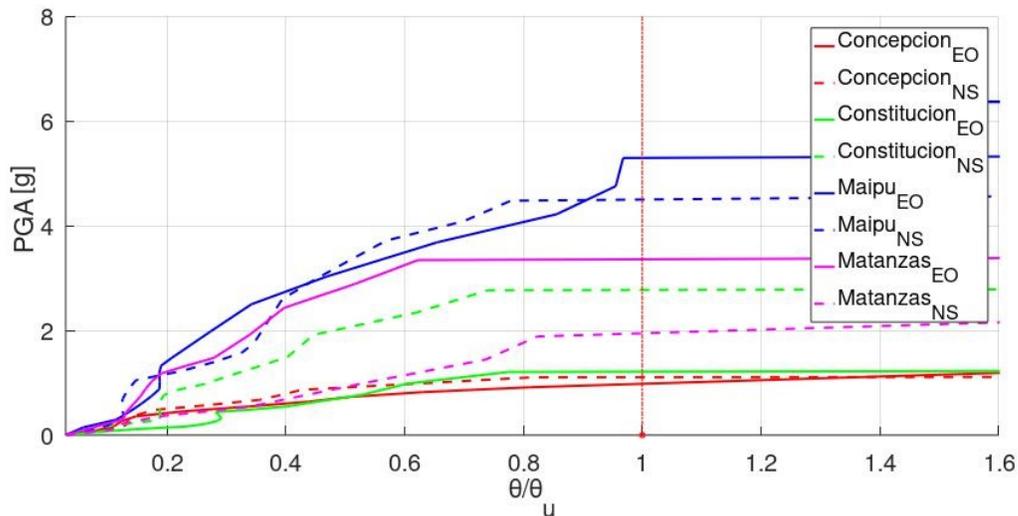


Figura 4.79: Curvas IDA máxima rotación última marco especial aislación LRB+RB λ_U

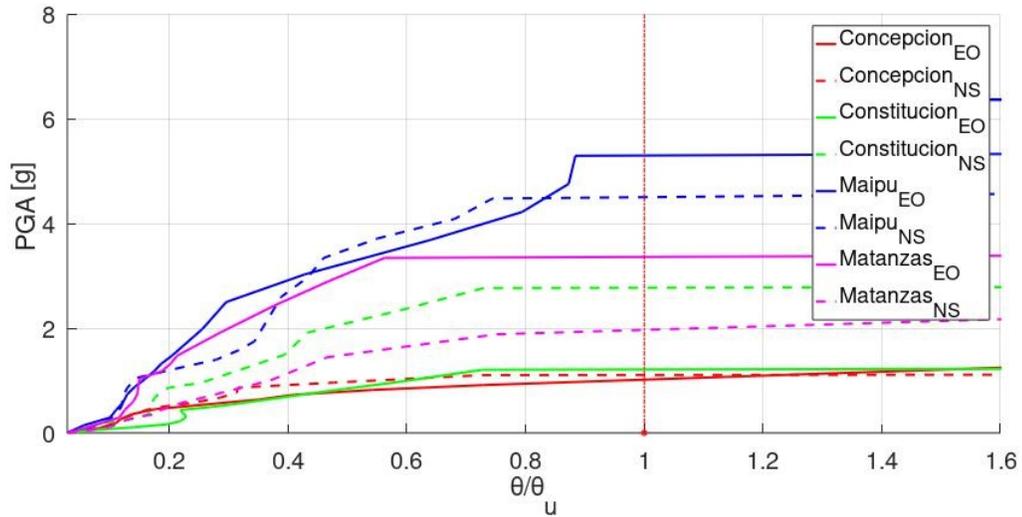


Figura 4.80: Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco especial aislación LRB+RB λ_U

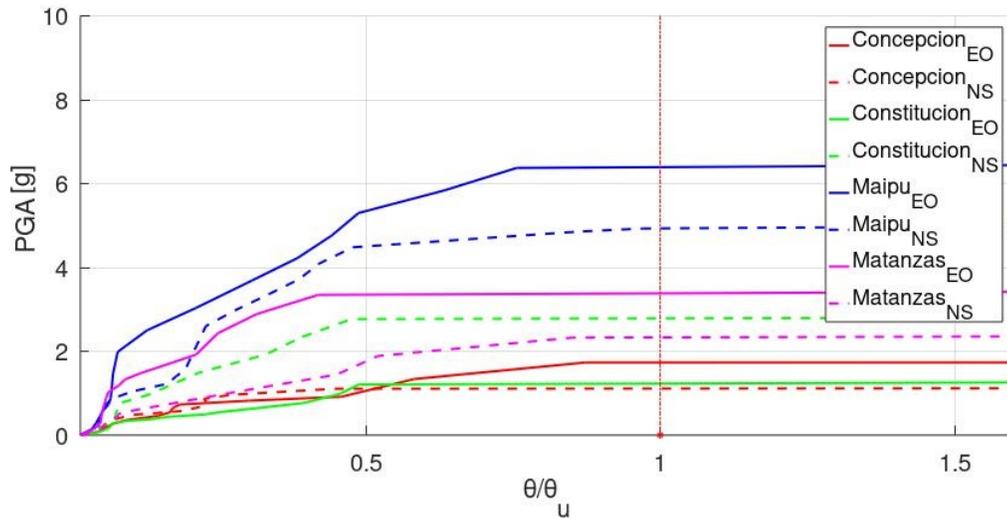


Figura 4.81: Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco especial aislación LRB+RB λ_U

- **Propiedades Modificadas con λ_L**

En las figuras 4.82, 4.83 y 4.84 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fisura. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fisura para el marco Especial con un sistema de aisladores LRB y RB modificados con λ_L , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.6.

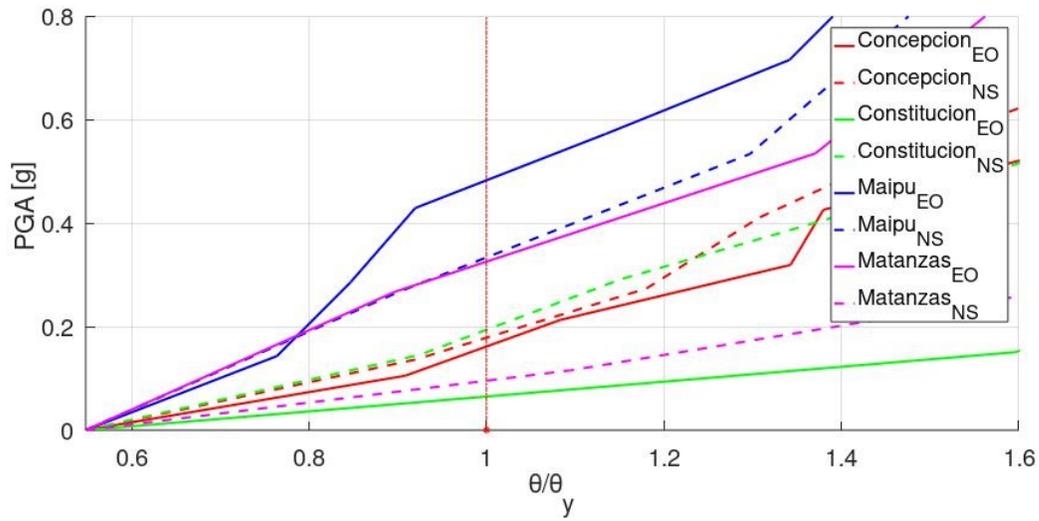


Figura 4.82: Curvas IDA rotación de primera fisura marco especial aislación LRB+RB λ_L

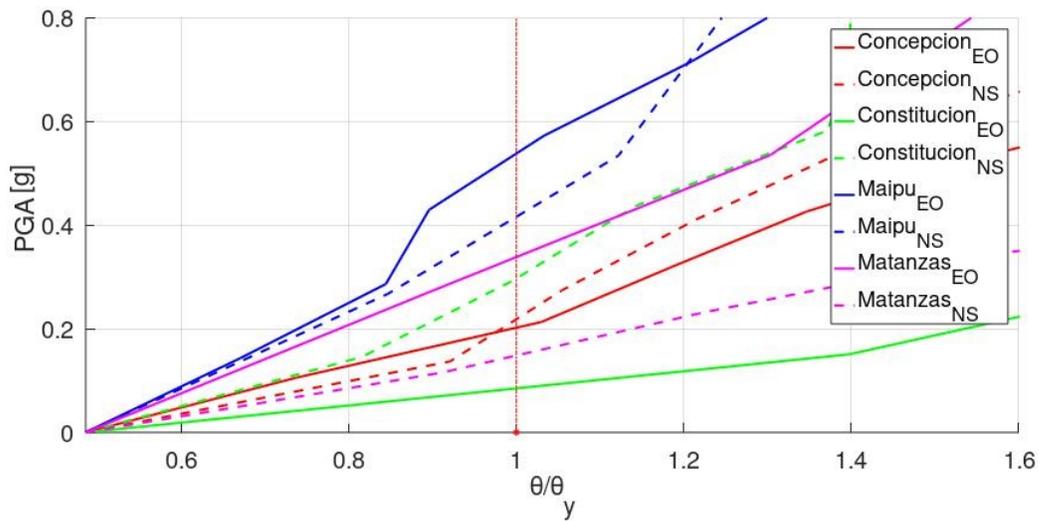


Figura 4.83: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco especial aislación LRB+RB λ_L

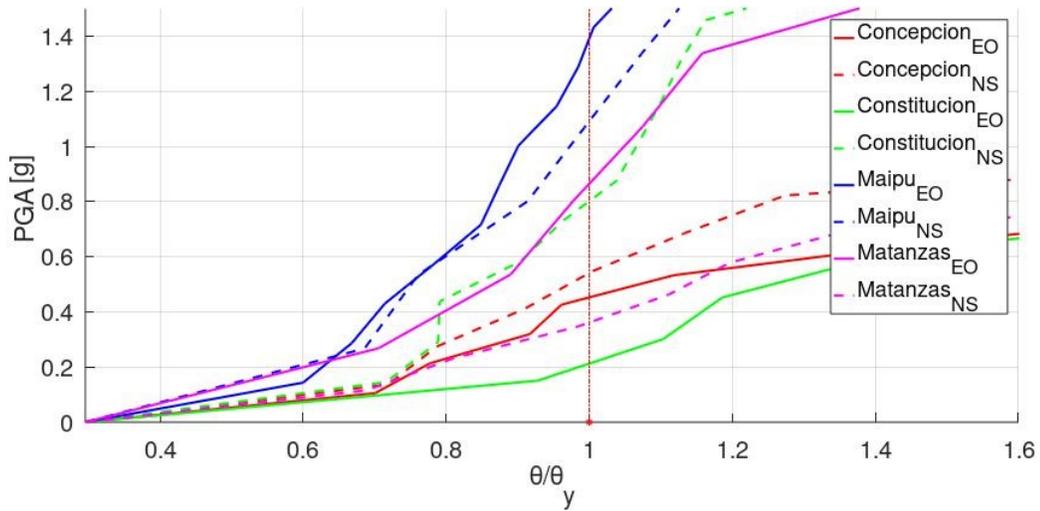


Figura 4.84: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco especial aislación LRB+RB λ_L

En las figuras 4.85, 4.86 y 4.87 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fluencia. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fluencia para el marco Especial con un sistema de aisladores LRB y RB modificados con λ_L , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.6.

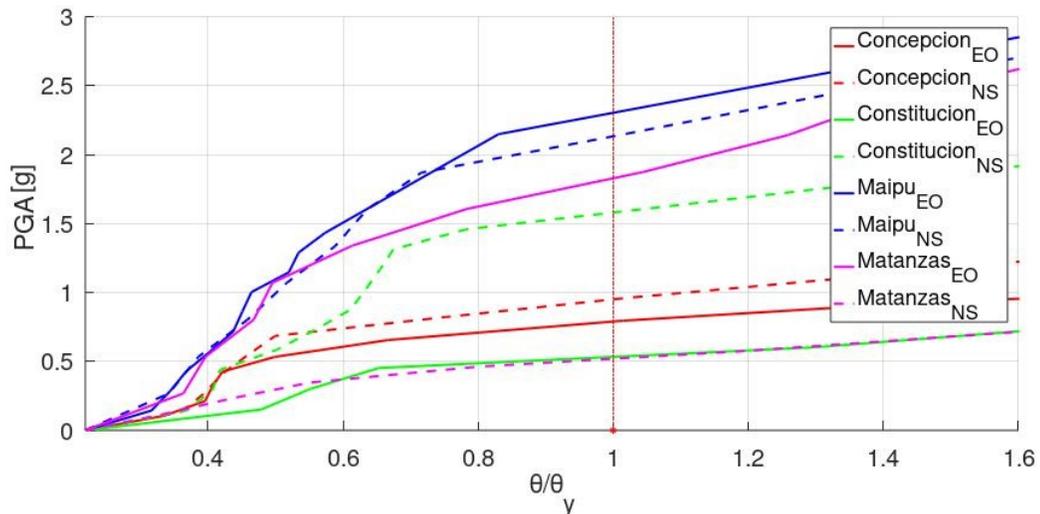


Figura 4.85: Curvas IDA primera rotación de fluencia marco especial aislación LRB+RB λ_L

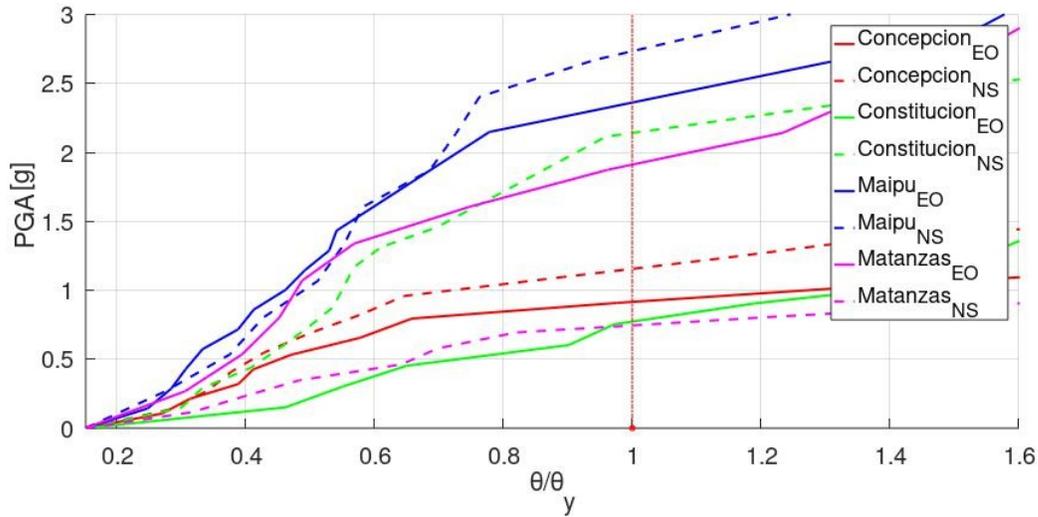


Figura 4.86: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco especial aislación LRB+RB λ_L

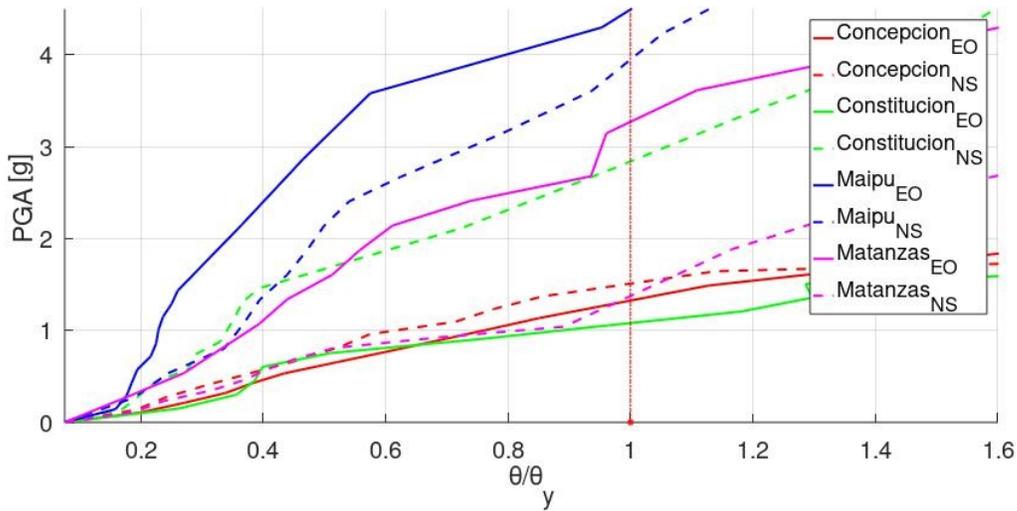


Figura 4.87: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco especial aislación LRB+RB λ_L

En las figuras 4.88, 4.89 y 4.90 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación última. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de última para el marco Especial con un sistema de aisladores LRB y RB modificados con λ_L , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.6.

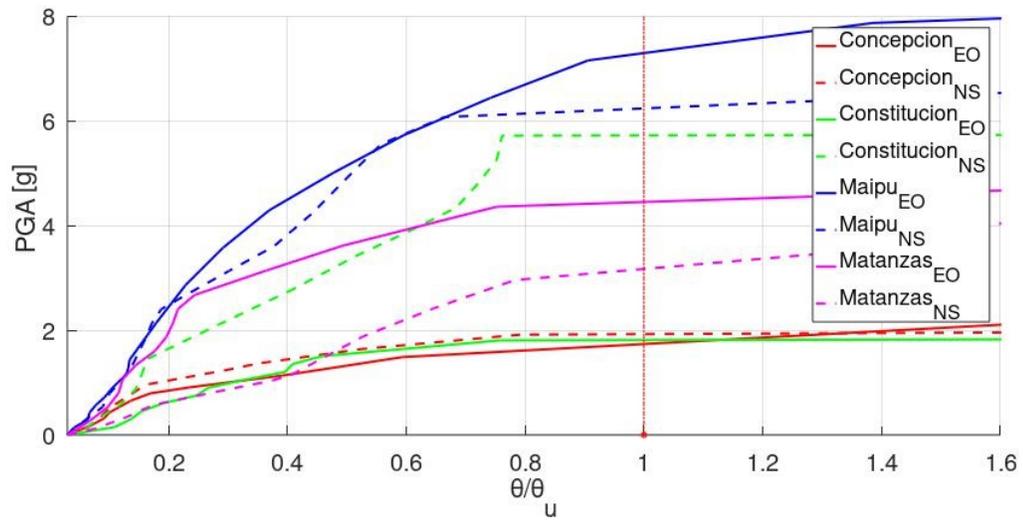


Figura 4.88: Curvas IDA máxima rotación última marco especial aislación LRB+RB λ_L

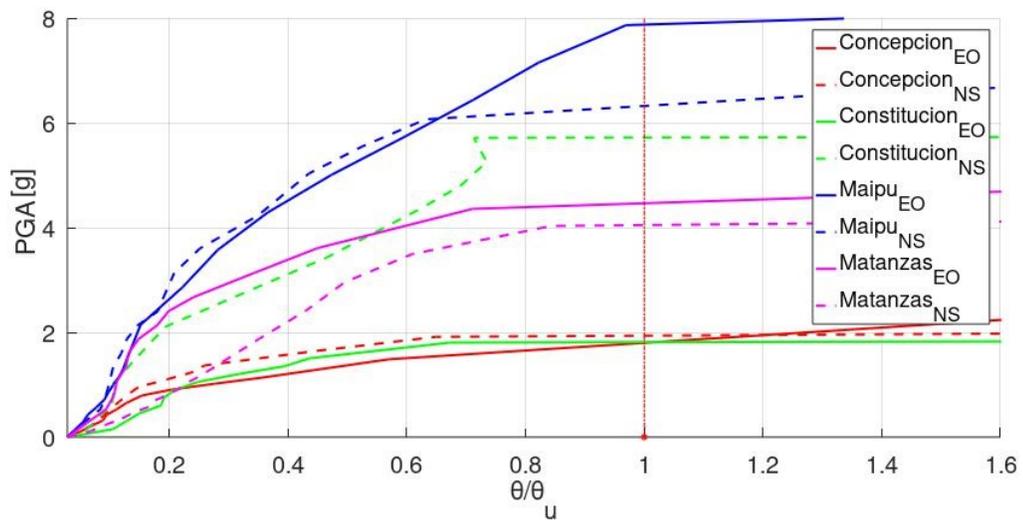


Figura 4.89: Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco especial aislación LRB+RB λ_L

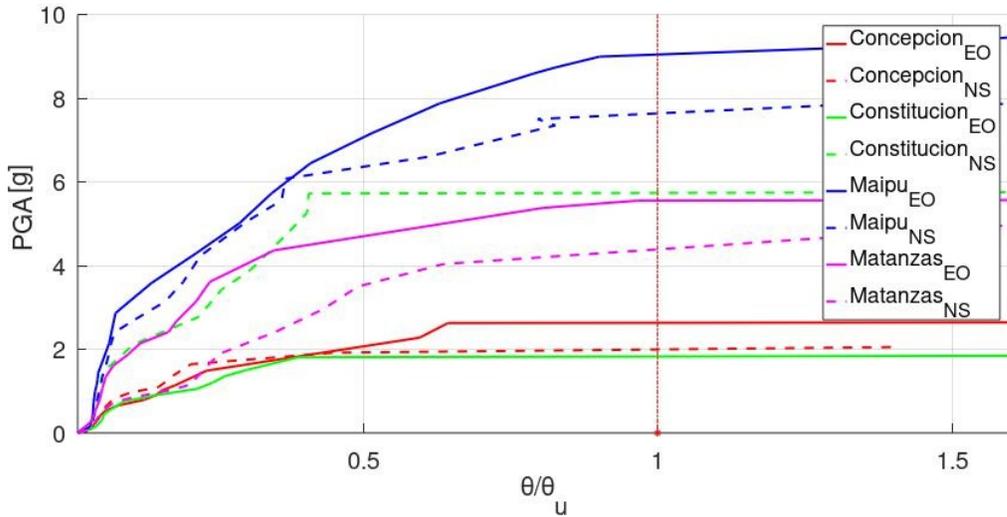


Figura 4.90: Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco especial aislación LRB+RB λ_L

4.1.5. Curvas IDA marco especial Sistema de aislación FPS

- **Propiedades Modificadas con λ_U**

En las figuras 4.91, 4.92 y 4.93 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fisura. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fisura para el marco Especial con un sistema de aisladores FPS modificados con λ_U , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.8.

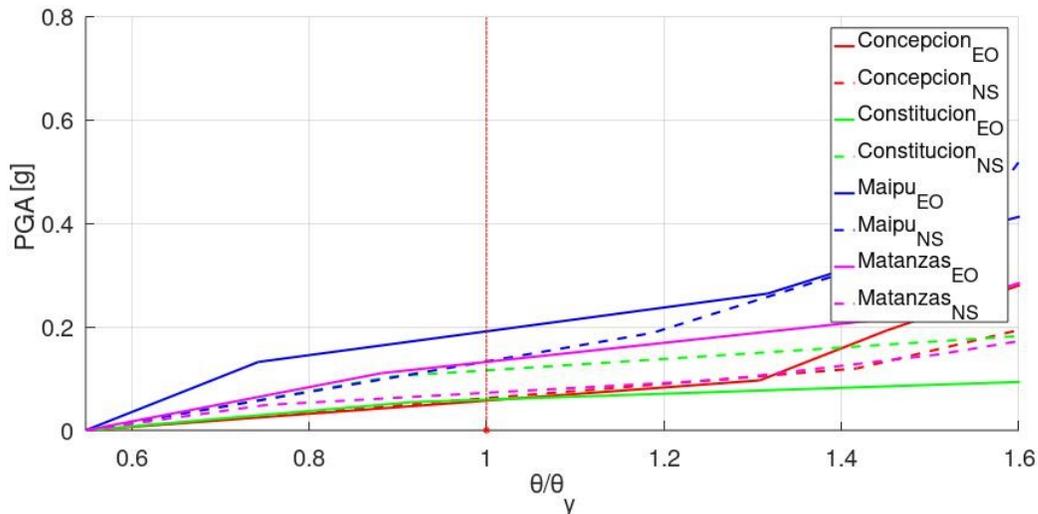


Figura 4.91: Curvas IDA primera fisura marco especial aislación FPS λ_U

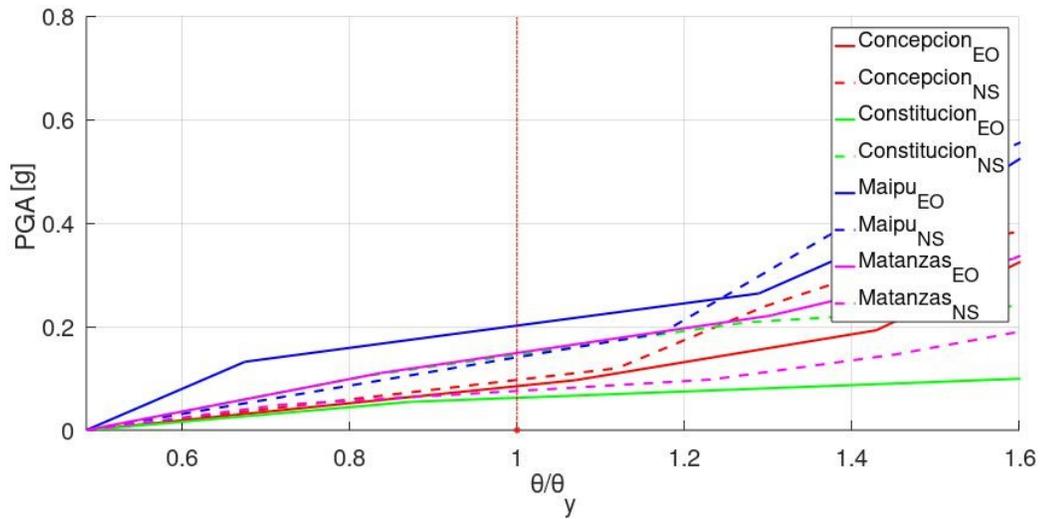


Figura 4.92: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco especial aislación FPS λ_U

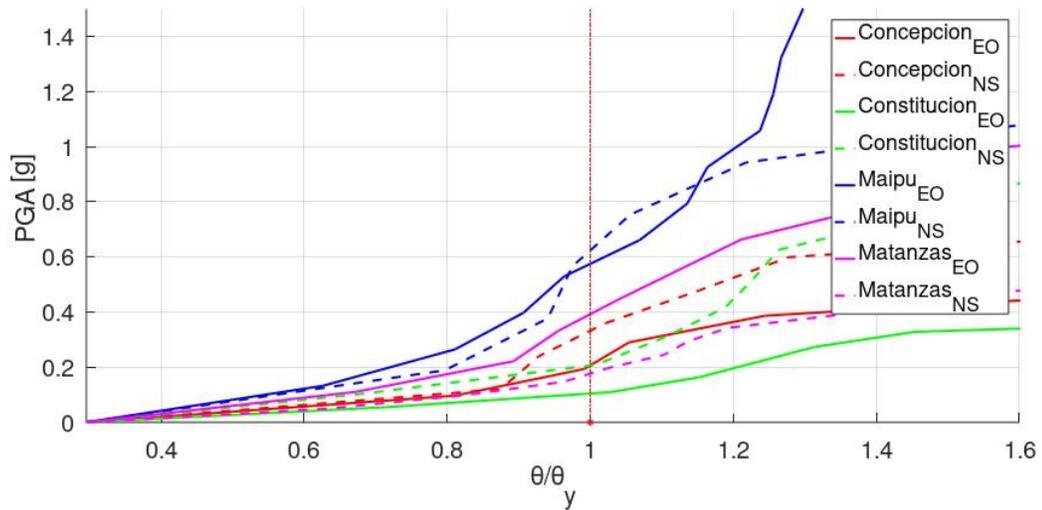


Figura 4.93: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco especial aislación FPS λ_U

En las figuras 4.94, 4.95 y 4.96 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fluencia. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fluencia para el marco Especial con un sistema de aisladores FPS modificados con λ_U , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.8.

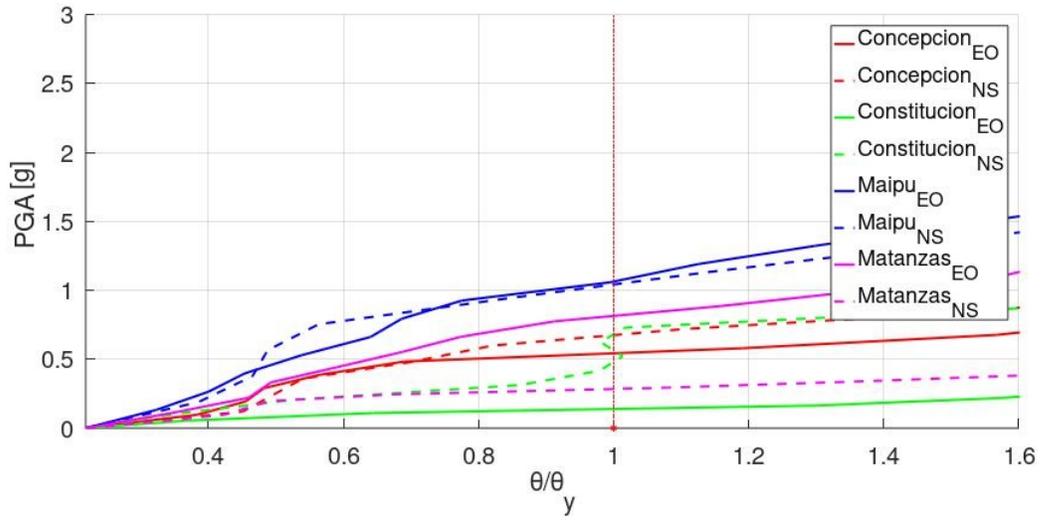


Figura 4.94: Curvas IDA primera fluencia marco especial aislación FPS λ_U

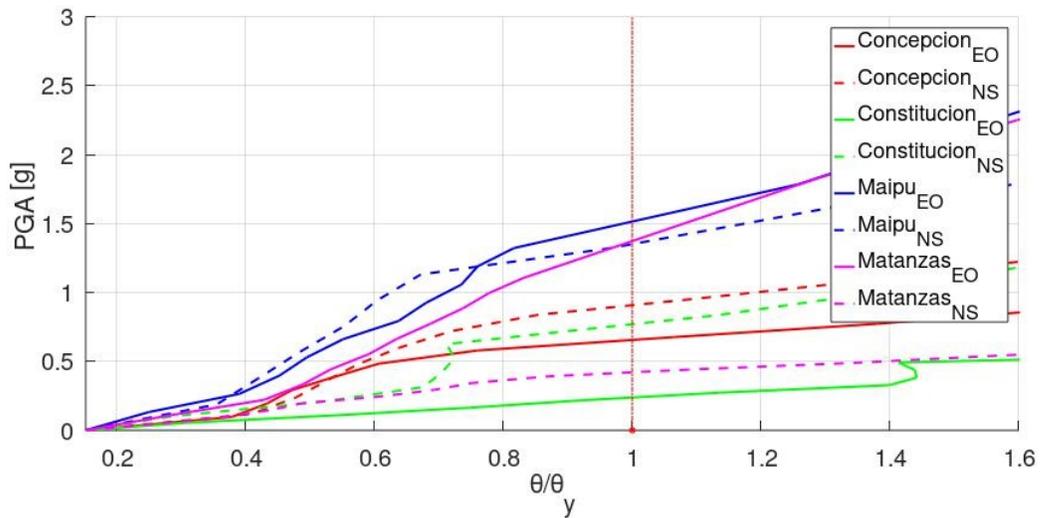


Figura 4.95: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco especial aislación FPS λ_U

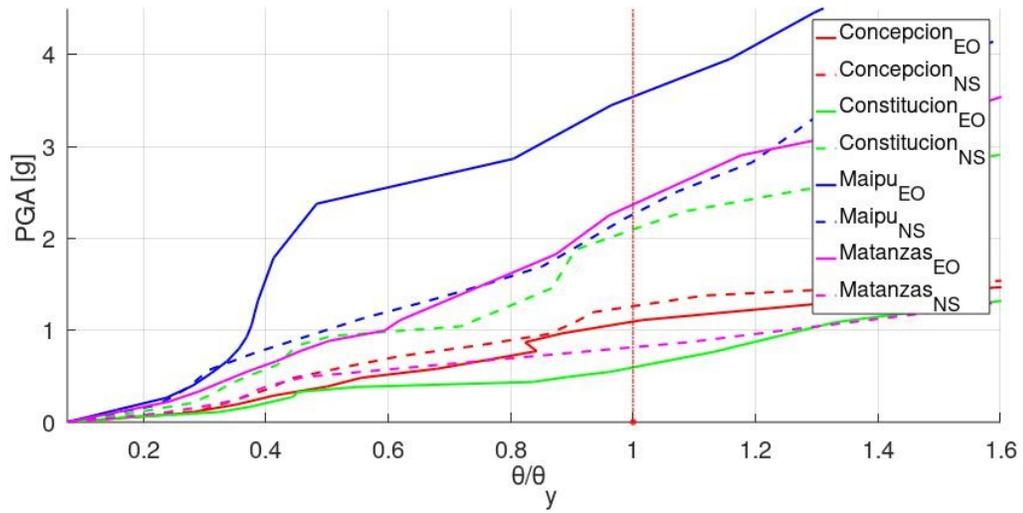


Figura 4.96: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco especial aislación FPS λ_U

En las figuras 4.97, 4.98 y 4.99 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación última. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de última para el marco Especial con un sistema de aisladores FPS modificados con λ_U , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.8.

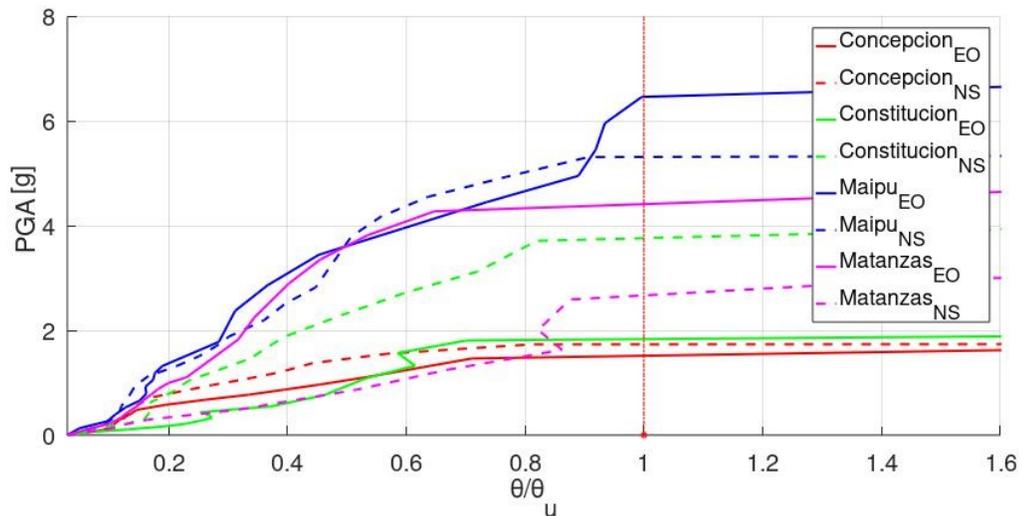


Figura 4.97: Curvas IDA máxima rotación última marco especial aislación FPS λ_U

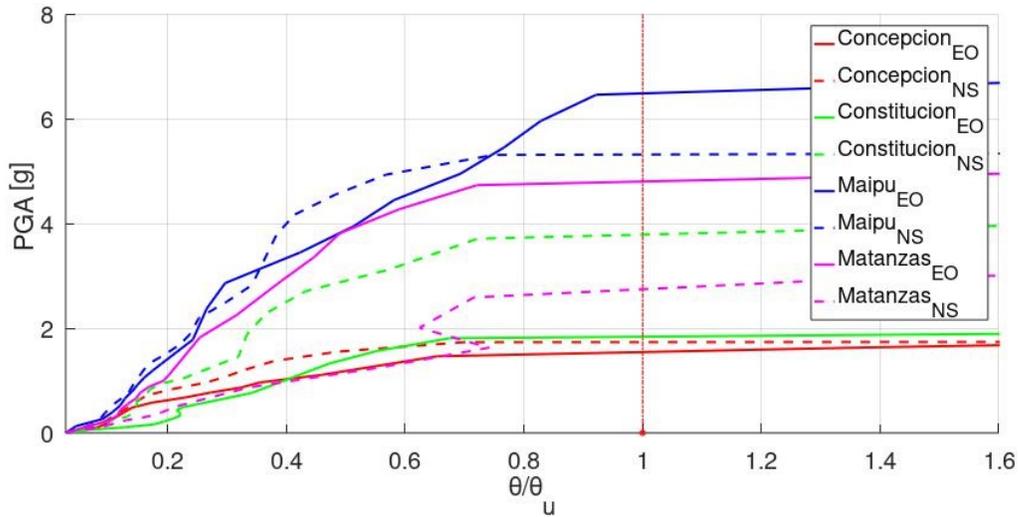


Figura 4.98: Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco especial aislación FPS λ_U

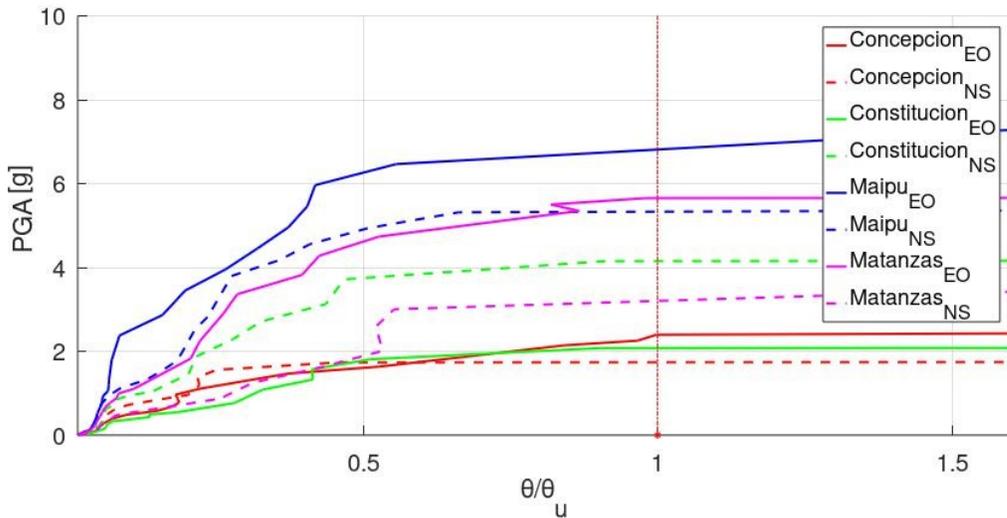


Figura 4.99: Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco especial aislación FPS λ_U

- **Propiedades Modificadas con λ_L**

En las figuras 4.100, 4.101 y 4.102 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fisura. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fisura para el marco Especial con un sistema de aisladores FPS modificados con λ_L , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.8.

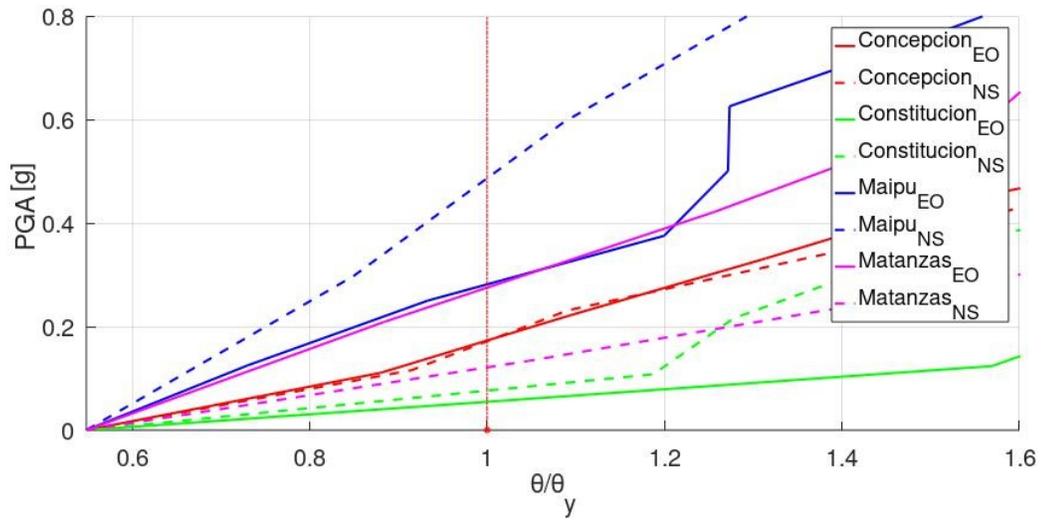


Figura 4.100: Curvas IDA primera fisura marco especial aislación FPS λ_L

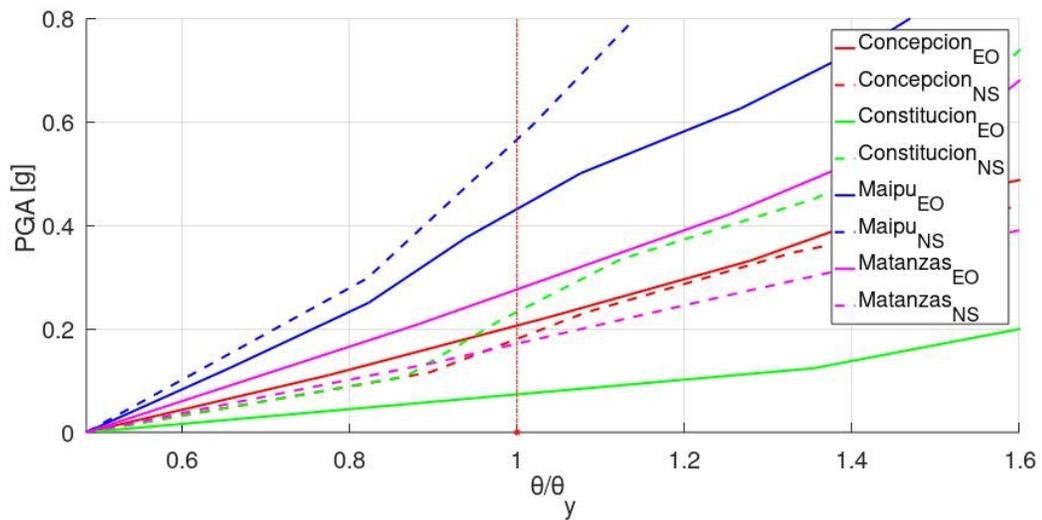


Figura 4.101: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco especial aislación FPS λ_L

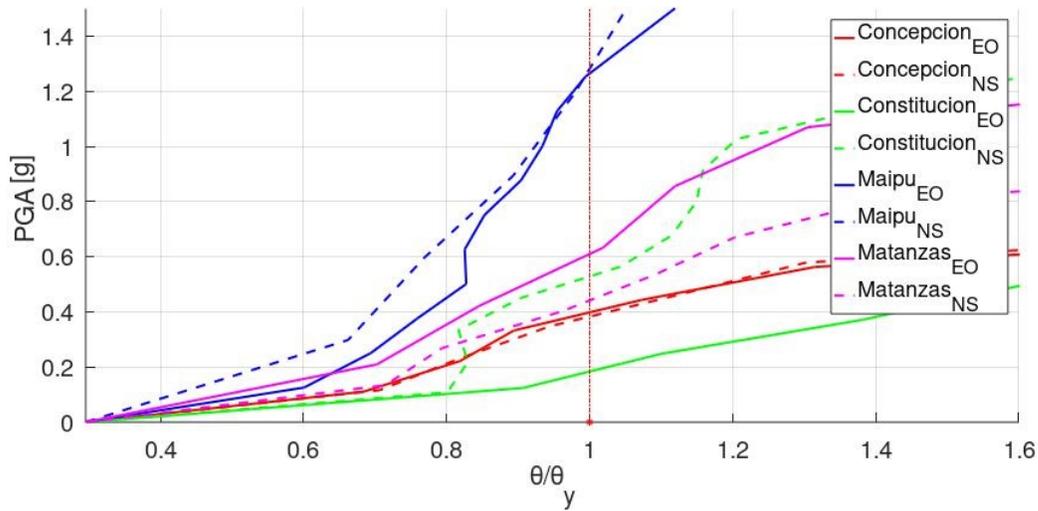


Figura 4.102: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco especial aislación FPS λ_L

En las figuras 4.103, 4.104 y 4.105 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fluencia. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fluencia para el marco Especial con un sistema de aisladores FPS modificados con λ_L , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.8.

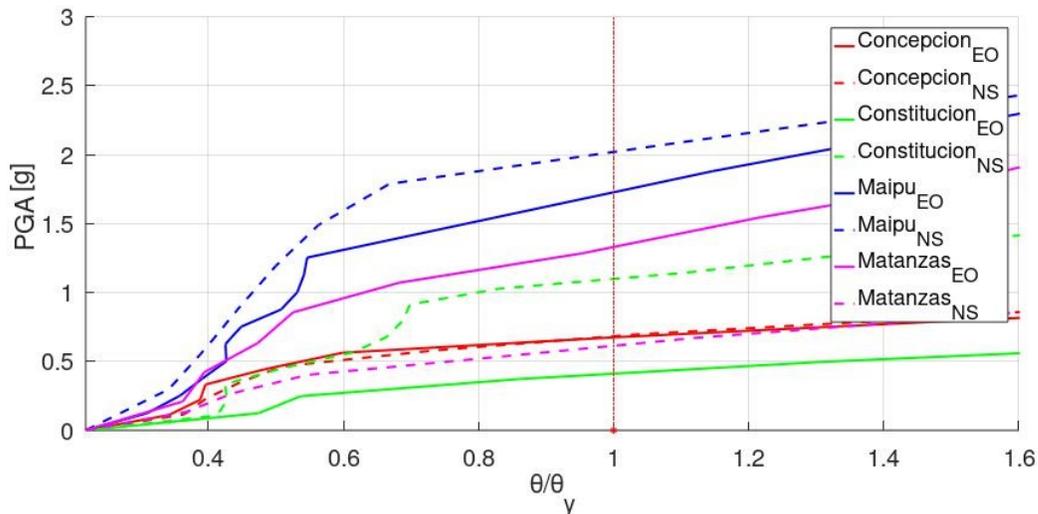


Figura 4.103: Curvas IDA primera fluencia marco especial aislación FPS λ_L

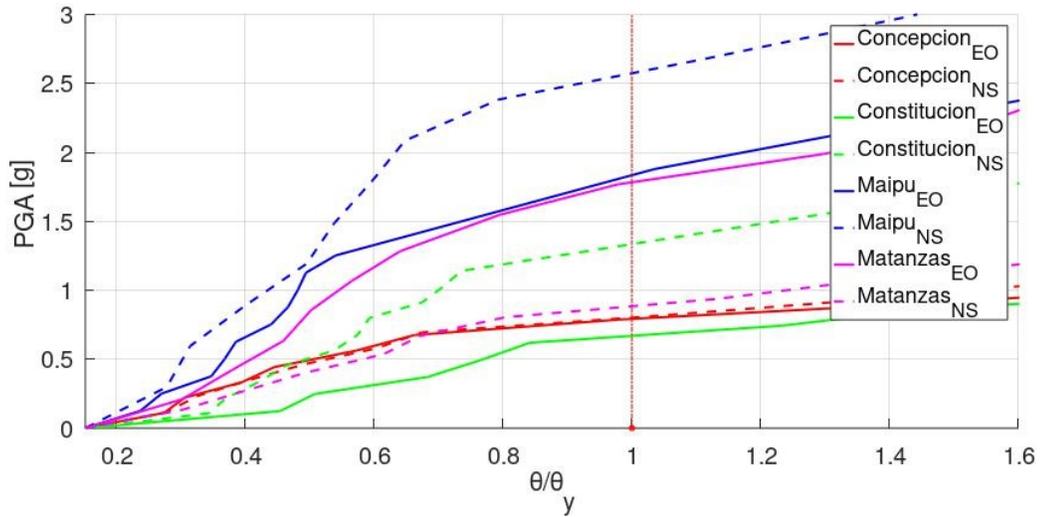


Figura 4.104: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco especial aislación FPS λ_L

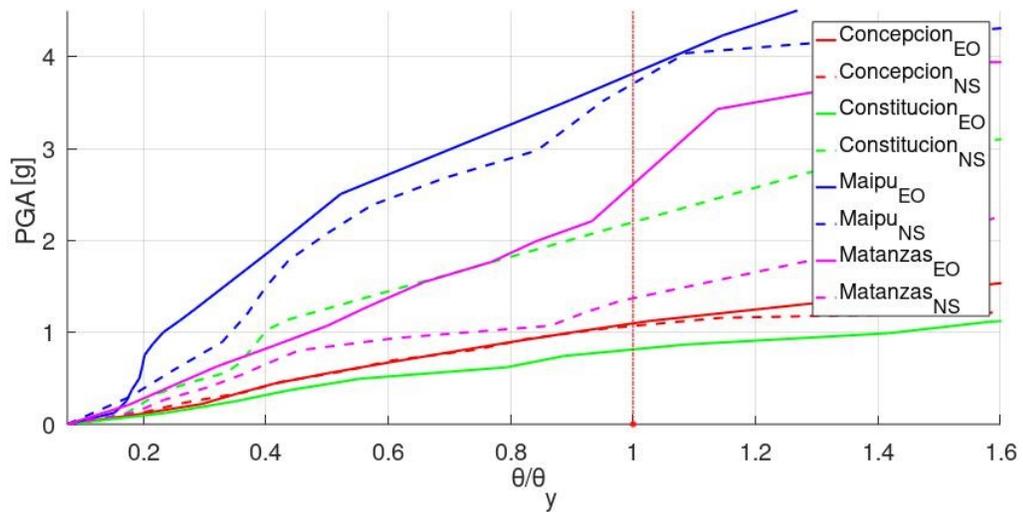


Figura 4.105: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco especial aislación FPS λ_L

En las figuras 4.106, 4.107 y 4.108 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación última. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de última para el marco Especial con un sistema de aisladores FPS modificados con λ_L , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.8.

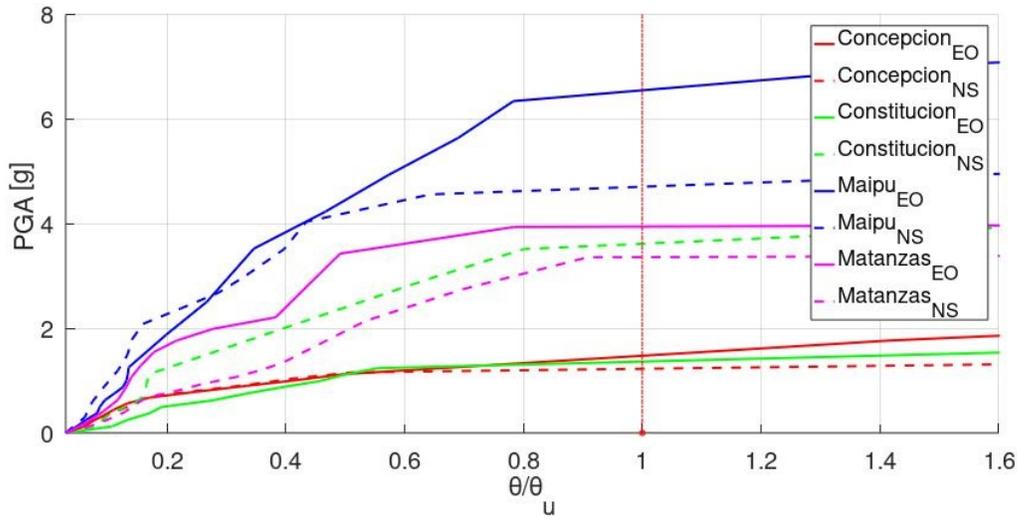


Figura 4.106: Curvas IDA máxima rotación última marco especial aislación FPS λ_L

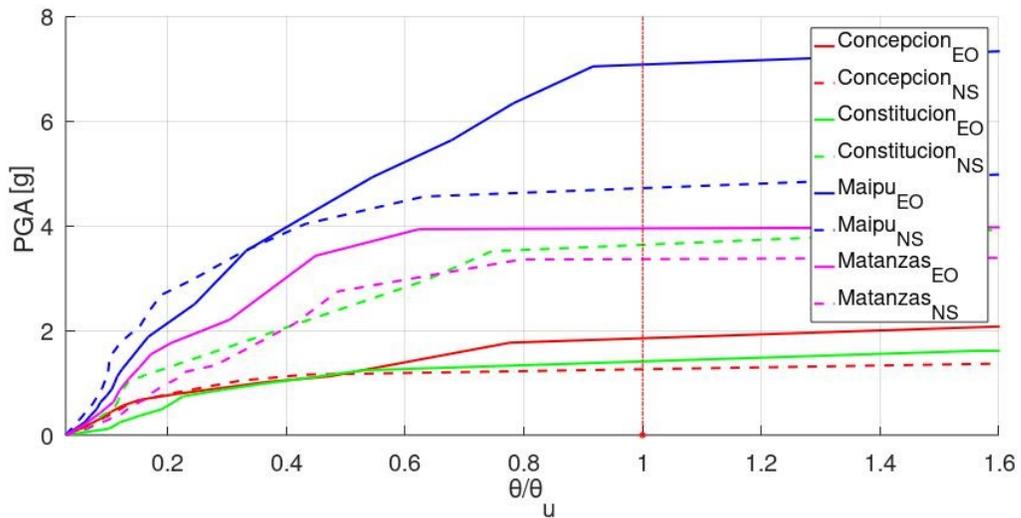


Figura 4.107: Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco especial aislación FPS λ_L

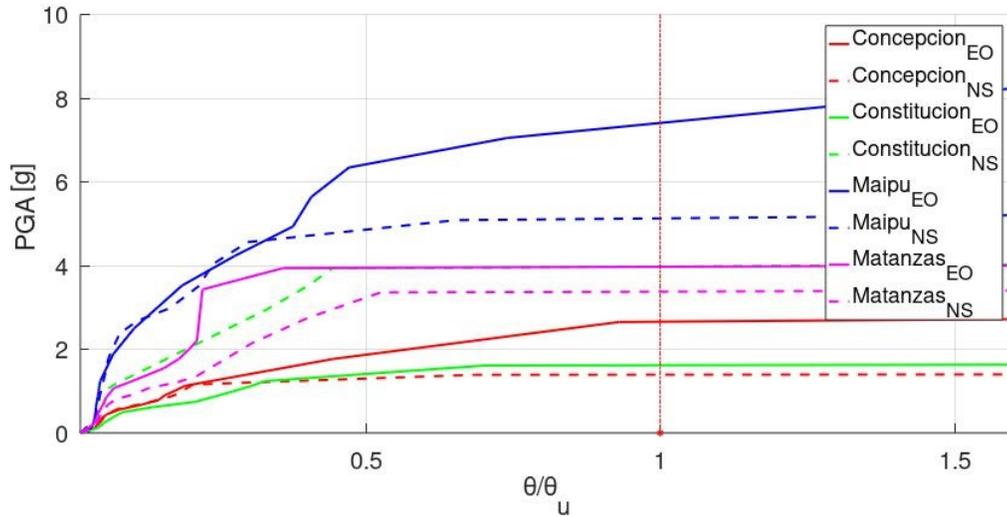


Figura 4.108: Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco especial aislación FPS λ_L

4.1.6. Curvas IDA marco especial Sistema de aislación HDR

- **Propiedades Modificadas con λ_U**

En las figuras 4.109, 4.110 y 4.111 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fisura. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fisura para el marco Especial con un sistema de aisladores HDR modificados con λ_U , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.9.

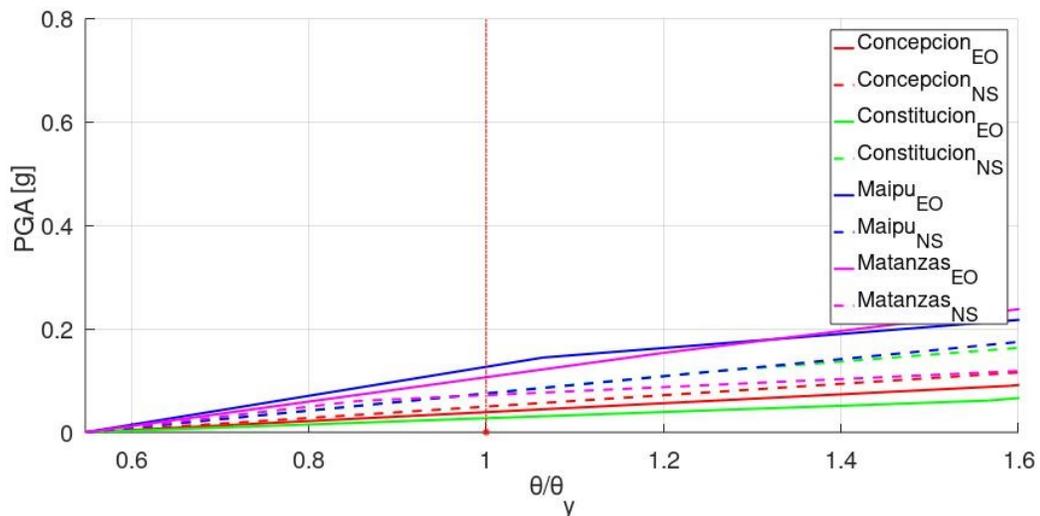


Figura 4.109: Curvas IDA primera fluencia marco especial aislación HDR λ_U

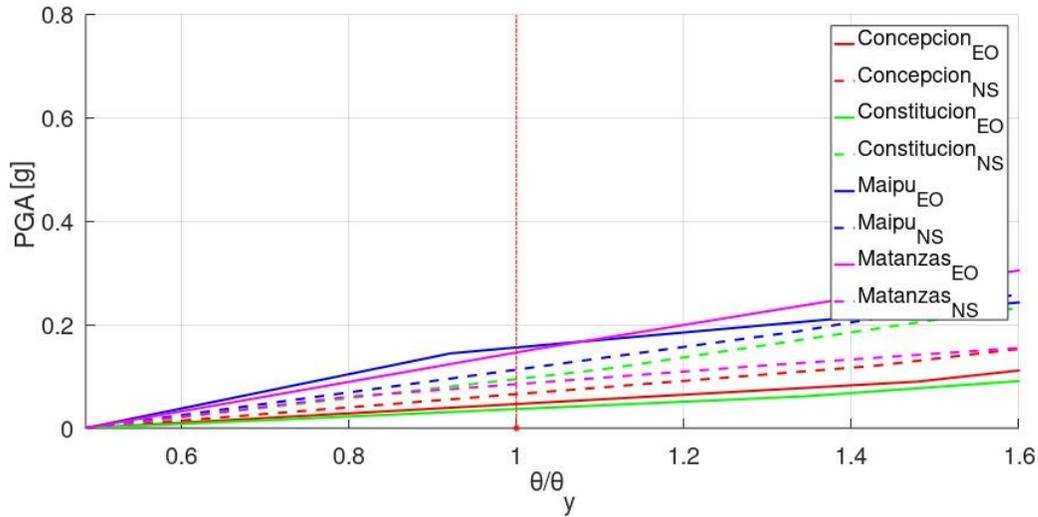


Figura 4.110: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco especial aislación HDR λ_U

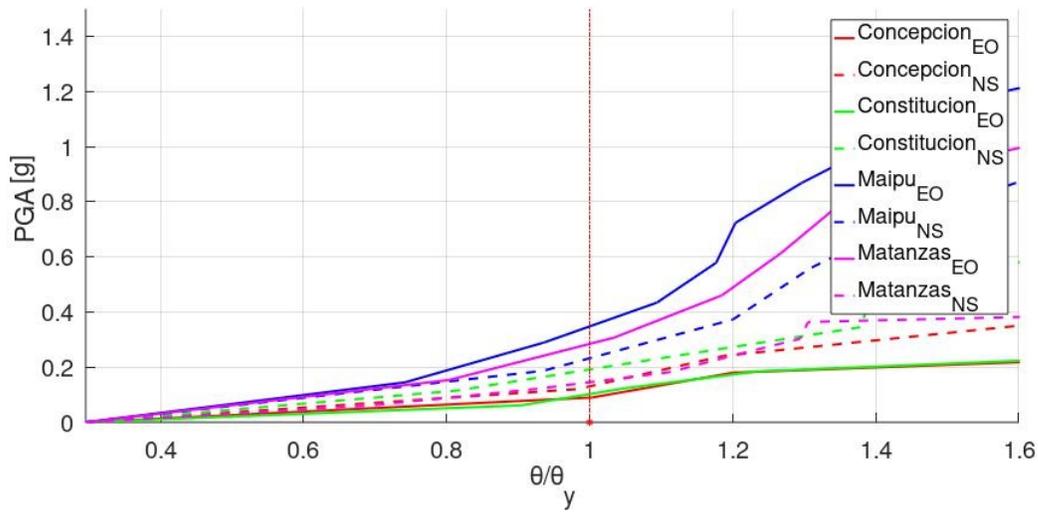


Figura 4.111: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco especial aislación HDR λ_U

En las figuras 4.112, 4.113 y 4.114 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fluencia. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fluencia para el marco Especial con un sistema de aisladores HDR modificados con λ_U , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.9.

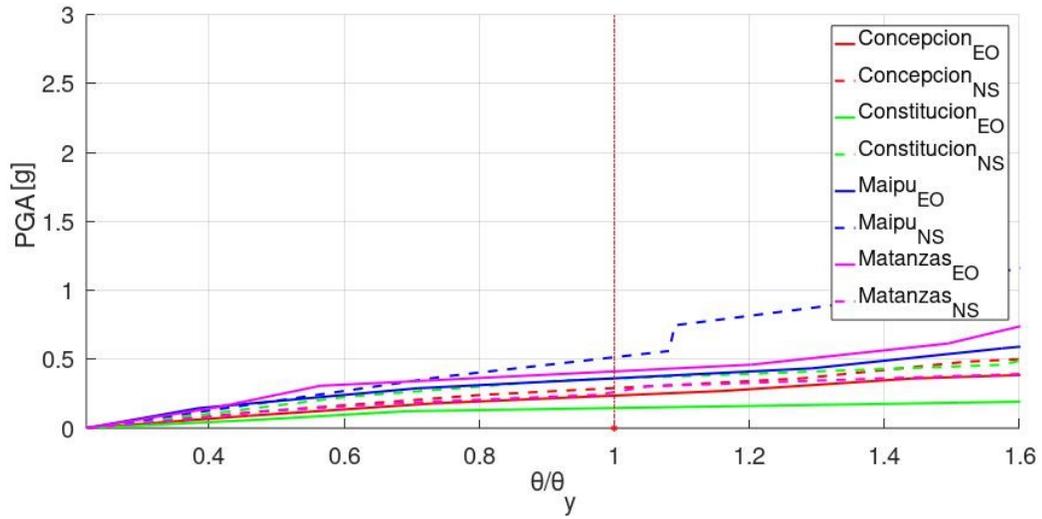


Figura 4.112: Curvas IDA primera fluencia marco especial aislación HDR λ_U

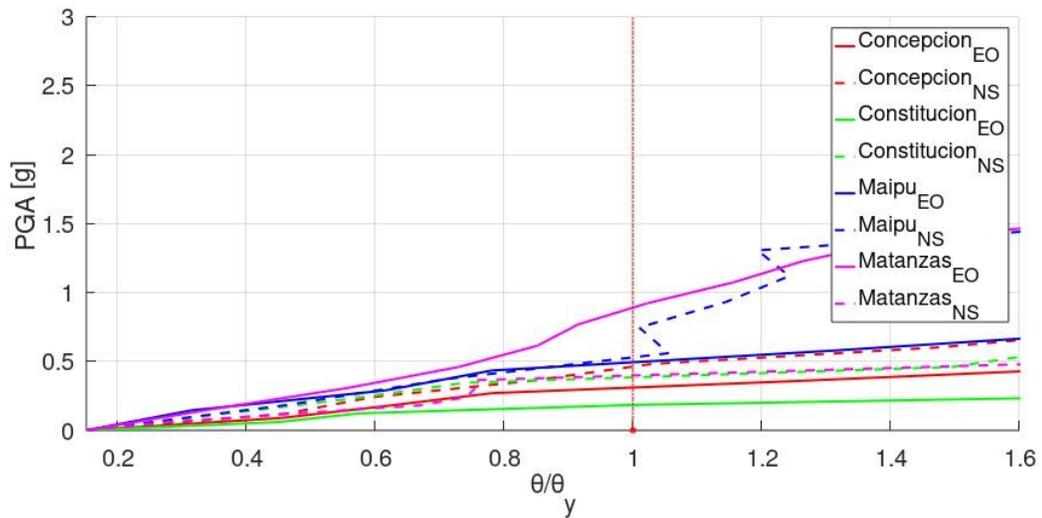


Figura 4.113: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco especial aislación HDR λ_U

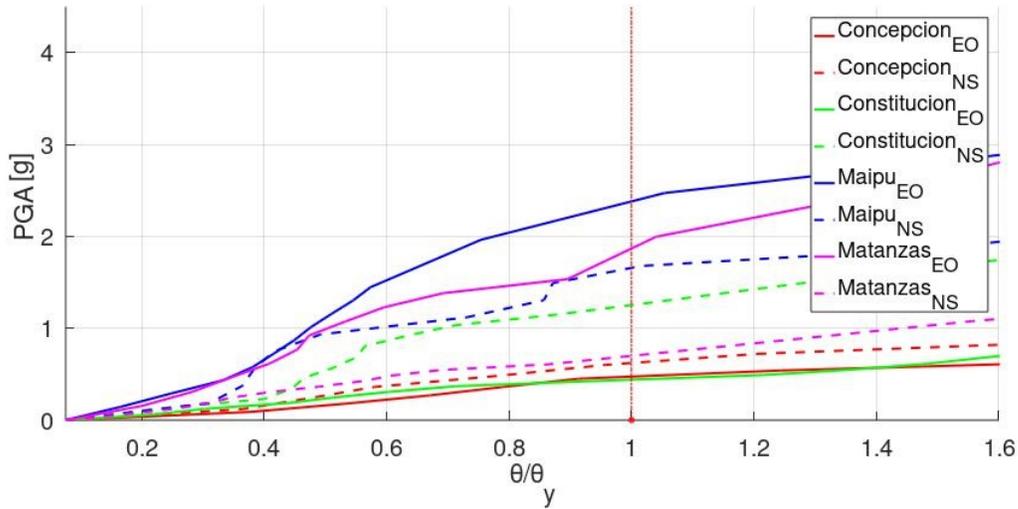


Figura 4.114: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco especial aislación HDR λ_U

En las figuras 4.115, 4.116 y 4.117 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación última. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de última para el marco Especial con un sistema de aisladores HDR modificados con λ_U , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.9.

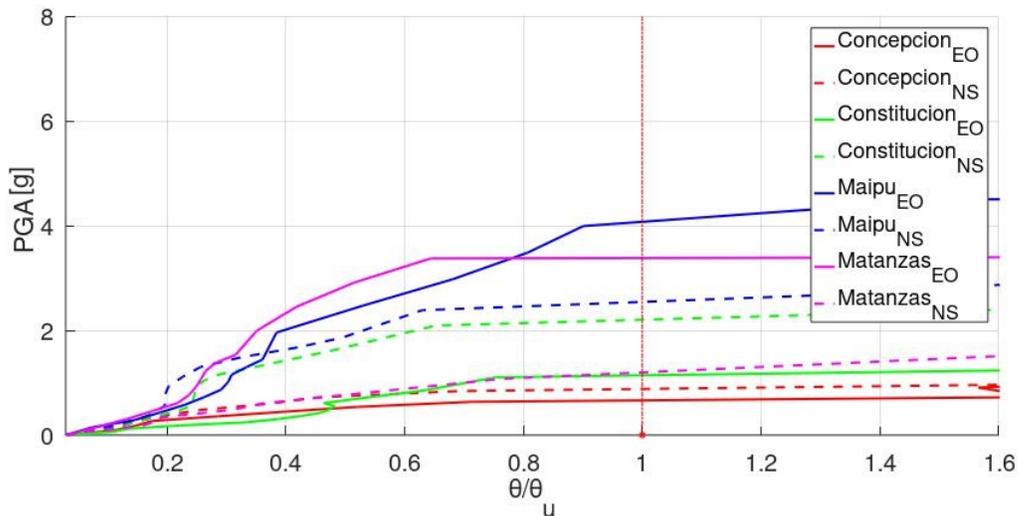


Figura 4.115: Curvas IDA máxima rotación última marco especial aislación HDR λ_U

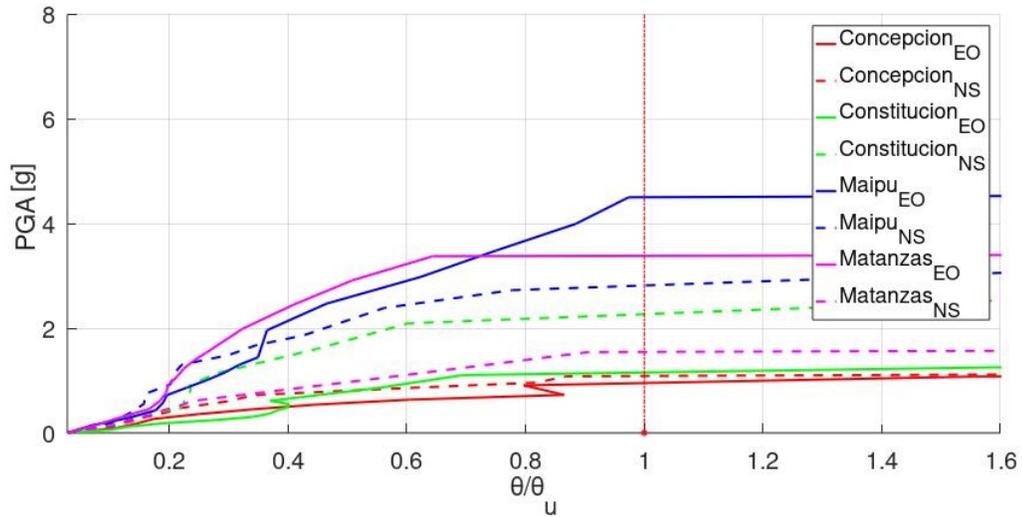


Figura 4.116: Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco especial aislación HDR λ_U

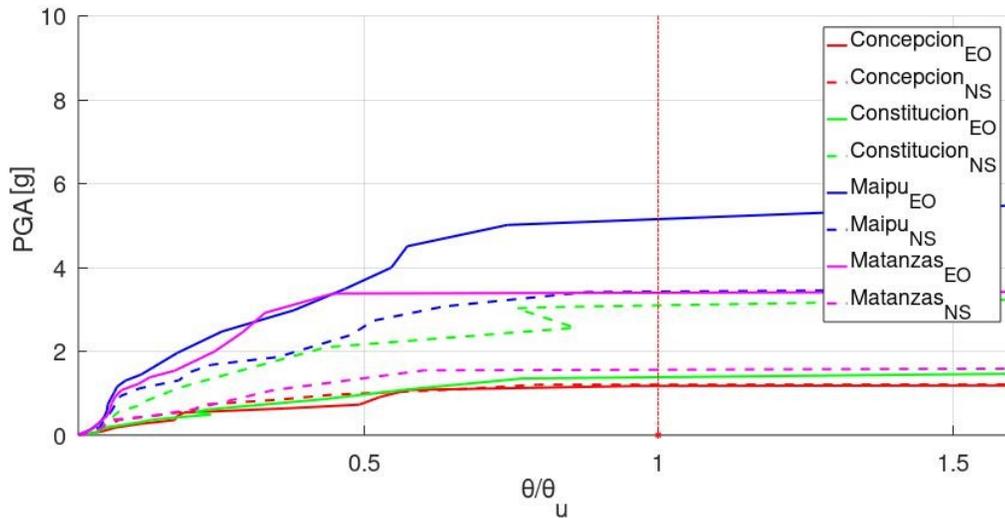


Figura 4.117: Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco especial aislación HDR λ_U

- **Propiedades Modificadas con λ_L**

En las figuras 4.118, 4.119 y 4.120 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fisura. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fisura para el marco Especial con un sistema de aisladores HDR modificados con λ_L , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.9.

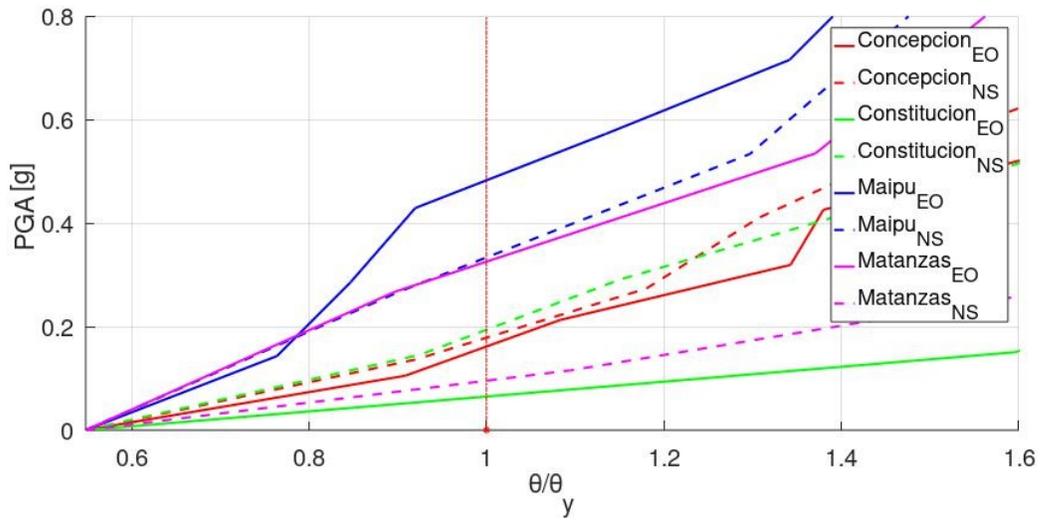


Figura 4.118: Curvas IDA primera fluencia marco especial aislación HDR λ_L

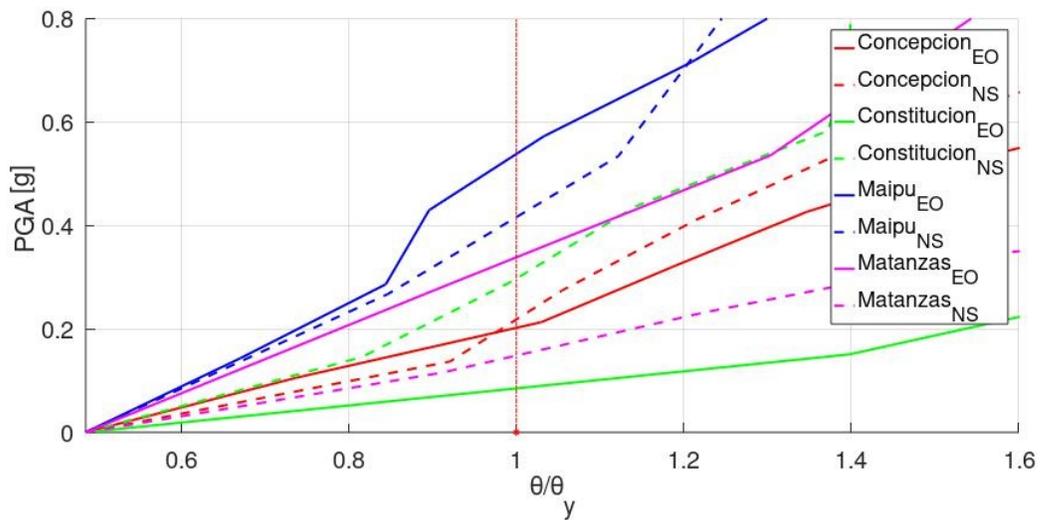


Figura 4.119: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fisura marco especial aislación HDR λ_L

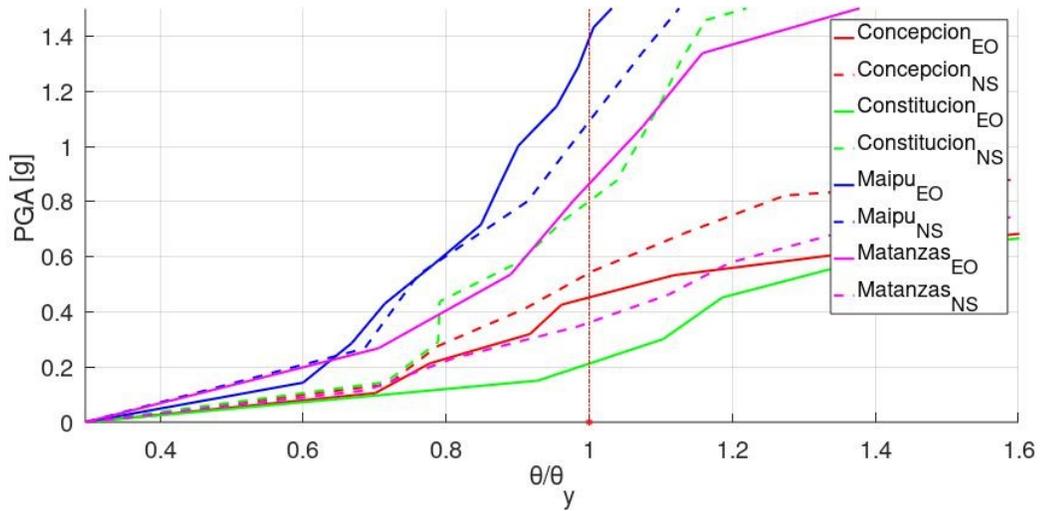


Figura 4.120: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fisura marco especial aislación HDR λ_L

En las figuras 4.121, 4.122 y 4.123 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación de fluencia. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de fluencia para el marco Especial con un sistema de aisladores HDR modificados con λ_L , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.9.

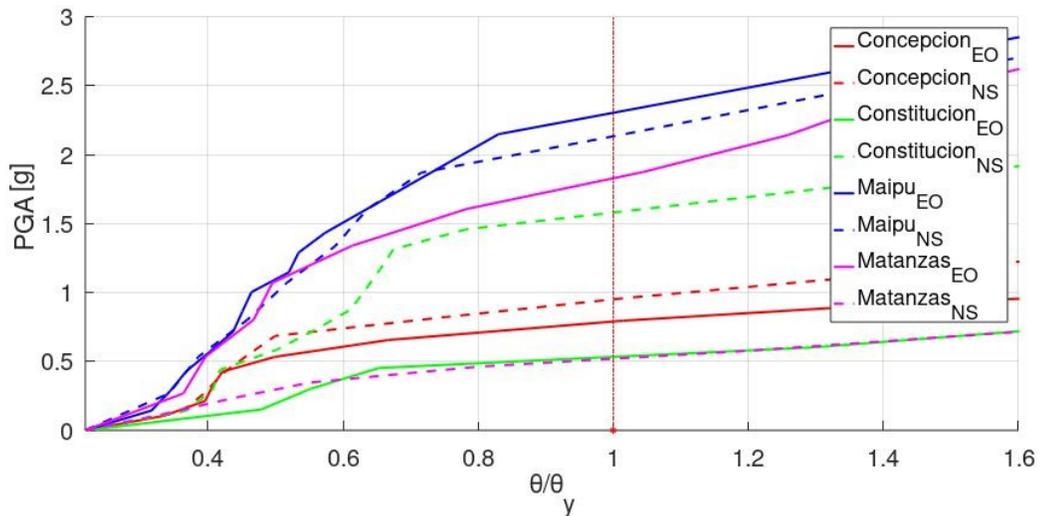


Figura 4.121: Curvas IDA primera fluencia marco especial aislación HDR λ_L

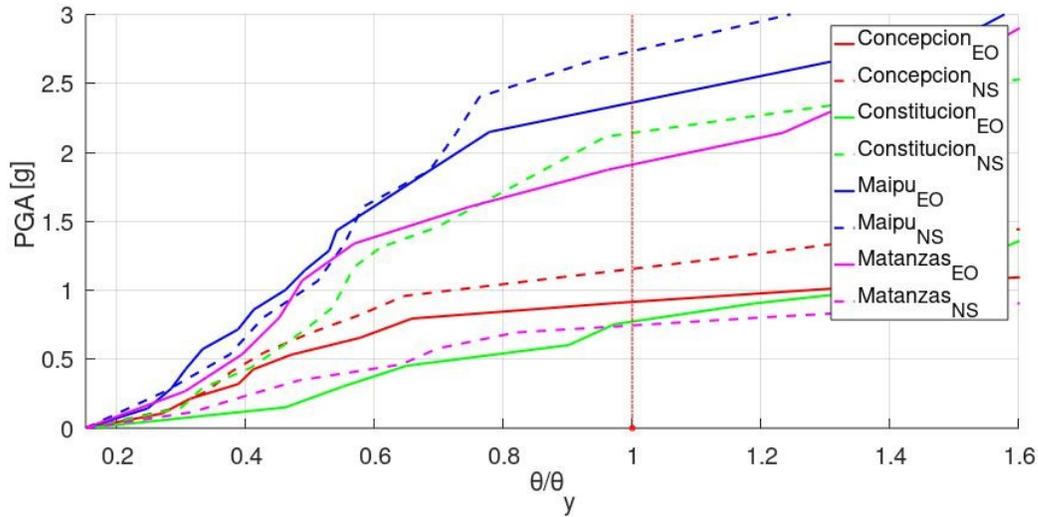


Figura 4.122: Curvas IDA Percentil 16 rotación de fluencia marco especial aislación HDR λ_L

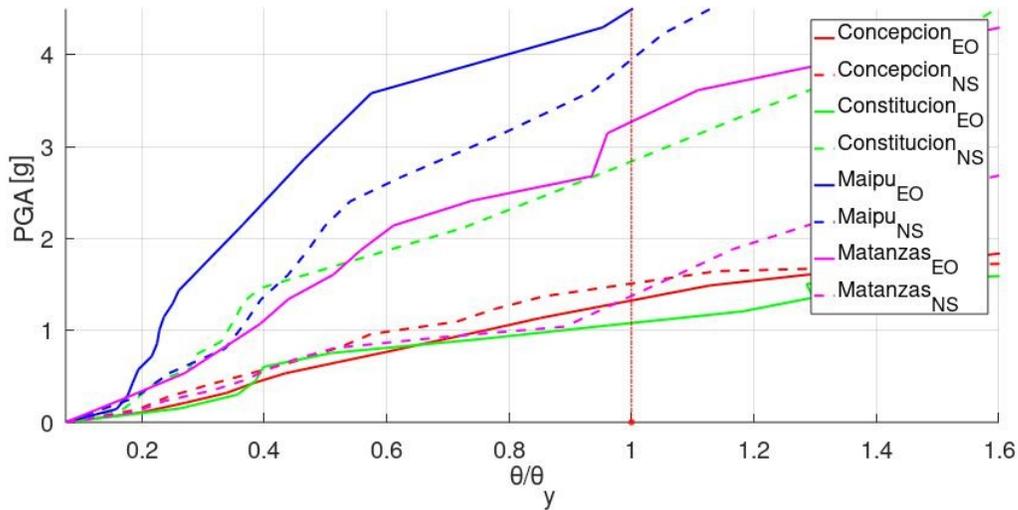


Figura 4.123: Curvas IDA Percentil 50 rotación de fluencia marco especial aislación HDR λ_L

En las figuras 4.124, 4.125 y 4.126 se presentan las curvas IDA en los 3 estados de demanda estudiados, normalizados a la rotación última. Estas curvas resumen el desempeño estructural hasta la rotación de última para el marco Especial con un sistema de aisladores HDR modificados con λ_L , cuyas propiedades se encuentran descritas en la tabla 3.9.

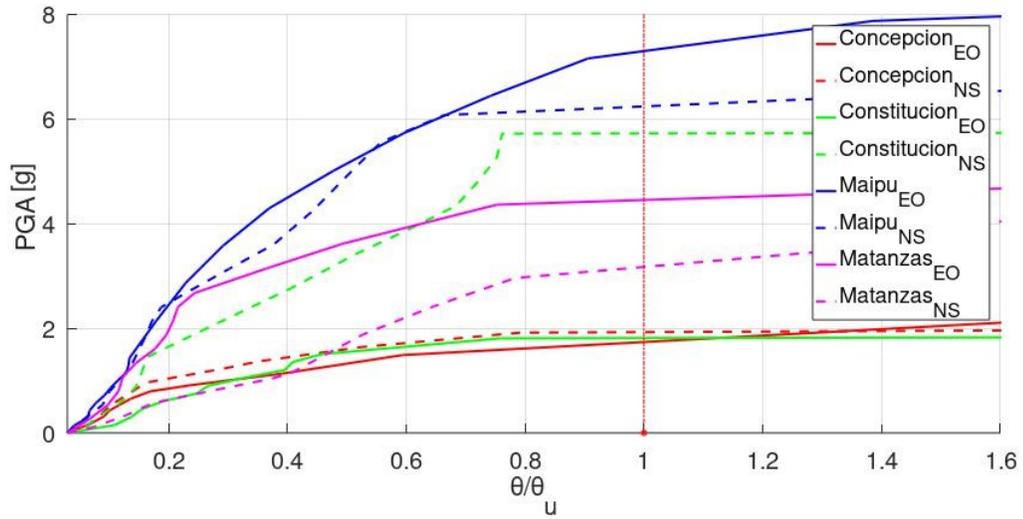


Figura 4.124: Curvas IDA máxima rotación última marco especial aislación HDR λ_L

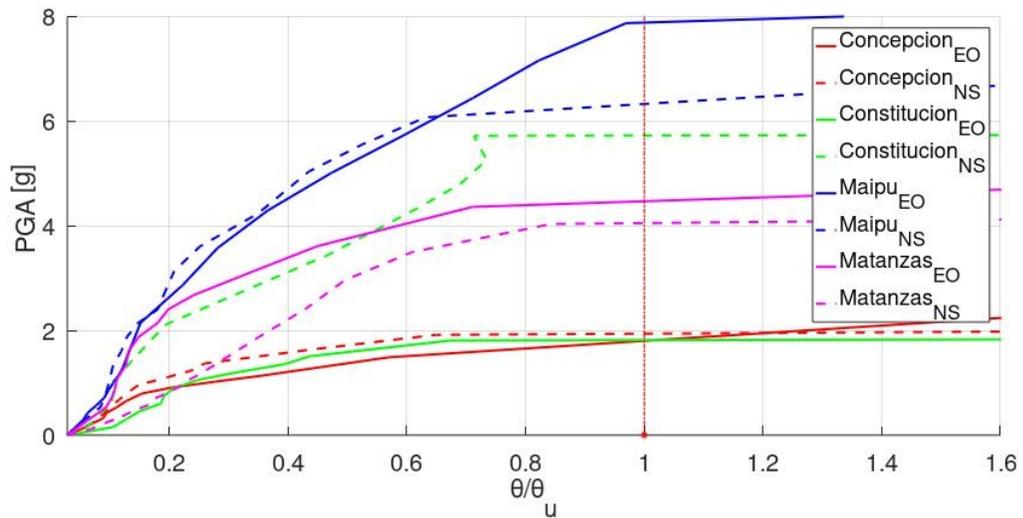


Figura 4.125: Curvas IDA Percentil 16 rotación última marco especial aislación HDR λ_L

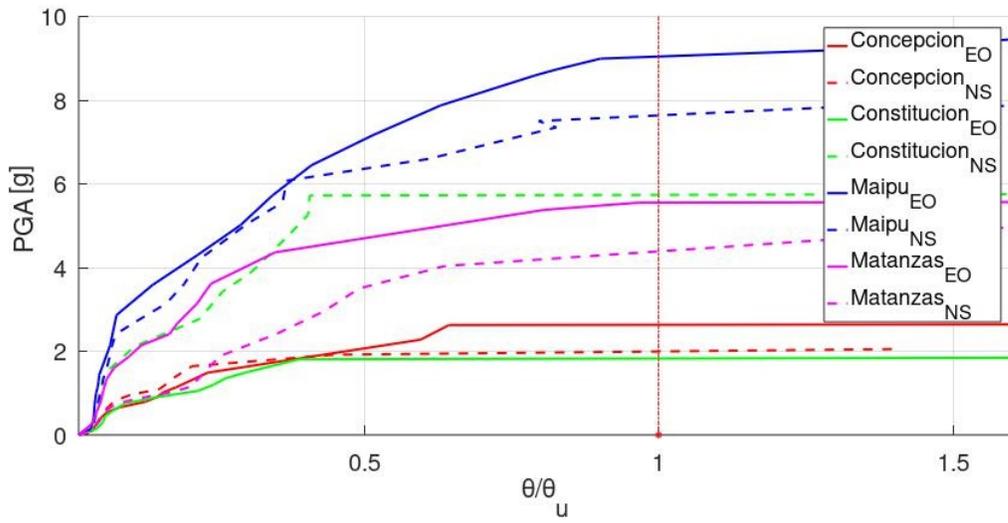


Figura 4.126: Curvas IDA Percentil 50 rotación última marco especial aislación HDR λ_L

4.2. Curvas de fragilidad obtenidas a partir del análisis IDA

En la presente sección se muestran las curvas de fragilidad resultantes del procesamiento de datos de salida de los análisis IDA estudiados en la sección anterior y generadas como se explica en la sección 3.7. Se muestran los resultados de los marcos intermedio y especial considerando los diferentes sistemas de aislación estudiados. En cada grafo se muestran 3 curvas de fragilidad, correspondientes a los estados de demanda inicial, percentil 16 y percentil 50. Adicionalmente se incluye un resumen de los resultados de todas las curvas de fragilidad obtenidas, a través de sus parámetros característicos en las tablas 4.1 y 4.2 de la sección 4.2.3 . En éstos se incluyen también los resultados del los marcos estructurales sin sistema de aislación con el objeto de proporcionar una referencia más clara con respecto al rol de estos sistemas en el desempeño estructural. En total se generan 18 gráficos de curvas de fragilidad, los cuales se ordenan primeramente por el tipo de marco estructural y luego por el nivel de daño considerado (fisura, fluencia y último).

4.2.1. Curvas del marco intermedio

En la presente sección se muestran las curvas obtenidas para el marco con detallamiento intermedio, con ellas se puede determinar la probabilidad de obtener cierto nivel de daño dado una intensidad PGA excitando la estructura. Es de esperar que las curvas de fragilidad del marco intermedio se ubiquen de manera más cercana a la ordenada, implicando una mayor probabilidad de daño al compararlas con las curvas obtenidas para el marco con detallamiento especial, al menos para las demandas últimas.

En los grafos se muestran las curvas pertenecientes a todos los sistemas de aislación estudiados, para una demanda y nivel de daño determinados. Por esto, en cada grafo se muestran siete curvas; cabe mencionar que el caso de aislación LRB+RB λ_L es equivalente con el caso HDR λ_L , por lo que las curvas describen el mismo recorrido.

(a) Curvas de fragilidad para demanda de fisura del marco intermedio

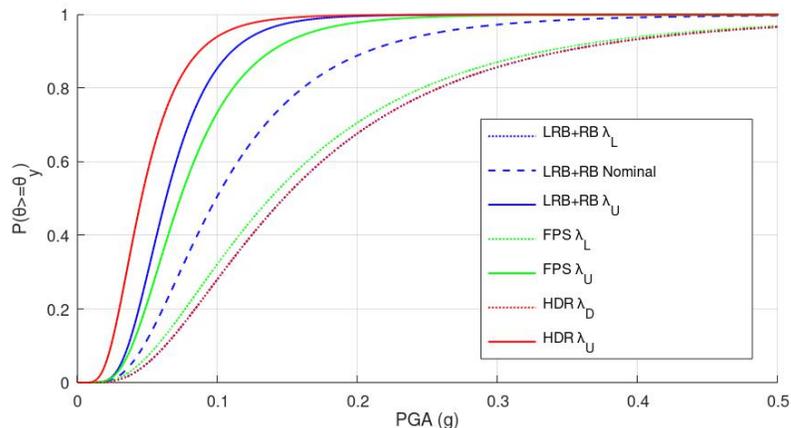


Figura 4.127: Curva de Fragilidad- Fisura marco intermedio

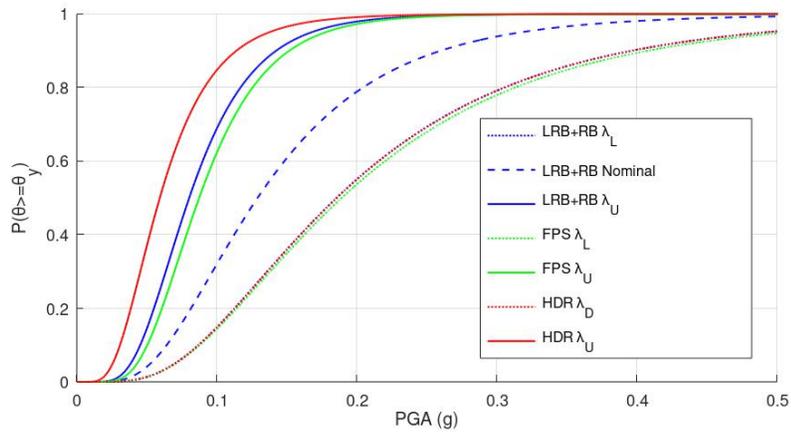


Figura 4.128: Curva de Fragilidad- Fisura marco intermedio Percentil 16

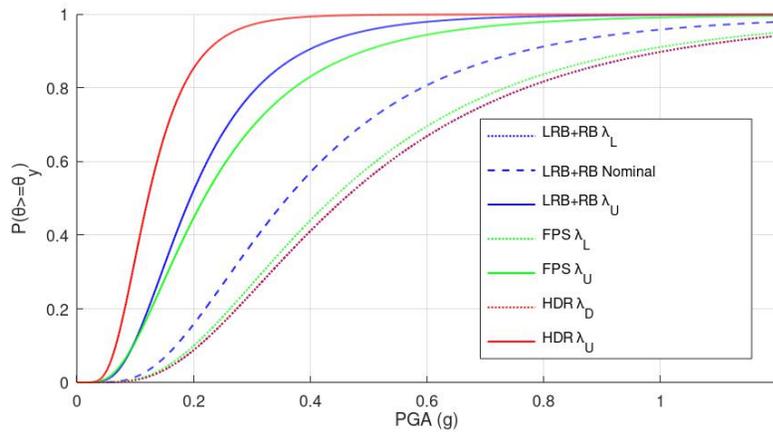


Figura 4.129: Curva de Fragilidad- Fisura marco intermedio Percentil 50

(b) **Curvas de fragilidad para demanda de fluencia del marco intermedio**

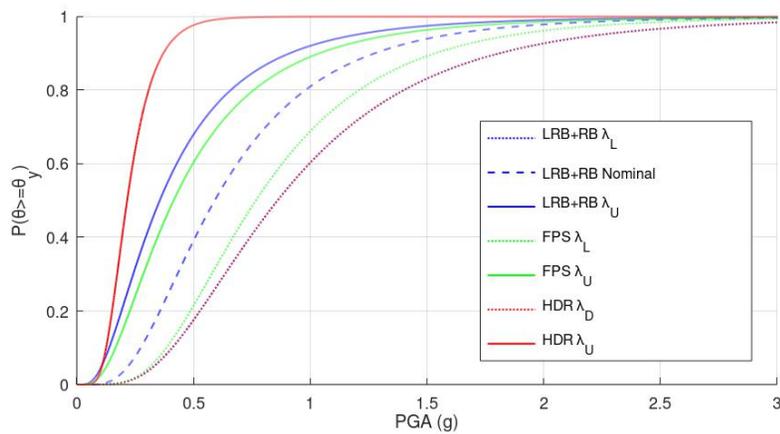


Figura 4.130: Curva de Fragilidad- Fluencia marco intermedio

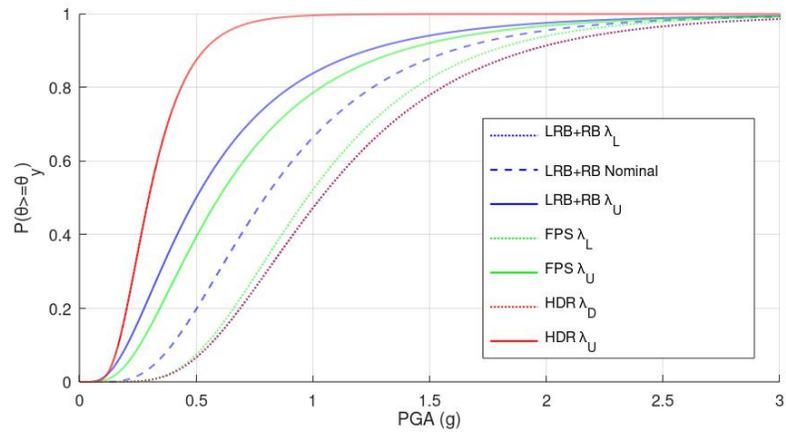


Figura 4.131: Curva de Fragilidad- Fluencia marco intermedio Percentil 16

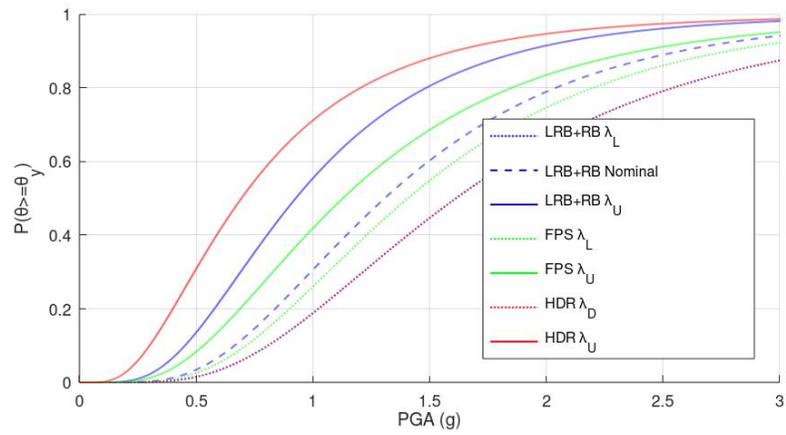


Figura 4.132: Curva de Fragilidad- Fluencia marco intermedio Percentil 50

(c) **Curvas de fragilidad para demanda última del marco intermedio**

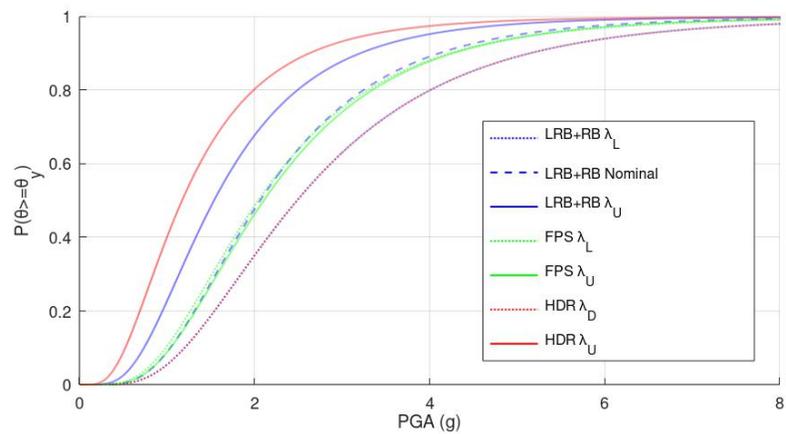


Figura 4.133: Curva de Fragilidad- Ultimo marco intermedio

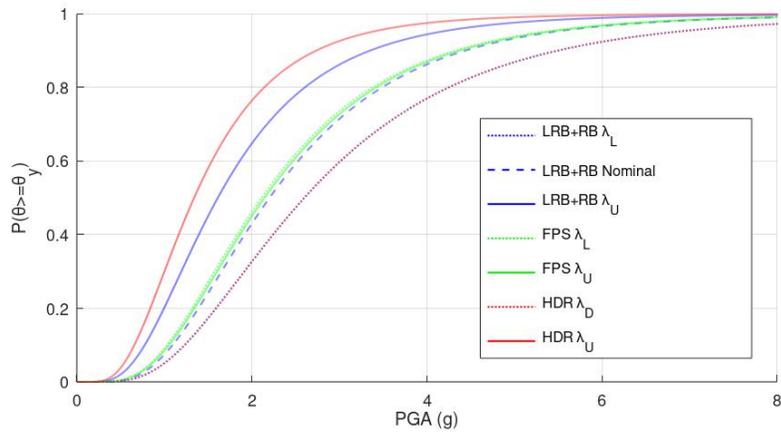


Figura 4.134: Curva de Fragilidad- Ultimo marco intermedio Percentil 16

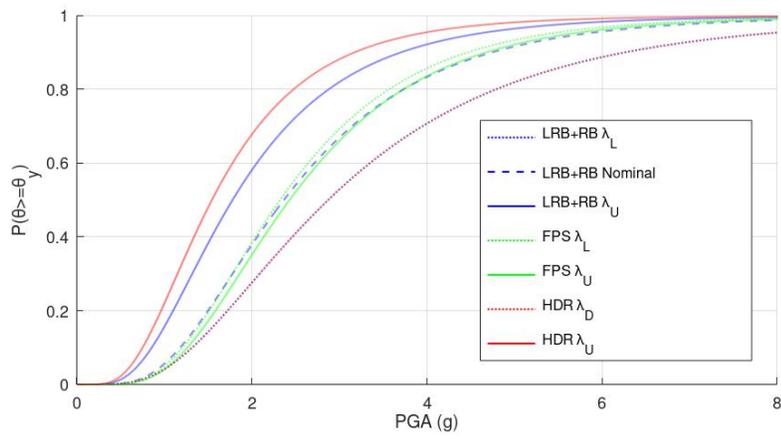


Figura 4.135: Curva de Fragilidad- Ultimo marco intermedio Percentil 50

4.2.2. Curvas del marco especial

En la presente sección se muestran las curvas obtenidas para el marco con detallamiento especial, con ellas se puede determinar la probabilidad de obtener cierto nivel de daño dado una intensidad PGA excitando la estructura.

(a) Curvas de fragilidad para demanda de fisura del marco especial

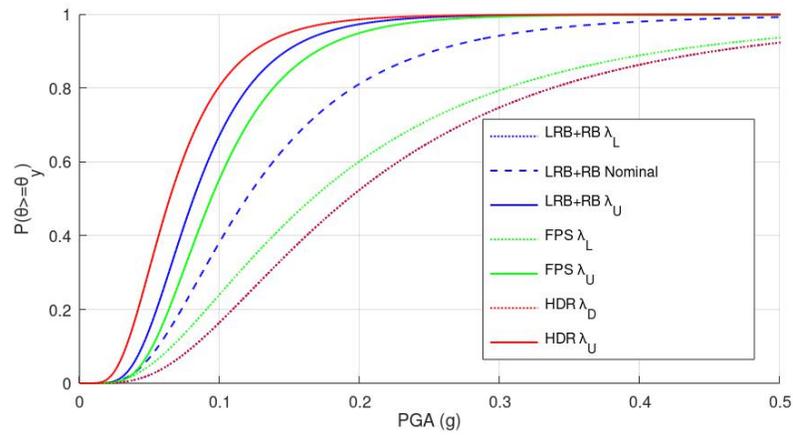


Figura 4.136: Curva de Fragilidad- Fisura marco especial

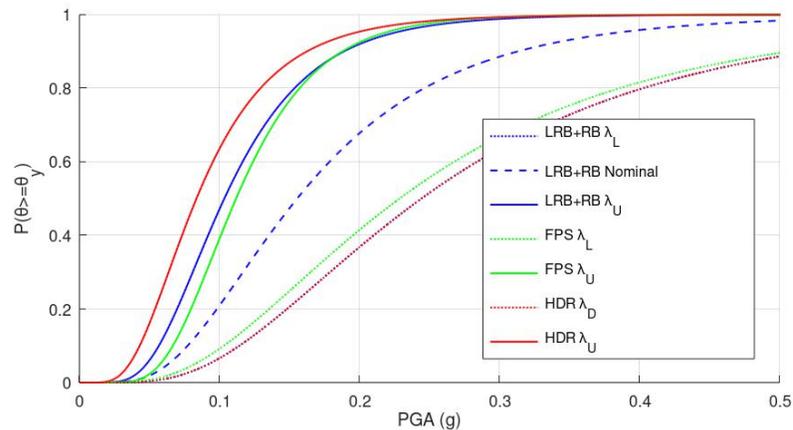


Figura 4.137: Curva de Fragilidad- Fisura marco especial Percentil 16

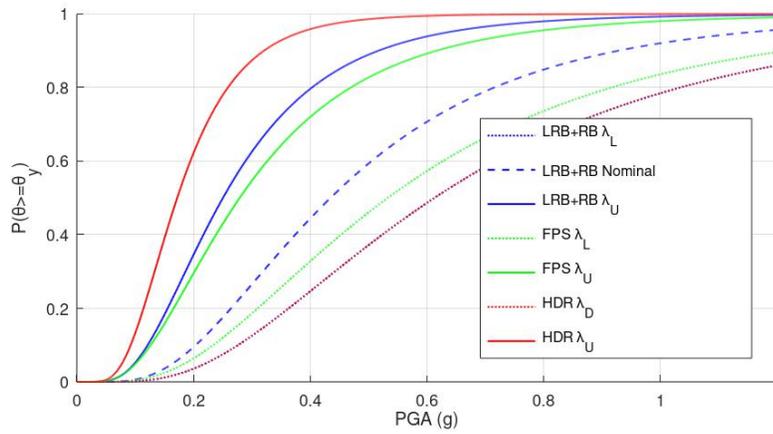


Figura 4.138: Curva de Fragilidad- Fisura marco especial Percentil 50

(b) Curvas de fragilidad para demanda de fluencia del marco especial

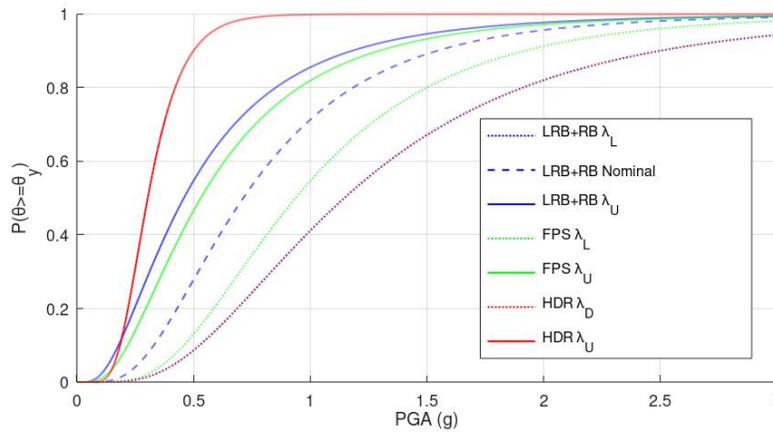


Figura 4.139: Curva de Fragilidad- Fluencia marco especial

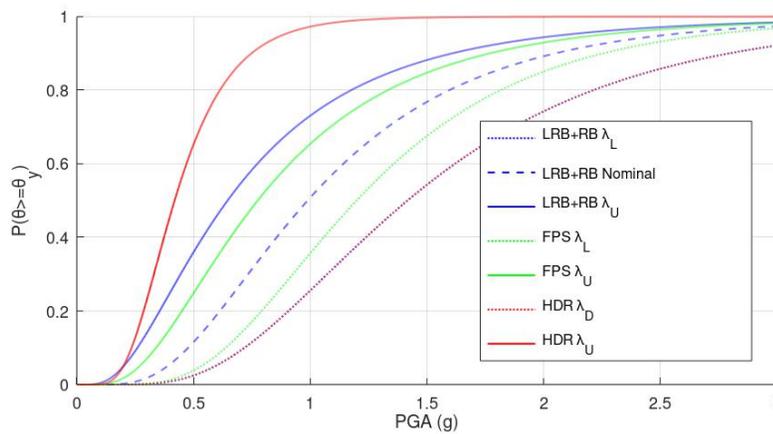


Figura 4.140: Curva de Fragilidad- Fluencia marco especial Percentil 16

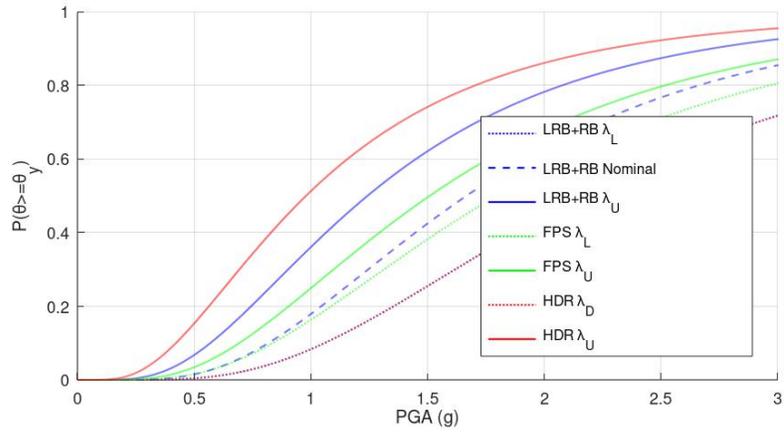


Figura 4.141: Curva de Fragilidad- Fluencia marco especial Percentil 50

(c) Curvas de fragilidad para demanda última del marco especial

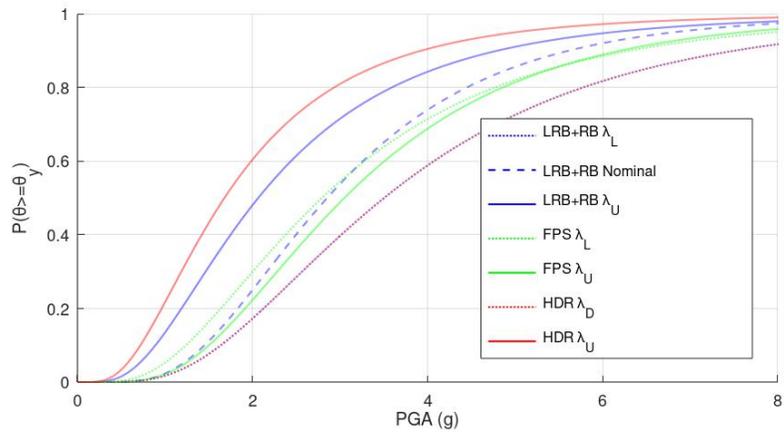


Figura 4.142: Curva de Fragilidad- Ultimo marco especial

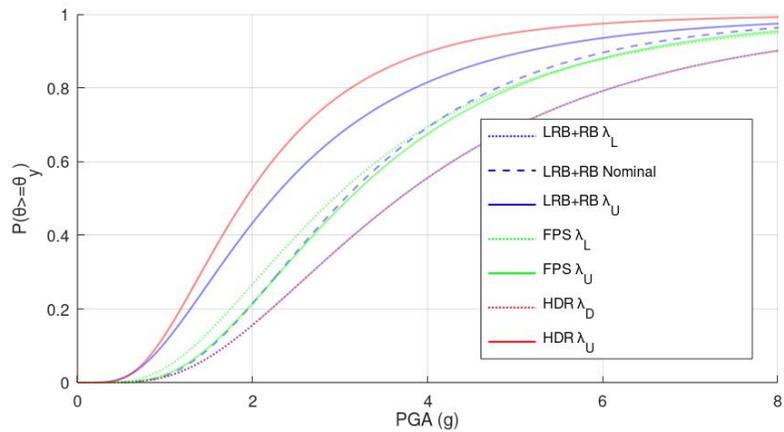


Figura 4.143: Curva de Fragilidad- Ultimo marco especial Percentil 16

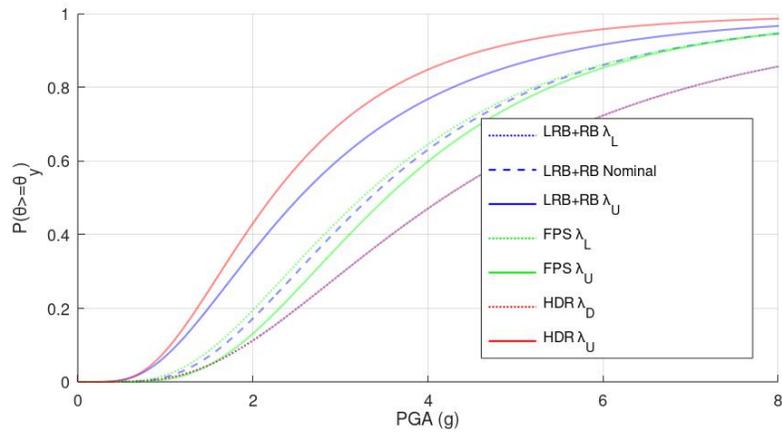


Figura 4.144: Curva de Fragilidad- Ultimo marco especial Percentil 50

4.2.3. Tablas resumen parámetros curvas de fragilidad

Tabla 4.1: Parámetros de las curvas de fragilidad marco intermedio

marco intermedio Fisuras							
Aislación		xm(g)	Beta	xm P16(g)	Beta P16	xm P50(g)	Beta P50
LRB+RB	λ_L	0.15	0.67	0.19	0.59	0.46	0.61
	Nominal	0.10	0.58	0.13	0.55	0.36	0.59
	λ_U	0.06	0.43	0.08	0.45	0.19	0.55
FPS	λ_L	0.14	0.69	0.19	0.60	0.44	0.61
	λ_U	0.07	0.49	0.09	0.43	0.22	0.64
HDR	λ_L	0.15	0.67	0.19	0.59	0.46	0.61
	λ_U	0.05	0.50	0.06	0.51	0.12	0.47
Base Fija		0.04	0.83	0.06	0.68	0.10	0.56
marco intermedio Fluencia							
Aislación		xm(g)	Beta	xm P16(g)	Beta P16	xm P50(g)	Beta P50
LRB+RB	λ_L	0.86	0.58	1.03	0.48	1.61	0.54
	Nominal	0.59	0.60	0.79	0.54	1.31	0.53
	λ_U	0.35	0.73	0.50	0.70	0.93	0.56
FPS	λ_L	0.77	0.54	0.97	0.46	1.41	0.53
	λ_U	0.41	0.72	0.60	0.65	1.13	0.59
HDR	λ_L	0.86	0.58	1.03	0.48	1.61	0.54
	λ_U	0.22	0.42	0.30	0.46	0.69	0.65
Base Fija		0.13	0.62	0.15	0.57	0.26	0.59
marco intermedio Ultimo							
Aislación		xm(g)	Beta	xm P16(g)	Beta P16	xm P50(g)	Beta P50
LRB+RB	λ_L	2.48	0.57	2.60	0.58	2.87	0.61
	Nominal	2.06	0.54	2.20	0.55	2.36	0.54
	λ_U	1.54	0.57	1.61	0.57	1.78	0.57
FPS	λ_L	2.04	0.57	2.11	0.56	2.32	0.51
	λ_U	2.10	0.55	2.14	0.56	2.43	0.51
HDR	λ_L	2.48	0.57	2.60	0.58	2.87	0.61
	λ_U	1.17	0.63	1.34	0.56	1.54	0.56
Base Fija		0.50	0.68	0.53	0.69	0.92	0.65

Tabla 4.2: Parámetros curvas de fragilidad marco especial

marco especial Fisuras							
Aislación		xm(g)	Beta	xm P16(g)	Beta P16	xm P50(g)	Beta P50
LRB+RB	λ_L	0.19	0.67	0.24	0.59	0.61	0.62
	Nominal	0.12	0.59	0.16	0.55	0.43	0.59
	λ_U	0.08	0.46	0.10	0.47	0.25	0.57
FPS	λ_L	0.17	0.72	0.23	0.62	0.53	0.64
	λ_U	0.09	0.46	0.11	0.40	0.28	0.62
HDR	λ_L	0.19	0.67	0.24	0.59	0.61	0.62
	λ_U	0.06	0.51	0.08	0.52	0.17	0.49
Base Fija		0.05	0.84	0.08	0.68	0.13	0.58
marco especial Fluencia							
Aislación		xm(g)	Beta	xm P16(g)	Beta P16	xm P50(g)	Beta P50
LRB+RB	λ_L	1.15	0.61	1.42	0.53	2.17	0.56
	Nominal	0.71	0.60	0.99	0.57	1.67	0.56
	λ_U	0.46	0.74	0.65	0.71	1.24	0.61
FPS	λ_L	0.94	0.56	1.20	0.49	1.79	0.60
	λ_U	0.53	0.69	0.77	0.64	1.51	0.61
HDR	λ_L	1.15	0.61	1.42	0.53	2.17	0.56
	λ_U	0.30	0.39	0.42	0.45	0.98	0.66
Base Fija		0.16	0.63	0.19	0.58	0.35	0.62
marco especial Ultimo							
Aislación		xm(g)	Beta	xm P16(g)	Beta P16	xm P50(g)	Beta P50
LRB+RB	λ_L	3.50	0.59	3.67	0.60	4.18	0.61
	Nominal	2.85	0.53	3.05	0.53	3.34	0.54
	λ_U	2.06	0.66	2.23	0.65	2.52	0.63
FPS	λ_L	2.79	0.63	2.92	0.61	3.24	0.56
	λ_U	3.05	0.55	3.10	0.56	3.52	0.51
HDR	λ_L	3.50	0.59	3.67	0.60	4.18	0.61
	λ_U	1.68	0.66	1.92	0.58	2.21	0.58
Base Fija		0.67	0.74	0.71	0.75	1.30	0.73

4.3. Probabilidad de Impacto

A continuación se muestran los resultados del análisis de la separación (GAP) a estructura adyacente y probabilidad de impacto. Para su realización, se realizan análisis de respuesta en el tiempo no lineal, donde se modifican los registros sísmicos para el apropiado cumplimiento de la norma NCh 2745 2013. Se estudia el GAP requerido para obtener un 5% de probabilidad de impacto para el sismo de diseño en la sección 4.3.1, el requerido para obtener un 10% de probabilidad de impacto para el sismo máximo posible en la sección 4.3.2 y se comparan con el GAP establecido en la normativa vigente. Finalmente se muestran las demandas de corte y las incursiones inelásticas producidas a flexión a causa de las sollicitaciones sísmicas mostradas en la Figura 4.145.

En la figura 4.145 se muestran los registros modificados y sin escalar para calzar con el sismo de diseño normativo. El escalamiento de los registros para cumplir con la intensidad requerida por la norma es de 1.13 sobre los registros modificados. Para que la heterogeneidad de los registros sísmicos pueda manifestarse luego de la modificación de los mismos, el presente estudio asume que la desviación estándar de los espectros de pseudoaceleración sin modificar trasciende la normalización, es decir, se conserva para la formulación de las curvas de impacto, esto implica que el parámetro β es constante para todos los sistemas de aislación; dada esta suposición, se estudia el comportamiento de los sistemas para diferentes valores de β , con el objetivo de ampliar aún más el conocimiento sobre el comportamiento de los sistemas.

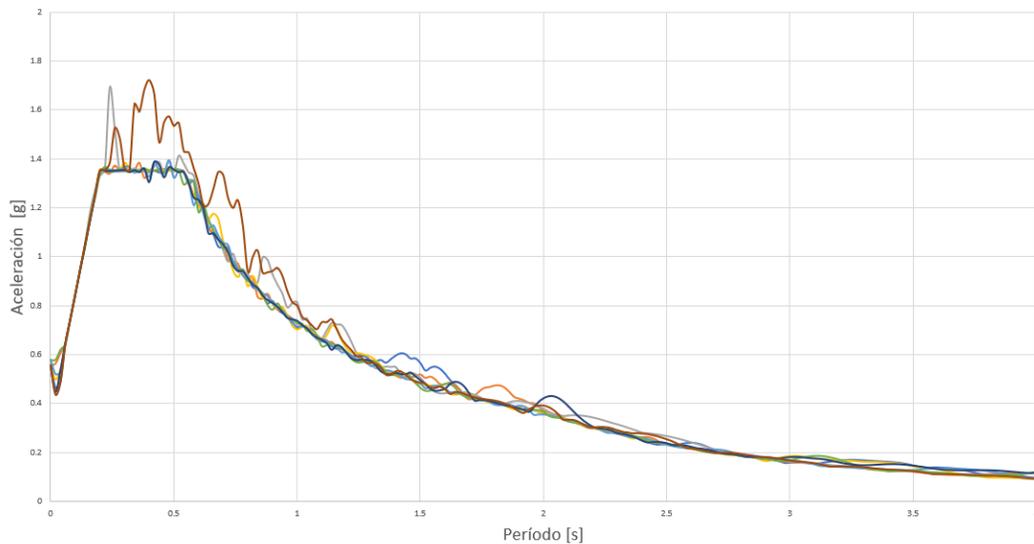


Figura 4.145: Espectros modificados para calzar con sismo de diseño normativo de NCh 2745

4.3.1. Probabilidad para el sismo de diseño

En los siguientes grafos se muestra la probabilidad de impacto para las estructuras, considerando el tipo de aislación, factor de modificación utilizado y un $\beta = 0,8$; en cada uno de ellos, se marcan el GAP que la norma actual establece, correspondiente al desplazamiento de diseño considerando torsión y el punto donde se obtiene un 5% de probabilidades de impacto para el sismo de diseño.

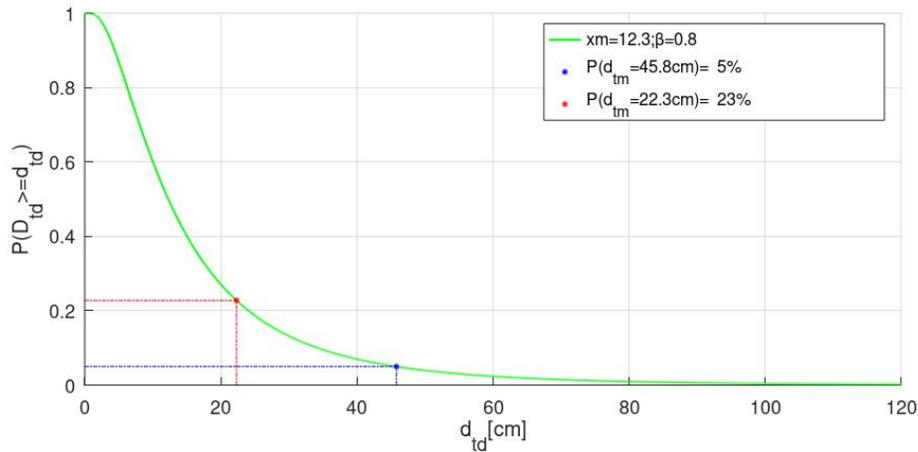


Figura 4.146: Probabilidad de impacto Aislación LRB+RB propiedades nominales, sismo de diseño

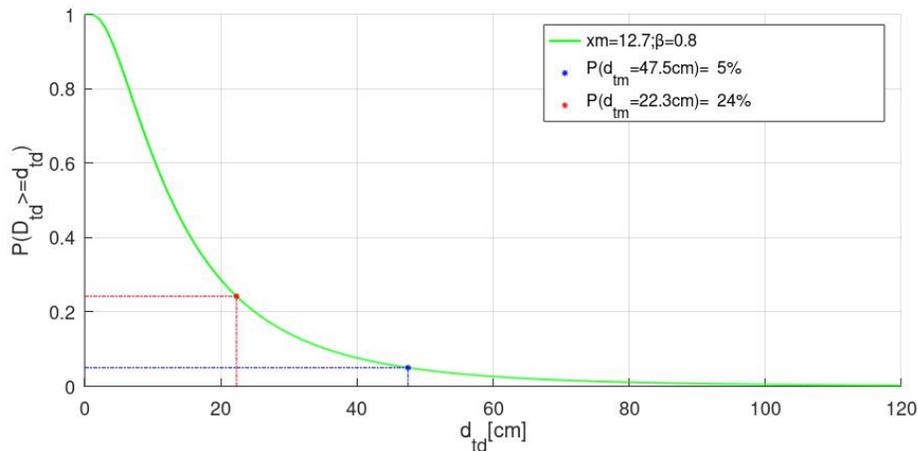


Figura 4.147: Probabilidad de impacto Aislación LRB+RB λ_L , sismo de diseño

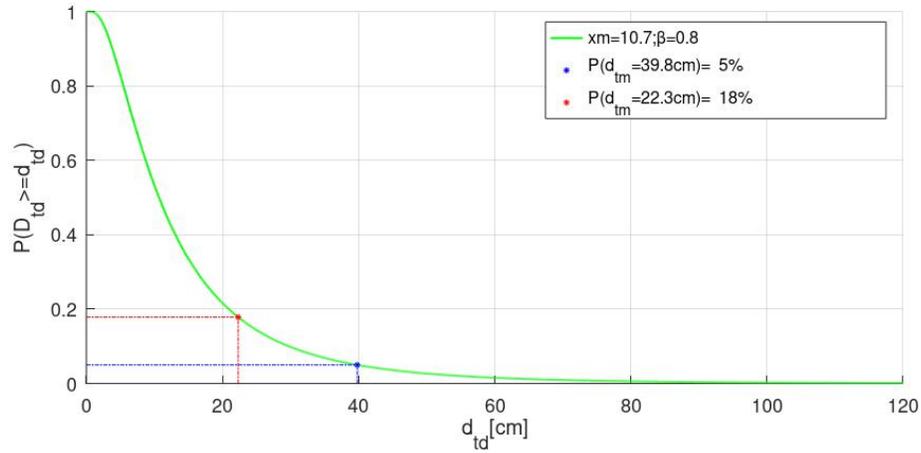


Figura 4.148: Probabilidad de impacto Aislación LRB+RB λ_U , sismo de diseño

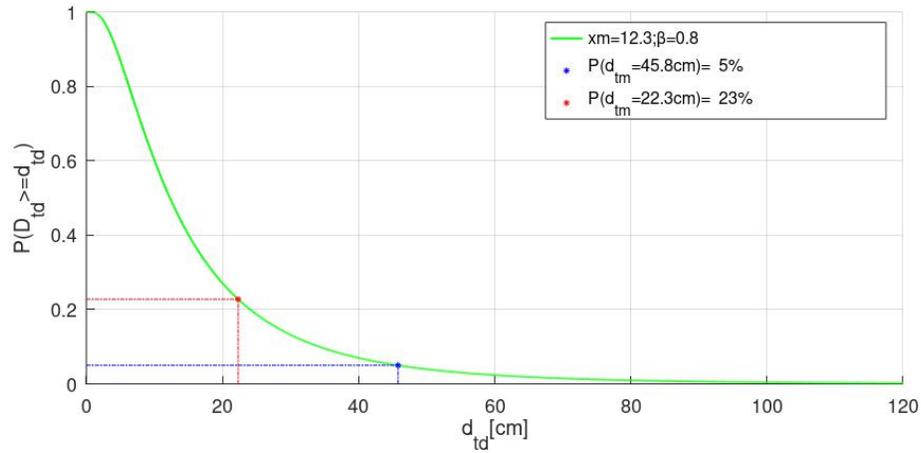


Figura 4.149: Probabilidad de impacto Aislación FPS λ_L , sismo de diseño

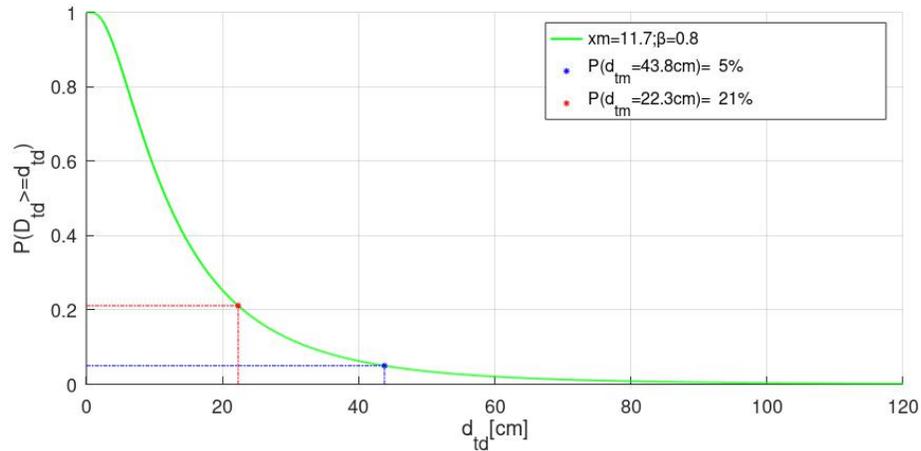


Figura 4.150: Probabilidad de impacto Aislación FPS λ_U , sismo de diseño

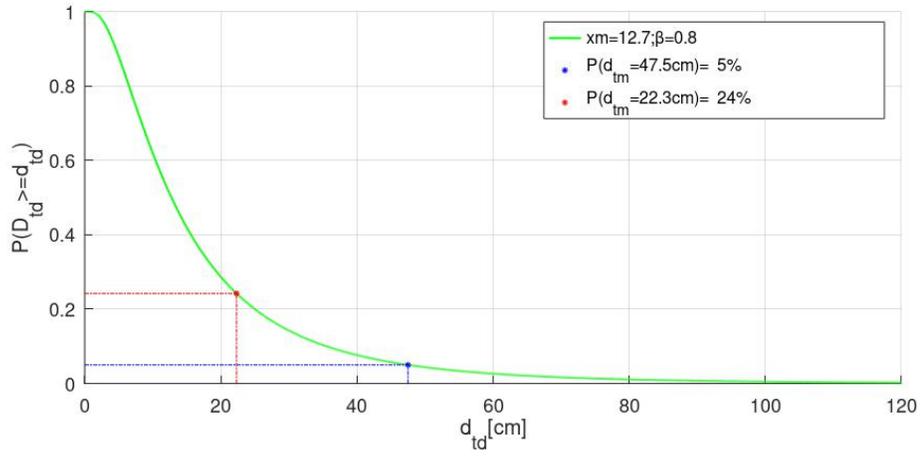


Figura 4.151: Probabilidad de impacto Aislación HDR λ_L , sismo de diseño

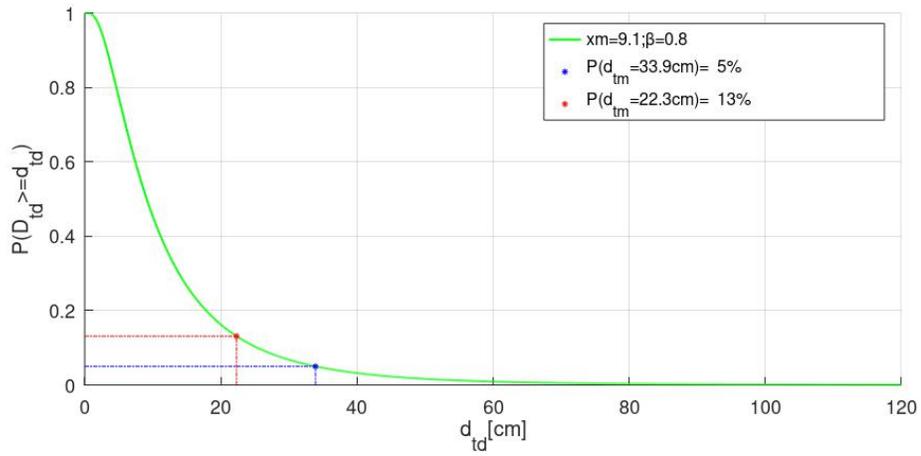


Figura 4.152: Probabilidad de impacto Aislación HDR λ_U , sismo de diseño

4.3.2. Probabilidad para el sismo máximo posible

En lo siguiente se muestran los grafos que muestran la probabilidad de impacto para el sismo máximo MCE. En ellos se muestra el GAP normativo, correspondiente al desplazamiento máximo considerando torsión accidental y el GAP obtenido para lograr un 10% de probabilidad de impacto.

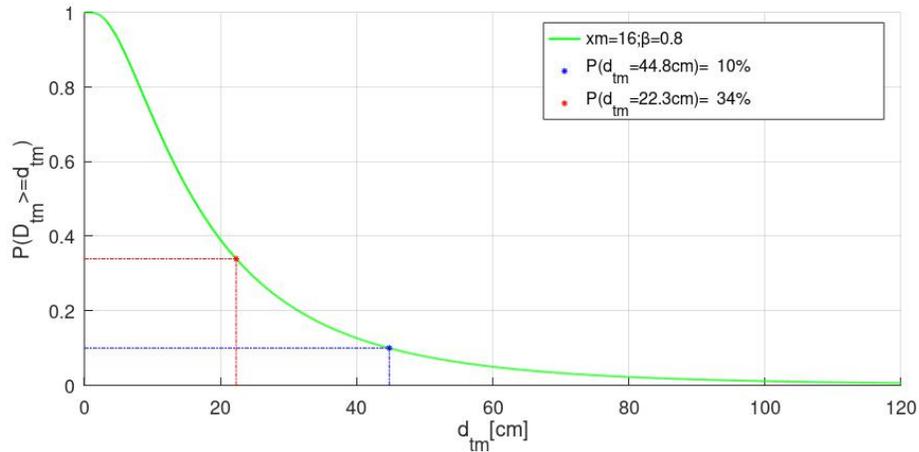


Figura 4.153: Probabilidad de impacto Aislación LRB+RB propiedades nominales, sismo máximo

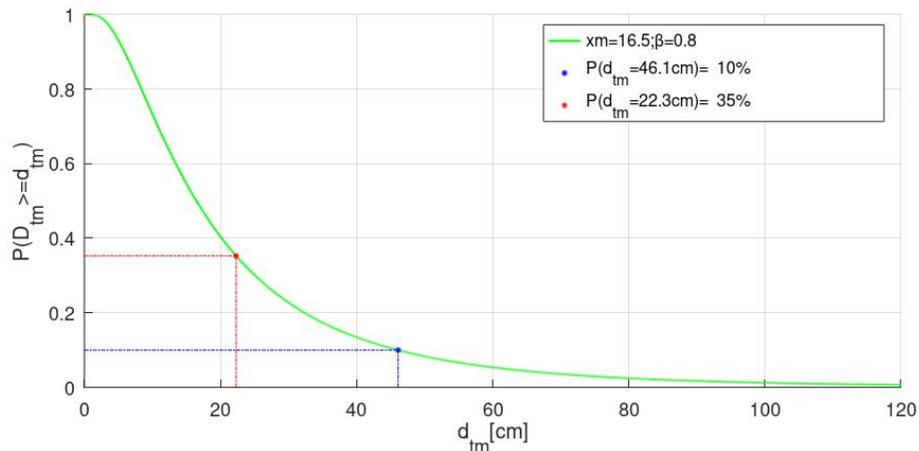


Figura 4.154: Probabilidad de impacto Aislación LRB+RB λ_L , sismo máximo

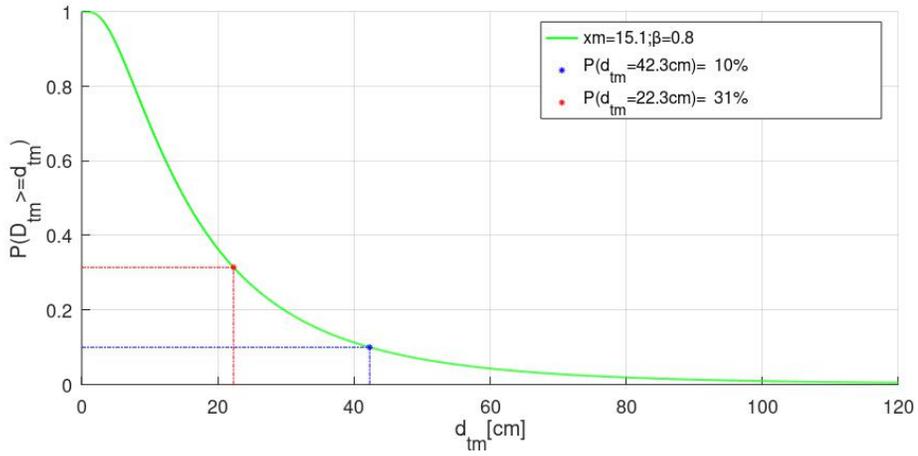


Figura 4.155: Probabilidad de impacto Aislación LRB+RB λ_U , sismo máximo

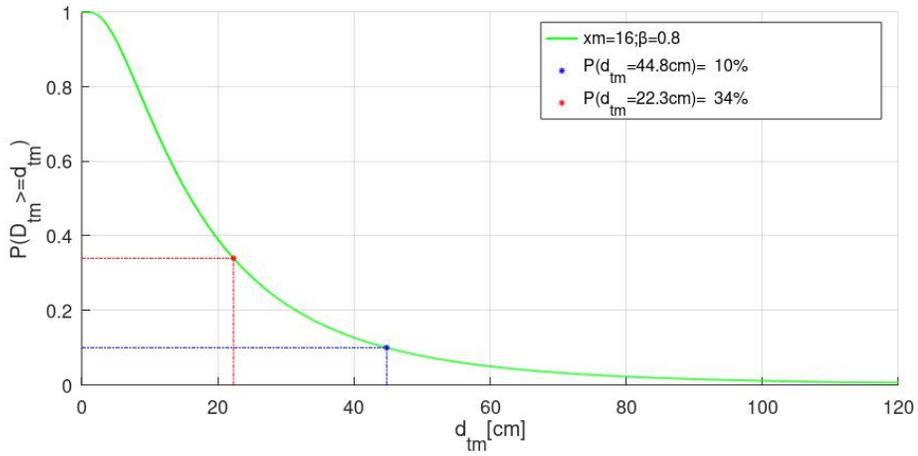


Figura 4.156: Probabilidad de impacto Aislación FPS λ_L , sismo máximo

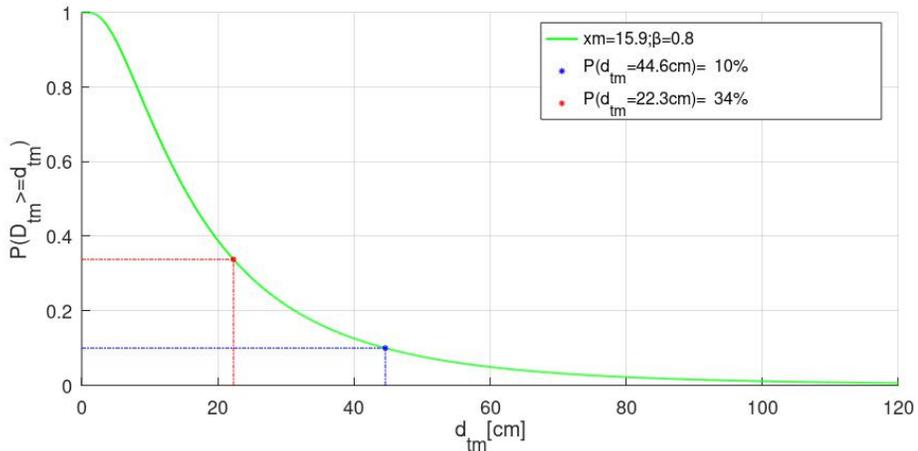


Figura 4.157: Probabilidad de impacto Aislación FPS λ_U , sismo máximo

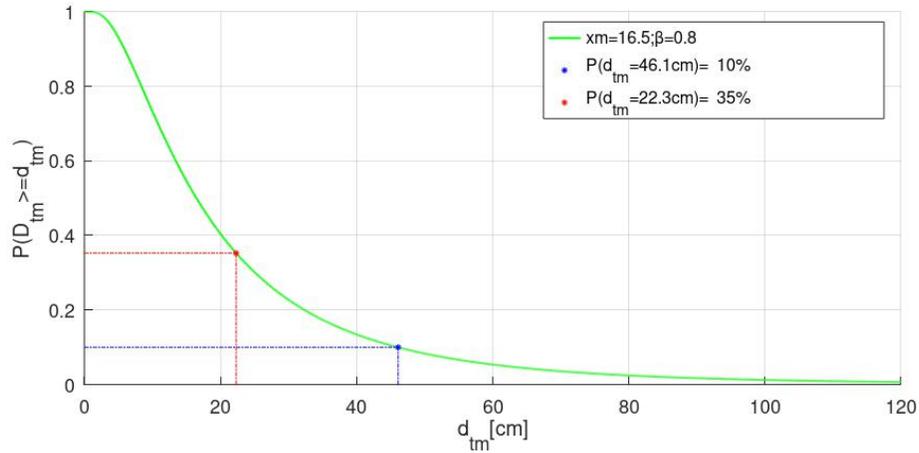


Figura 4.158: Probabilidad de impacto Aislación HDR λ_L , sismo máximo

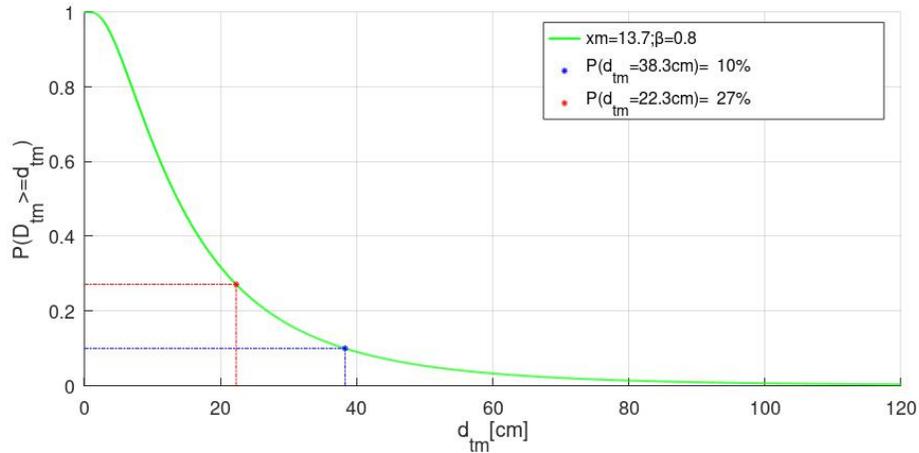


Figura 4.159: Probabilidad de impacto Aislación HDR λ_U , sismo máximo

Se presenta en la tabla 4.3 un resumen comparativo de los datos obtenidos en los análisis de probabilidad de impacto, en ella se muestran la probabilidad de impacto con la utilización del GAP normado para el sismo de diseño, el GAP requerido para obtener un 5% de probabilidad de impacto para el sismo de diseño, la probabilidad de impacto con la utilización del GAP normado para el sismo máximo, el GAP requerido para obtener un 10% de probabilidad de impacto para el sismo máximo y los parámetros característicos constituyentes de las curvas: x_m y β .

Tabla 4.3: Parámetros y resultados de estudio de probabilidad de impacto, $\beta = 0,8$

Aislación	Modificación	Sismo de diseño $\beta = 0,8$			Sismo máximo $\beta = 0,8$		
		xm [cm]	P normativa	GAP [cm] (P=5%)	xm [cm]	P normativa	GAP [cm] (P=10%)
LRB+RB	λ_L	12.7	24.2 %	47.7	16.5	35.3 %	46.1
	<i>Nominal</i>	12.3	22.8 %	46.0	16.0	33.9 %	44.8
	λ_U	10.7	17.9 %	40.0	15.1	31.4 %	42.3
FPS	λ_L	12.3	22.8 %	46.0	16.0	34.0 %	44.8
	λ_U	11.7	21.1 %	44.0	15.9	33.8 %	44.6
HDR	λ_L	12.7	24.2 %	47.7	16.5	35.3 %	46.1
	λ_U	9.1	13.1 %	34.1	13.7	27.1 %	38.3

Finalmente en las tablas 4.4, 4.5 y 4.6 se proveen de la misma forma los parámetros y resultados de los estudios de probabilidad de impacto con los parámetros $\beta = 0,7$, $\beta = 0,6$ y $\beta = 0,5$ respectivamente. Esta información es esencial para entender cómo la variación de los registros estudiados puede afectar en la determinación del GAP adecuado en la realidad nacional.

Tabla 4.4: Parámetros y resultados de estudio de probabilidad de impacto, $\beta = 0,7$

Aislación	Modificación	Sismo de diseño $\beta = 0,7$			Sismo de máximo $\beta = 0,7$		
		xm [cm]	P normativa	GAP [cm] (P=5%)	xm [cm]	P normativa	GAP [cm] (P=10%)
LRB+RB	λ_L	12.7	21.2 %	40.3	16.5	33.2 %	40.4
	<i>Nominal</i>	12.3	19.7 %	38.8	16.0	31.7 %	39.2
	λ_U	10.7	14.6 %	33.8	15.1	29.0 %	37.1
FPS	λ_L	12.3	19.7 %	38.8	16.0	31.8 %	39.3
	λ_U	11.7	18.0 %	37.1	15.9	31.6 %	39.1
HDR	λ_L	12.7	21.2 %	40.3	16.5	33.2 %	40.4
	λ_U	9.1	10.0 %	28.8	13.7	24.2 %	33.5

Tabla 4.5: Parámetros y resultados de estudio de probabilidad de impacto, $\beta = 0,6$

Aislación	Modificación	Sismo de diseño $\beta = 0,6$			Sismo de máximo $\beta = 0,6$		
		xm [cm]	P normativa	GAP [cm] (P=5%)	xm [cm]	P normativa	GAP [cm] (P=10%)
LRB+RB	λ_L	12.7	17.6 %	34.2	16.5	30.6 %	35.5
	<i>Nominal</i>	12.3	16.0 %	32.9	16.0	29.0 %	34.5
	λ_U	10.7	11.0 %	28.6	15.1	25.9 %	32.6
FPS	λ_L	12.3	16.0 %	32.9	16.0	29.0 %	34.5
	λ_U	11.7	14.3 %	31.5	15.9	28.8 %	34.4
HDR	λ_L	12.7	17.6 %	34.2	16.5	30.6 %	35.5
	λ_U	9.1	6.8 %	24.4	13.7	20.8 %	29.5

Tabla 4.6: Parámetros y resultados de estudio de probabilidad de impacto, $\beta = 0,5$

Aislación	Modificación	Sismo de diseño $\beta = 0,5$			Sismo de máximo $\beta = 0,5$		
		xm [cm]	P normativa	GAP [cm] (P=5 %)	xm [cm]	P normativa	GAP [cm] (P=10 %)
LRB+RB	λ_L	12.7	13.2 %	29.0	16.5	27.2 %	31.2
	<i>Nominal</i>	12.3	11.6 %	27.9	16.0	25.3 %	30.4
FPS	λ_U	10.7	7.0 %	24.3	15.1	21.9 %	28.7
	λ_L	12.3	11.6 %	27.9	16.0	25.4 %	30.4
HDR	λ_U	11.7	10.0 %	26.7	15.9	25.1 %	30.2
	λ_L	12.7	13.2 %	29.0	16.5	27.2 %	31.2
	λ_U	9.1	3.7 %	20.7	13.7	16.4 %	26

4.4. Verificación de la superestructura

En la presente sección se verifica el cortante basal y las incursiones inelásticas de los elementos sometidos a flexión de la superestructura para el marco intermedio, siguiendo los requerimientos establecidos para el espectro de diseño de la norma NCh 2745 Of. 2013 como se muestra en la Figura 4.145. La información presentada en estas secciones, utiliza los datos obtenidos por los estudios de curvas de fragilidad, presentes en la sección 4.2 y por el análisis dinámico incremental (IDA) realizado en la sección 4.1 sobre la influencia de los factores de modificación λ en la variación de fuerzas y esfuerzos solicitantes en las estructuras.

4.4.1. Solicitación de Cortante Basal

En las tablas 4.7 y 4.8 se muestran los cortantes basales normalizados por el peso sísmico de la estructura para cada tipo de sistema de aislación sísmica con los correspondientes factores de modificación λ que se consideran para el sismo de diseño según los requerimientos de la NCh 2745. De la misma forma, en las tablas 4.9 y 4.10 se muestran los datos obtenidos para el caso del sismo máximo posible.

Tabla 4.7: Corte basal normalizado para sismo de diseño

Aislación	Modificación	Corte basal normalizado para sismo de diseño			
		Concepcion EO	Concepcion NS	Constitución EO	Constitución NS
LRB +	λ_L	3.9 %	4.6 %	3.9 %	5.1 %
	<i>Nominal</i>	4.4 %	5.3 %	4.6 %	4.9 %
RB	λ_U	6.6 %	6.2 %	5.9 %	6.8 %
	λ_L	4.2 %	4.8 %	4.0 %	4.9 %
FPS	λ_U	6.0 %	5.8 %	6.2 %	7.0 %
	λ_L	3.9 %	4.6 %	3.9 %	5.1 %
HDR	λ_U	8.0 %	7.6 %	7.4 %	8.8 %

Tabla 4.8: Corte basal normalizado para sismo de diseño

Aislación	Modificación	Corte basal normalizado para sismo de diseño			
		Maipu EO	Maipu NS	Matanzas EO	Matanzas NS
LRB +	λ_L	4.9 %	3.8 %	4.0 %	4.0 %
	<i>Nominal</i>	6.0 %	4.4 %	5.2 %	5.5 %
RB	λ_U	6.8 %	5.6 %	6.6 %	6.7 %
	λ_L	5.4 %	3.8 %	4.6 %	4.5 %
FPS	λ_U	6.9 %	5.2 %	5.9 %	6.1 %
	λ_L	4.9 %	3.8 %	4.0 %	4.0 %
HDR	λ_U	6.7 %	7.5 %	7.7 %	8.8 %

Tabla 4.9: Corte basal normalizado para sismo máximo posible

Aislación	Modificación	Corte basal normalizado para sismo máximo posible			
		Concepcion EO	Concepcion NS	Constitución EO	Constitución NS
LRB + RB	λ_L	4.4 %	4.8 %	4.1 %	5.9 %
	<i>Nominal</i>	5.2 %	6.1 %	5.0 %	5.9 %
	λ_U	6.7 %	6.7 %	6.3 %	7.2 %
FPS	λ_L	4.7 %	5.5 %	4.6 %	5.7 %
	λ_U	6.2 %	6.4 %	6.5 %	7.1 %
HDR	λ_L	4.4 %	4.8 %	4.1 %	5.9 %
	λ_U	8.0 %	8.4 %	8.8 %	9.2 %

Tabla 4.10: Corte basal normalizado para sismo máximo posible

Aislación	Modificación	Corte basal normalizado para sismo máximo posible			
		Maipu EO	Maipu NS	Matanzas EO	Matanzas NS
LRB + RB	λ_L	5.6 %	3.9 %	4.5 %	4.1 %
	<i>Nominal</i>	6.8 %	4.8 %	5.7 %	5.9 %
	λ_U	7.8 %	6.1 %	7.2 %	7.4 %
FPS	λ_L	5.9 %	4.2 %	5.3 %	4.6 %
	λ_U	7.8 %	5.7 %	6.5 %	7.0 %
HDR	λ_L	5.6 %	3.9 %	4.5 %	4.1 %
	λ_U	8.0 %	8.3 %	8.3 %	9.6 %

4.4.2. Incursión inelástica del marco estructural

Se presentan en las Figuras 4.160, 4.161, 4.162, 4.163, 4.164, 4.165 y 4.166 los puntos resultantes de los análisis tiempo historia para las vigas del piso 4 ya que corresponde al elemento que presenta mayores incursiones inelásticas. En éstas figuras, se pueden observar las envolventes que definen el comportamiento del elementos estructural y su incursión inelástica correspondiente.

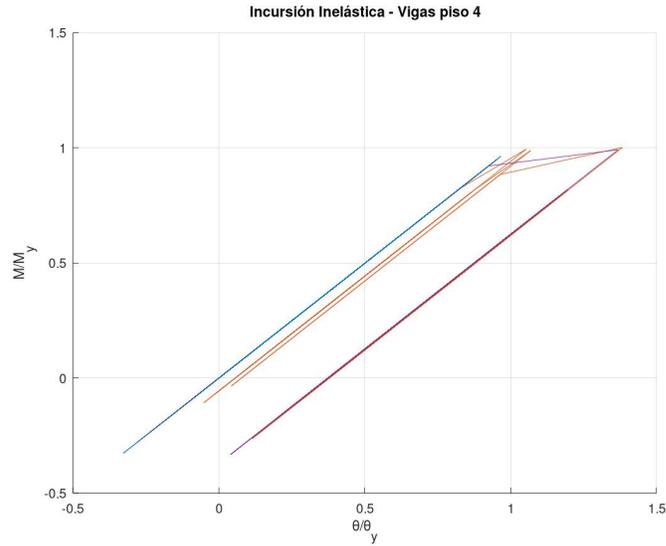


Figura 4.160: Incursión inelástica LRB+RB(N)

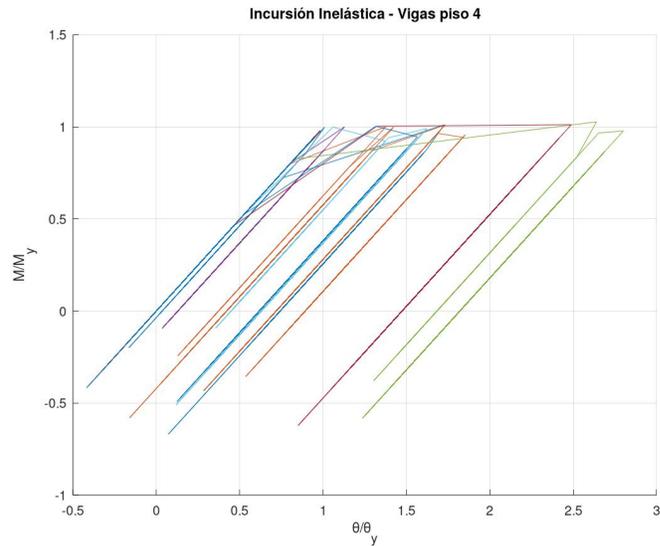


Figura 4.161: Incursión inelástica LRB+RB(U)

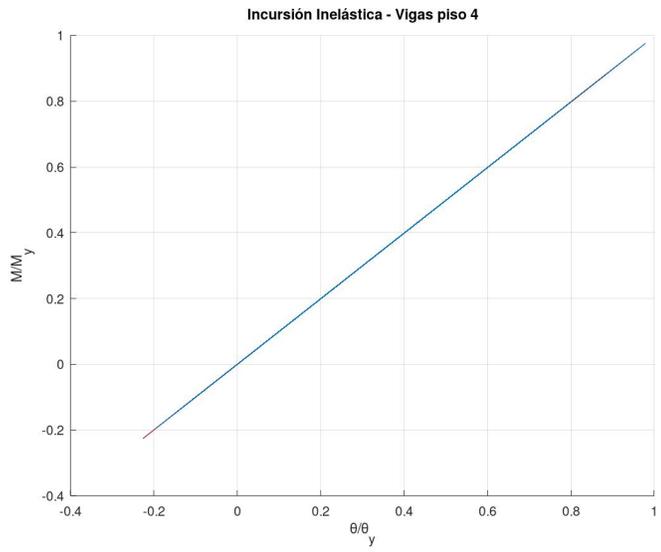


Figura 4.162: Incurción inelástica LRB+RB(L)

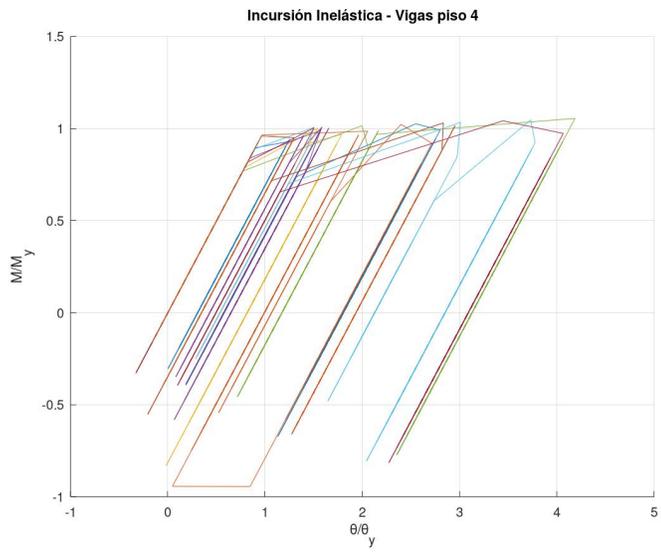


Figura 4.163: Incurción inelástica HDR(U)

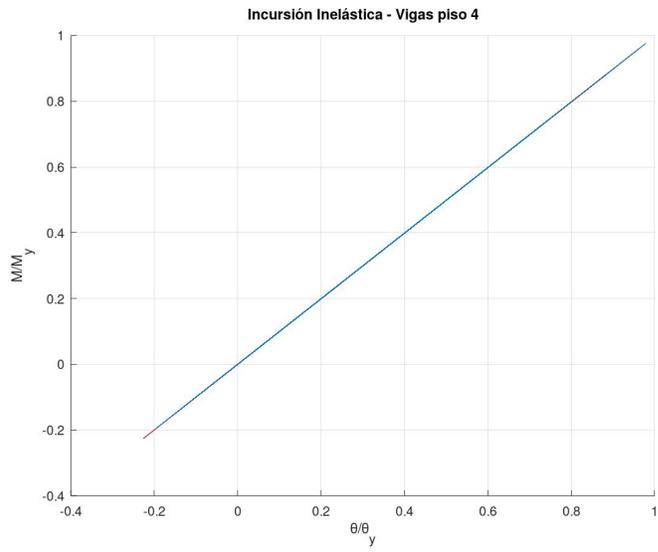


Figura 4.164: Incurción inelástica HDR(L)

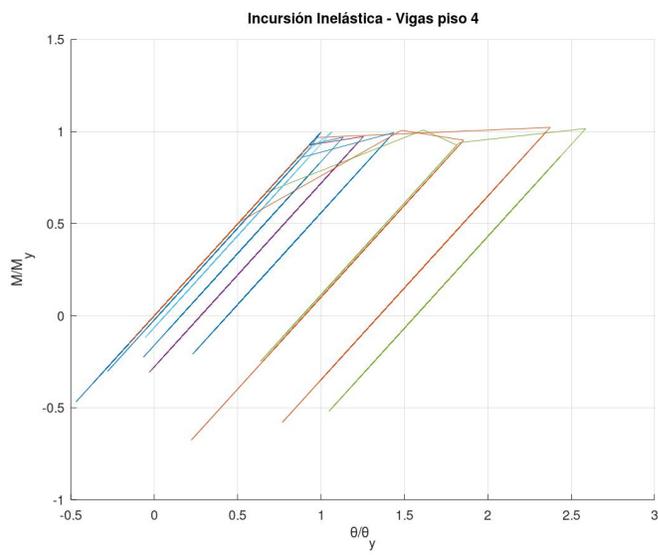


Figura 4.165: Incurción inelástica FPS(U)

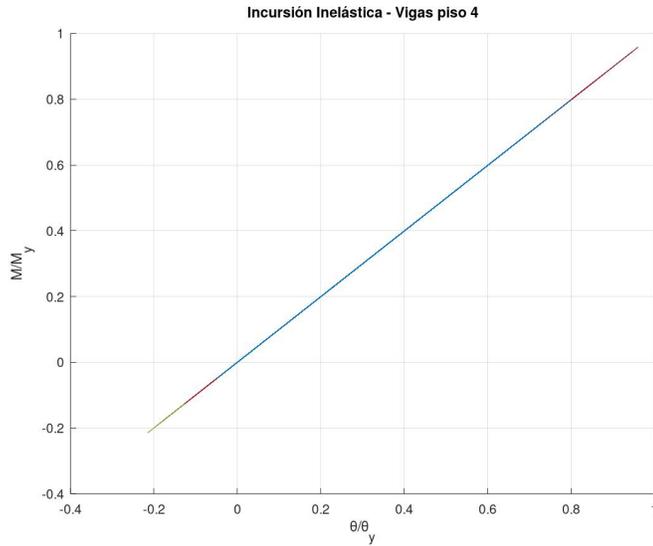


Figura 4.166: Incurción inelástica FPS(L)

Finalmente se presenta en la Tabla 4.11 un resumen con los datos presentados en las figuras de la presente sección. En ella, se muestra además la capacidad remanente de rotación en términos porcentuales para el marco intermedio.

Tabla 4.11: Resumen incursiones inelásticas marco intermedio

	TIPO AISLACION						
	LRB+RB (N)	LRB+RB (U)	LRB+RB (L)	HDR (U)	HDR (L)	FPS (U)	FPS (L)
ϕ/ϕ_y max	1.4	2.8	0.96	4.84	0.96	2.57	0.94
M/M_y max	1.004	1.07	0.97	1.05	0.97	1.02	0.95
% remanente	80 %	59 %	86 %	29 %	86 %	62 %	86 %

4.5. Cubicación de los marcos estructurales

En la presente sección se compilan los materiales utilizados en los marcos estructurales especial e intermedio. Las secciones y armaduras de éstas, fueron definidas en la sección 3.4. En las tablas 4.12, 4.13, 4.14 y 4.15 se resumen las cubicaciones por tipo de elemento, donde cada fila corresponde a la sumatoria de materiales de las 8 vigas o 9 columnas según el caso correspondientes por piso.

Tabla 4.12: Cubicaciones de vigas del marco intermedio

Vigas	Volumen Hormigón [m^3]	Peso Acero [ton]	Cuantía [kg/m^3]
Piso 1	23.1	4.9	213.0
Piso 2	23.2	3.8	164.4
Piso 3	23.3	2.8	119.5
Piso 4	24.0	2.5	102.8
Piso 5	24.1	2.1	85.7

Tabla 4.13: Cubicaciones de vigas del marco especial

Vigas	Volumen Hormigón [m^3]	Peso Acero [ton]	Cuantía [kg/m^3]
Piso 1	27.7	6.0	216.1
Piso 2	27.8	4.8	174.2
Piso 3	28.0	3.7	130.6
Piso 4	28.8	3.0	105.1
Piso 5	28.9	2.6	90.8

Tabla 4.14: Cubicaciones de columnas del marco intermedio

Columnas	Volumen Hormigón [m^3]	Peso Acero [ton]	Cuantía [kg/m^3]
Piso 1	27.7	3.8	137.8
Piso 2	27.7	3.8	137.8
Piso 3	15.5	3.0	191.2
Piso 4	15.6	2.4	157.1

Tabla 4.15: Cubicaciones de columnas del marco especial

COLUMNAS	Volumen Hormigón [m^3]	Peso Acero [ton]	Cuantía [kg/m^3]
Piso 1	27.7	4.4	158.0
Piso 2	27.7	4.4	158.0
Piso 3	15.4	3.4	218.2
Piso 4	15.5	2.9	183.8

Finalmente en la tabla 4.16 se presenta la relación de aumento en materiales al pasar de un marco intermedio a uno especial y en la sección de conclusiones se relacionan el aumento material con la diferencia de desempeño generado en la estructura. Es importante destacar que como el presente estudio aumenta la sección transversal de las vigas especiales, con el objetivo de cumplir con el confinamiento de nudos; la diferencia en la relación material presentada en la Tabla 4.16 sería más pronunciada en cualquier caso comparativo entre elementos con una misma sección transversal.

Tabla 4.16: Relación material entre marcos intermedio y especial

Relación de Hormigón	Relación de Acero
112 %	121 %

Conclusión

Los resultados obtenidos en el presente documento, contribuyen de manera directa a profundizar en el conocimiento de la realidad chilena en materia de la evaluación del cortante basal, de los esfuerzos en las superestructuras y en la determinación de los desplazamientos generados en las interfaces de aislación en estructuras aisladas. A través de los resultados presentados, esta memoria determina el impacto del diseño de estructuras considerando los factores de modificación de propiedades λ establecidos en la ASCE/SEI 7-16. Complementariamente, se determinan las modificaciones en los requerimientos establecidos en la norma chilena NCh 2745 2013 referentes al gap requerido en estructuras aisladas, con la finalidad de disminuir la probabilidad de impacto.

Del análisis no lineal de respuesta en el tiempo efectuado considerando registros de el terremoto de El Maule de 2010 escalados al sismo de diseño, siguiendo las consideraciones de verificación para estructuras aisladas según la NCh 2745 2013, se destaca lo siguiente con respecto al comportamiento según tipo de aislación y factor de modificación como se muestra en los resultados de la sección 4.4:

- (a) Los cortantes basales para el caso nominal muestran corresponderse con los requerimientos de la normativa actual vigente, por lo que la utilización de la misma no comprometería la seguridad de las estructuras bajo las consideraciones nominales y por las condiciones flexibilizadas modificadas por los factores λ_L , para todos los tipos de sistemas de aislación.
- (b) Por otro lado, la modificación de propiedades a través de los factores λ_U de los sistemas de aislación aumentan el cortante basal hasta en un 46 %, dependiendo del sismo que afecta a la estructura. En este sentido, se hace necesario el diseño de las estructuras considerando estos escenarios.
- (c) Las incursiones inelásticas de los elementos sometidos a flexión de la superestructura también indican que la rigidización de los sistemas de aislación puede producir un acercamiento considerable a la rotación última de los mismos. Como se muestra en la Tabla 4.11 , mientras en el caso nominal se conserva hasta un 80 % de la capacidad de rotación de los elementos, en el caso de considerar propiedades en el límite superior permanece tan solo un 29 % de esta capacidad en el marco intermedio.

En lo siguiente, se muestran dos grupos de conclusiones: el primero, presenta las resoluciones obtenidas a partir del análisis dinámico incremental (IDA); y el segundo presenta las deducciones obtenidas a partir del análisis de probabilidad de impacto.

-Análisis dinámico incremental (IDA)

Del análisis dinámico incremental (IDA) y las curvas de fragilidad respectivas obtenidas para los detallamientos de armaduras estudiados, y considerando los factores λ , se concluye lo siguiente:

- (a) Se determina que incluso en estructuras aisladas sísmicamente, la probabilidad de que los elementos estructurales desarrollen fisuras es considerable. Como se muestra en las tablas 4.1 y 4.2 las probabilidades de aparición de fisuras alcanzan el 50 % para aceleraciones máximas del suelo de 0.1(g) para marcos intermedios, y de 0.12(g) para marcos especiales.
- (b) Con respecto a la influencia de los factores λ en la aparición de fisuras, se determina que la modificación de parámetros que caracterizan la interfaz de aislación a través de los factores λ_U puede generar un descenso en la sollicitación sísmica requerida para desarrollar fisuras en los marcos estudiados de hasta un 50 %.
- (c) Con respecto a la fluencia de las vigas de los marcos estudiados, se determina que la influencia de los factores λ_U puede generar un descenso en la sollicitación sísmica requerida para desarrollarla de 0.59(g) a 0.22(g), en el caso más crítico, correspondiente a una reducción del 36 %.
- (d) Con respecto a las rotaciones últimas, los factores de modificación de propiedades en el límite superior demostraron disminuir de 2.06(g) a 1.17(g) la aceleración máxima de suelo requerida para que, con una probabilidad del 50 %, un primer elemento alcance su capacidad de rotación última, en comparación con el caso nominal.
- (e) Las curvas resultantes del análisis incremental dinámico muestran una reducción de pendiente a medida que avanza la rotación de los elementos estructurales. Esto se debe a que primeramente algunos elementos comienzan a incursionar en su rango plástico, modificando las propiedades de rigidez de la superestructura. Posteriormente algunos elementos alcanzan su estado último, exhibiendo una pérdida considerable de resistencia y aumentando de manera importante sus rotaciones.
- (f) Consecuencia de que la modelación de los elementos considera una reducción considerable de resistencia luego de alcanzar la rotación última, los resultados obtenidos muestran que las curvas de fragilidad para el estado límite de rotación última para las demandas inicial, P16 y P50 tienden a mostrar parámetros más cercanos entre sí que las respectivas curvas para los estados límites de fisura y fluencia. Debido a este tipo de modelación también se destaca que se presentan resultados más conservadores con respecto al desempeño sísmico de las estructuras en comparación con estudios anteriores. En este sentido, existe una reducción de hasta un 56 % en la aceleración máxima del suelo requerida en los detallamientos especial e intermedio para alcanzar su estado límite último..
- (g) El marco con detallamiento especial presenta en promedio un aumento de 2.13(g) a 3.01(g) para que la estructura alcance estados límite de rotación última. Si bien esto representa un aumento considerable en la resistencia de la estructura, se hace necesario destacar que la sollicitación sísmica requerida para que esto suceda en el caso intermedio o especial está muy por sobre las aceleraciones registradas en el país hasta la actualidad. Por otro lado, este aumento en el desempeño estructural es resultado de incrementar en un 12 % y 21 % en materiales utilizados de hormigón

y de acero, alternativa que implica aumentar de manera innecesaria el costo de este tipo de obras.

-Probabilidad de impacto

Con respecto a los resultados obtenidos del análisis de probabilidad de impacto, se determina que los factores de modificación de propiedades λ_L generan en general mayores desplazamientos, los que incrementan considerablemente la probabilidad de impacto cuando se determina el GAP utilizando el procedimiento actual normativo descrito en la norma NCh 2745 2013. En los siguientes puntos se exhiben las diferencias que producen estos factores según el tipo de sistema de aislación, concluyendo lo siguiente:

- (a) Se ha demostrado que la probabilidad de impacto del 5 % para el sismo de diseño controla la definición de la dimensión del gap, por sobre la probabilidad de impacto del 10 % para el sismo máximo.
- (b) Para la estructura con sistema de aislación sísmica con propiedades nominales, y considerando una desviación estándar logarítmica igual a 0.8 para la respuesta, la probabilidad de impacto obtenida al utilizar registros compatibles con el espectro de diseño definido en la norma NCh 2745 2013 es del 22.8 %. La probabilidad de impacto obtenida al utilizar registros compatibles con el sismo máximo definido por la norma es del 33.9 %. Estas probabilidades aumentan con la aplicación de los factores λ_L a un 24.2 % y 35.3 % respectivamente. Las probabilidades anteriores se modifican a 11.6 % y 25.3 % para las propiedades nominales y 13.2 % y 27.2 % para las propiedades en el límite inferior al considerar una desviación estándar logarítmica igual a 0.5 para la respuesta.
- (c) Como los factores de modificación de propiedades son los mismos para el caso LRB+RB y HDR en el límite inferior (λ_L), los resultados arrojados por el estudio para estos casos son exactamente iguales, esto puede verse tanto en los gráficos de curvas IDA, curvas de fragilidad y tablas de resumen de resultados obtenidos.
- (d) Para el sistema de aislación FPS con los factores en límite inferior (λ_L) y una desviación estándar logarítmica igual a 0.8, la probabilidad de impacto obtenida al utilizar registros compatibles con el espectro de diseño definido en la norma NCh 2745 2013 es del 22.8 %. Por otro lado, la probabilidad de impacto obtenida al considerar los factores en límite superior (λ_U) es del 21.1 %. Con este resultado, se determina que la modificación de la fuerza de fluencia en estos sistemas no afectaría mayormente en la probabilidad de impacto, sugiriendo que la misma se relaciona más íntimamente con la modificación de las propiedades de rigidez post fluencia de los sistemas de aislación.
- (e) Se muestra que para alcanzar una probabilidad de impacto del 5 % para el sismo de diseño, se requiere un gap entre 1.8 y 2.1 veces mayor que el gap requerido de acuerdo a los procedimientos de la norma NCh 2745, para una desviación estándar logarítmica de la respuesta asumida igual a 0.8. De la misma forma, para una desviación estándar logarítmica de la respuesta de 0.5, la probabilidad de impacto del 5 % para el sismo de diseño se obtiene considerando gaps 1.1 a 1.3 veces el gap requerido por la normativa vigente. Esto resulta indicativo de las falencias que la normativa nacional presenta en materia de control de la probabilidad de impacto de estructuras con aislación sísmica.

- (f) El estudio realizado por Felipe Toledo el año 2013 destacó el rol negativo en el desempeño estructural que tiene el impacto en las estructuras aisladas. Es por esto que se vuelve menester generar GAP adecuados para disminuir esta probabilidad. Del presente estudio se destaca que esta probabilidad varía hasta en un 15% dependiendo del sistema de aislación utilizado y del factor de modificación de propiedades que afecta al sistema.

Finalmente se destaca que el presente documento es consistente con las conclusiones obtenidas en estudios pasados con respecto a que la utilización de un detallamiento intermedio no compromete la integridad estructural en estructuras diseñadas en conformidad con la práctica chilena. Además resuelve que los factores λ amplían aún más las variables presentes en el problema del diseño de los sistemas aislados y genera la necesidad de establecer que el GAP sea determinado a través de un estudio probabilístico como el presentado en la presente memoria.

Recomendaciones de futuros estudios

El presente estudio se realizó considerando una única zona sísmica y tipo de suelo, por lo que el estudio de la influencia del uso de los factores de modificación de propiedades de los aisladores en otras zonas sísmicas y tipos de suelo permitiría profundizar aún más el entendimiento del impacto de estos factores en los costos y desempeño sísmico de estructuras diseñadas en conformidad con las prácticas chilenas.

Por otro lado, el estudio de los efectos de los factores de modificación en edificaciones estructuradas en base a muros de corte o sistemas mixtos resultaría de interés para extender el conocimiento y mejorar el entendimiento sobre los efectos de implementar los factores para el diseño de edificaciones residenciales y de oficinas, entre otras.

Se destaca que los factores utilizados son obtenidos del estándar ASCE/SEI 7-16, por lo que no incluirían información reciente respecto a la dispersión de las fuerzas de activación por variaciones del coeficiente de fricción estática, ni dispersiones en el coeficiente de fricción dinámica como consecuencia de la incertidumbre en las cargas de servicio para sistemas de aislación basados en péndulos friccionales (FPS). Se plantea realizar un estudio para profundizar en el conocimiento de los procedimientos de diseño de éstos sistemas de aislación.

Finalmente se propone extender el estudio de los factores de modificación de propiedades λ para el caso de fabricantes desconocidos.

Bibliografía

- [1] Madriaga ,R (1998) *Sismicidad de Chile*. Paris, Francia: Université Denis Diderot de Paris, p223-232.
- [2] ASCE/SEI (2013) *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- [3] ASCE (2000) *Prestandard and Comentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- [4] PUC (2016) *Evaluación de desempeño sísmico de hospitales aislados y convencionales a través de un análisis de fragilidad*. Santiago, Chile: Pontificia Universidad Católica de Chile, p1-6.
- [5] De la Llera, J.C., Boroschek, R., Vial, I.,Retamales, R. (2017) *Seismic Protection in Chile: 25 years of evolution*. Santiago, Chile: 16th World Conference on Earthquake Engineering, p8-20.
- [6] UANDES (2013) *Evaluación de requisitos de detallamiento de estructuras de marcos con aislamiento sísmico*. Santiago, Chile: Universidad de los Andes, p1-52.
- [7] INN (2012) *Diseño Sísmico de Edificios*. Santiago, Chile: Instituto Nacional de Normalización, p1-43
- [8] ACI (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318S-19)*. Farmington Hills,MI: American Concrete Institute.
- [9] CDT (2012). *Documento Técnico N. 29: Protección Sísmica de Estructuras*. Santiago, Chile: CDT/CChC
- [10] UACH (2005) *Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos. (Análisis Comparativo de Comportamiento y Costos con un Edificio Tradicional)*. Valdivia, Chile: Universidad Austral de Chile, p1-20.
- [11] NIST (2017). *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings*. Gaithersburg,MD: National Institute of Standards and Technology.
- [12] ACHISINA (2017). *Diseño sísmico basado en desempeño*. Santiago, Chile: Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica, p1-23
- [13] UACH (2016) *Análisis de registros chilenos y período predominante del sitio*. Santiago, Chile: Universidad Austral de Chile, p1-10.
- [14] OpenSees (2012) *Open system for earthquake engineering simulation*. University of California, Berkeley, <http://opensees.berkeley.edu>.
- [15] XTRACT (2008) *Software de análisis seccional*. TRC Solutions, <http://www.imbsen.com/software-XTRACT.html>.

Apéndice A

Registros de aceleraciones

A continuación se presentan los registros de aceleraciones para ambas direcciones horizontales consideradas en el estudio. En total corresponden a 8 registros sísmicos resultantes del sismo del Maule del 2010, todos obtenidos del RENADIC.

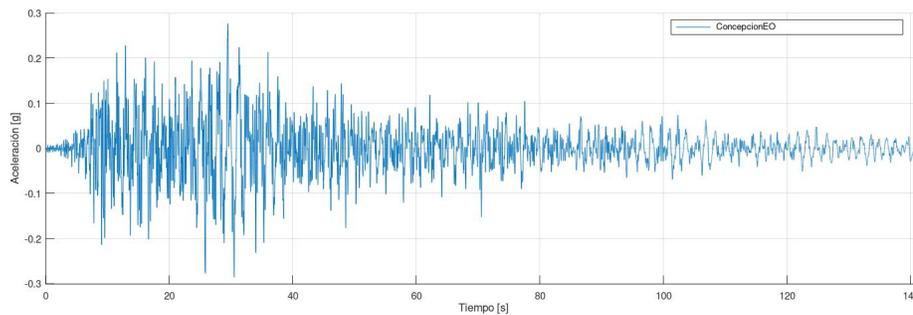


Figura A.1: Registro de aceleraciones Concepción EO, Maule 2010 Mw= 8.8 Sin Escalar

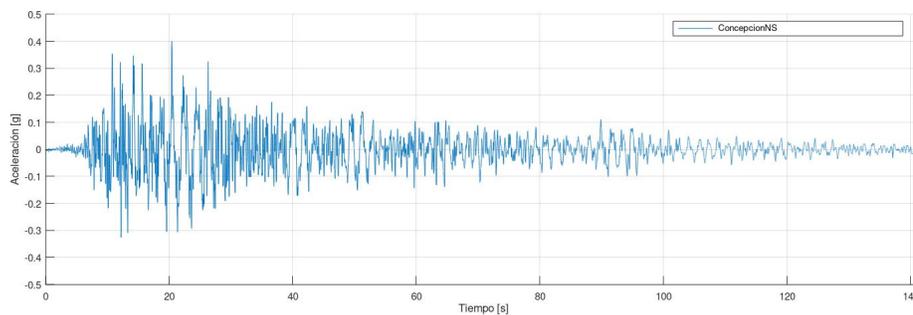


Figura A.2: Registro de aceleraciones Concepción NS, Maule 2010 Mw= 8.8 Sin Escalar

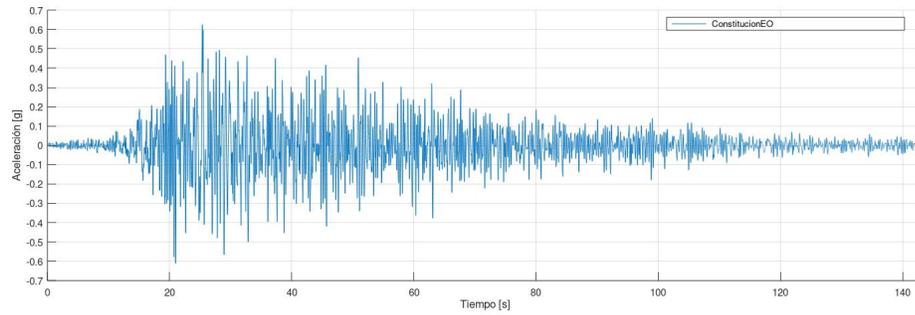


Figura A.3: Registro de aceleraciones Constitución EO, Maule 2010 Mw= 8.8 Sin Escalar

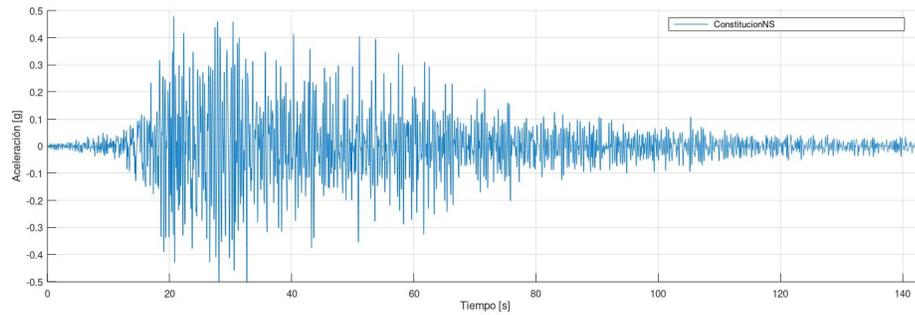


Figura A.4: Registro de aceleraciones Constitución NS, Maule 2010 Mw= 8.8 Sin Escalar

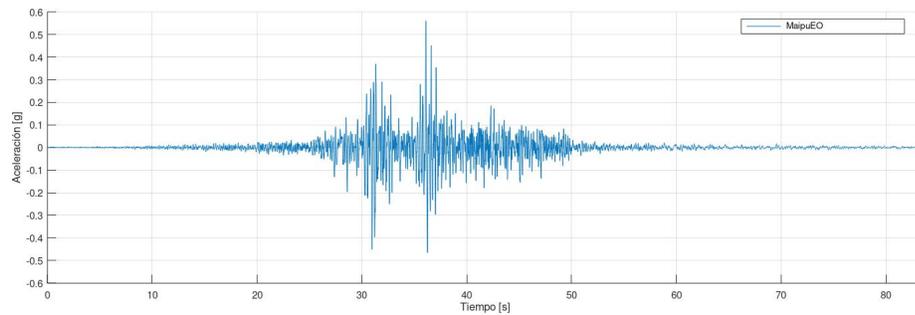


Figura A.5: Registro de aceleraciones Maipú EO, Maule 2010 Mw= 8.8 Sin Escalar

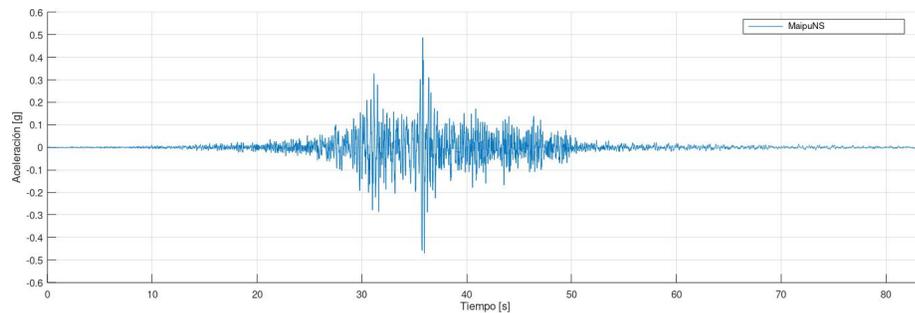


Figura A.6: Registro de aceleraciones Maipú NS, Maule 2010 Mw= 8.8 Sin Escalar

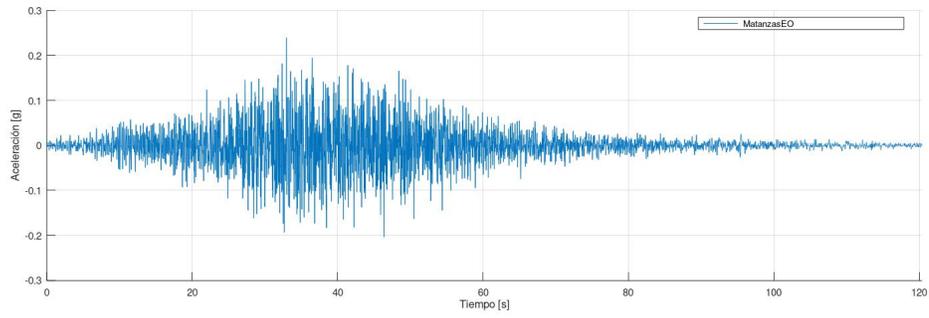


Figura A.7: Registro de aceleraciones Matanzas EO, Maule 2010 Mw= 8.8 Sin Escalar

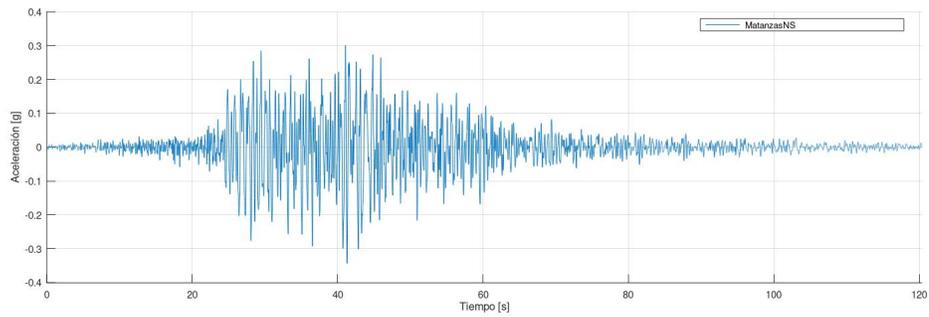


Figura A.8: Registro de aceleraciones Matanzas NS, Maule 2010 Mw= 8.8 Sin Escalar

Apéndice B

Pseudospectros de respuesta de aceleración

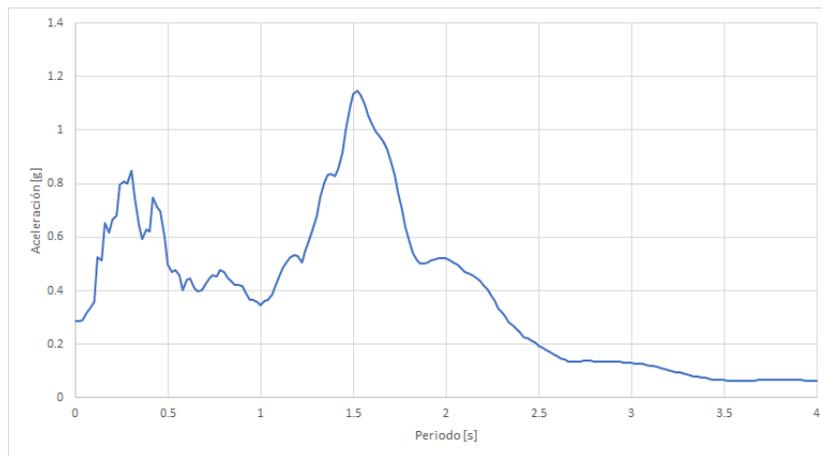


Figura B.1: Pseudoespectro de aceleraciones Concepción EO, Maule 2010

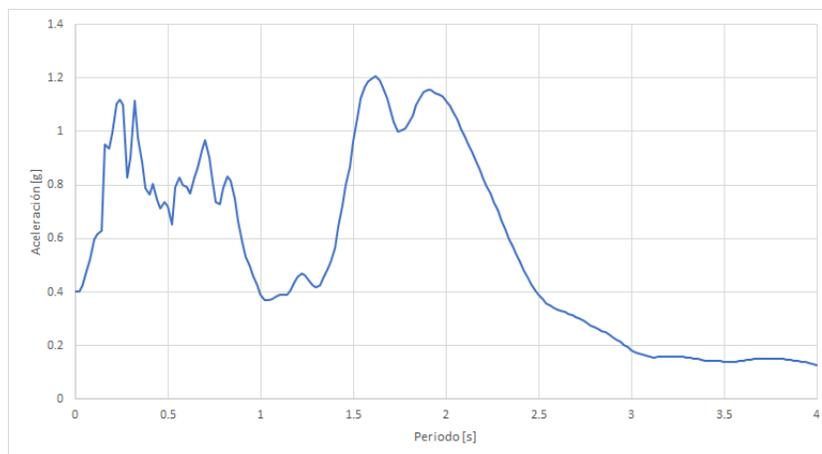


Figura B.2: Pseudoespectro de aceleraciones Concepción NS, Maule 2010

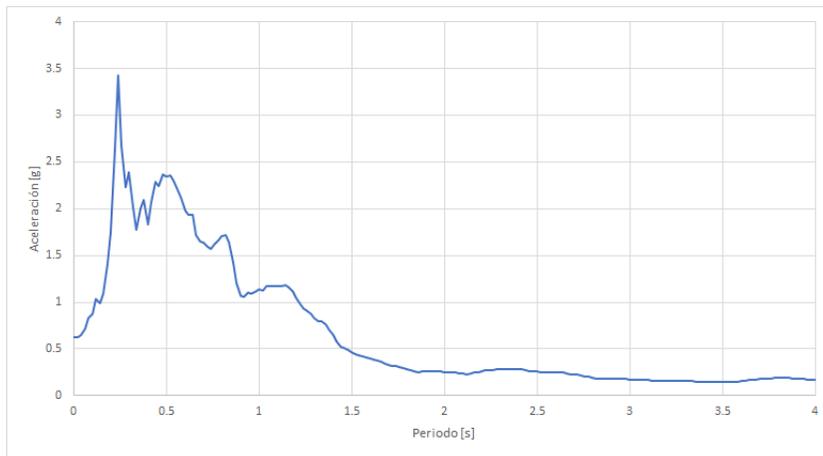


Figura B.3: Pseudoespectro de aceleraciones Constitución EO, Maule 2010

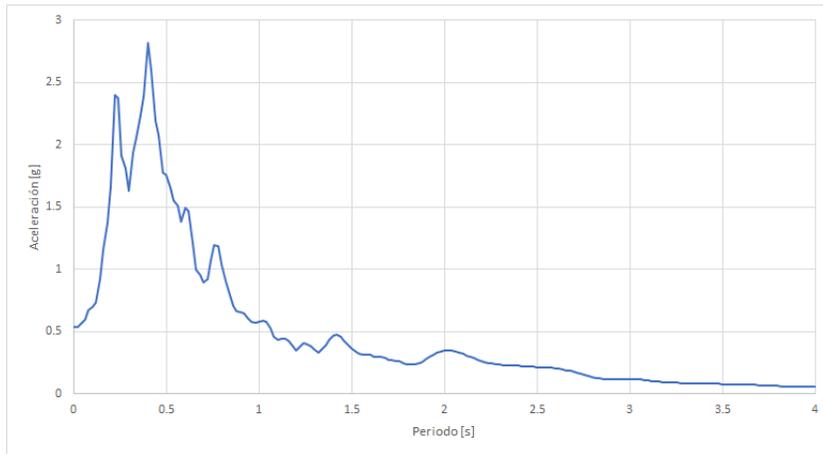


Figura B.4: Pseudoespectro de aceleraciones Constitución NS, Maule 2010

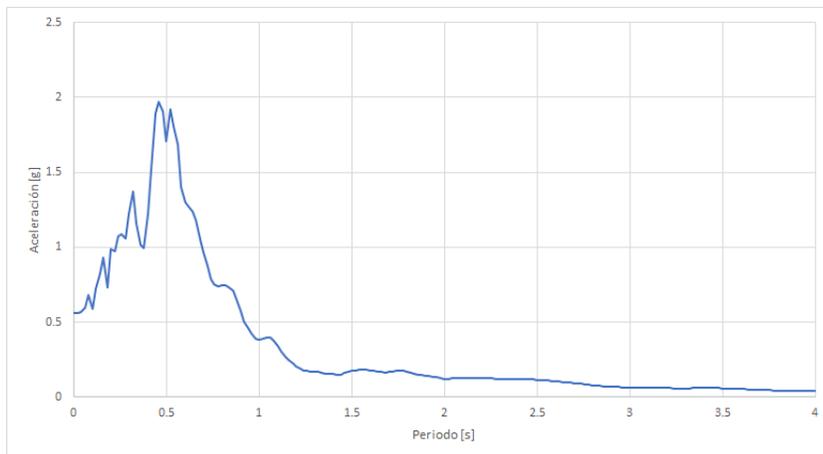


Figura B.5: Pseudoespectro de aceleraciones Maipu EO, Maule 2010

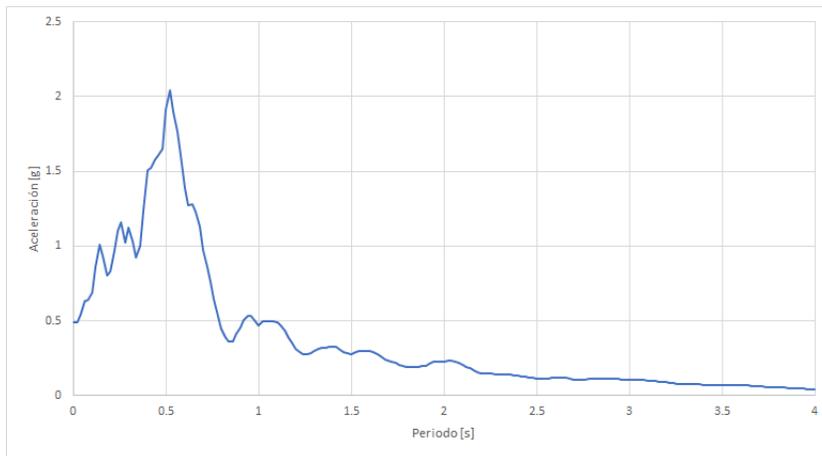


Figura B.6: Pseudoespectro de aceleraciones Maipu NS, Maule 2010

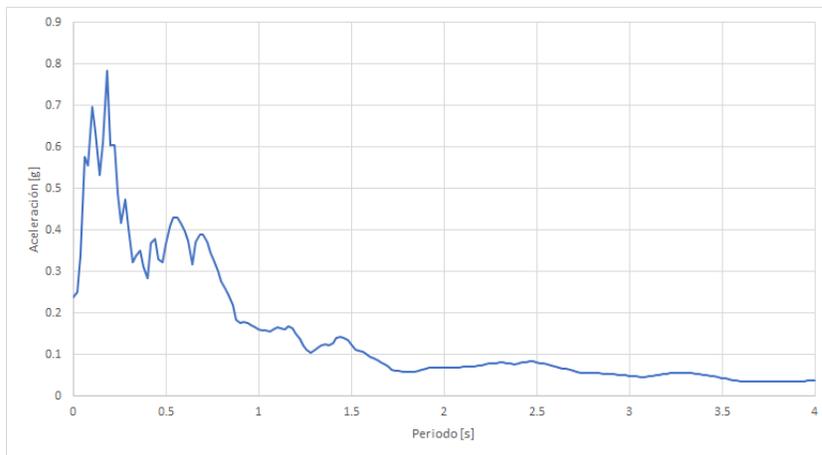


Figura B.7: Pseudoespectro de aceleraciones Matanzas EO, Maule 2010

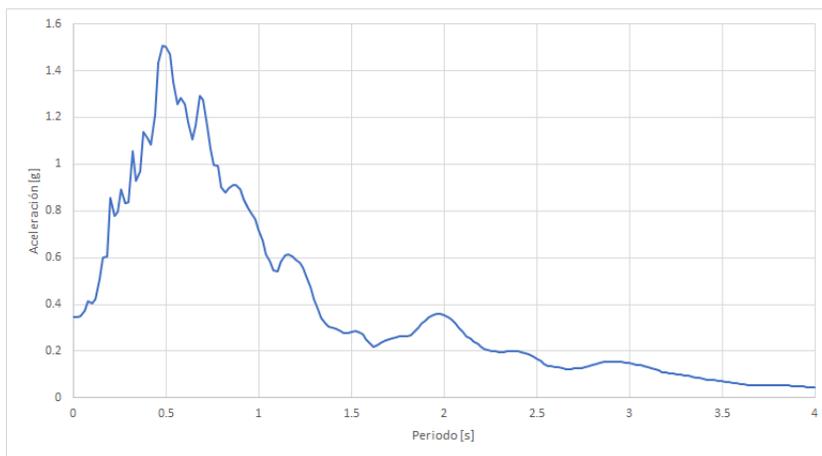


Figura B.8: Pseudoespectro de aceleraciones Matanzas NS, Maule 2010

Apéndice C

Espectros de respuesta de desplazamiento

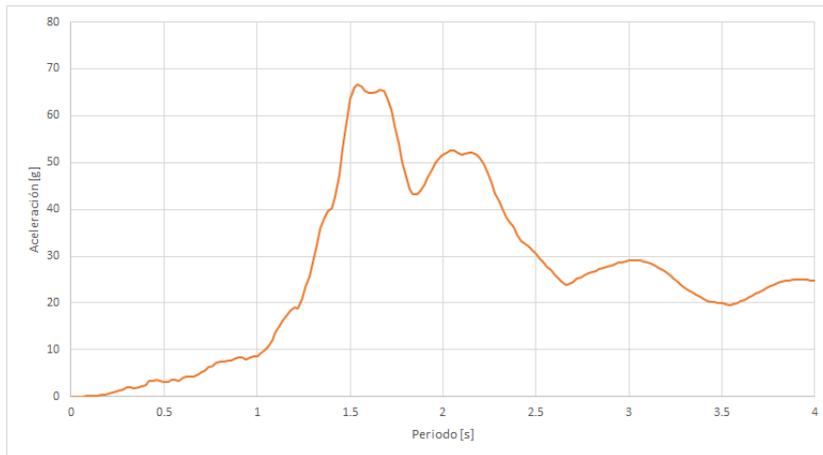


Figura C.1: Pseudoespectro de aceleraciones Concepción EO, Maule 2010

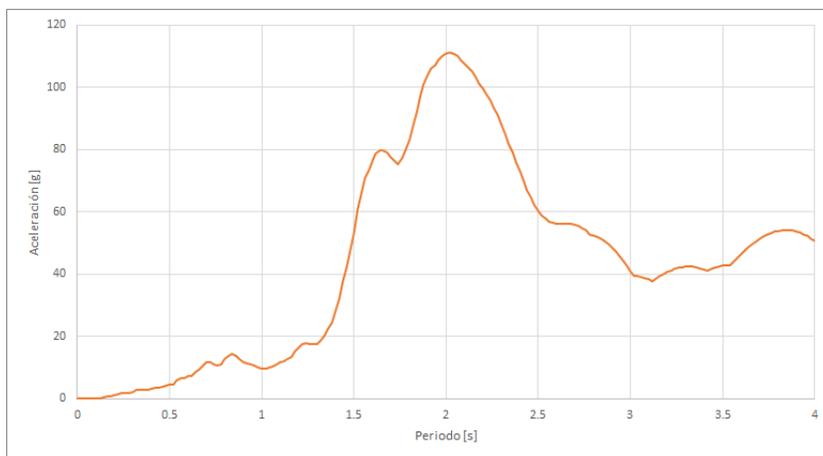


Figura C.2: Pseudoespectro de aceleraciones Concepción NS, Maule 2010

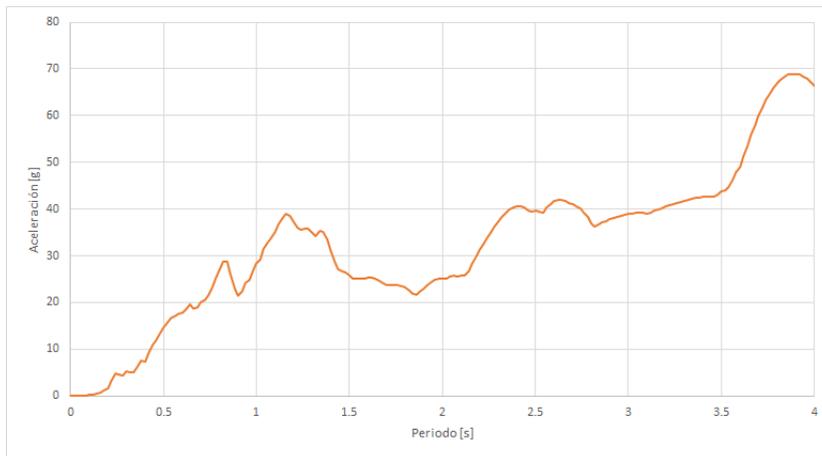


Figura C.3: Pseudoespectro de aceleraciones Constitución EO, Maule 2010

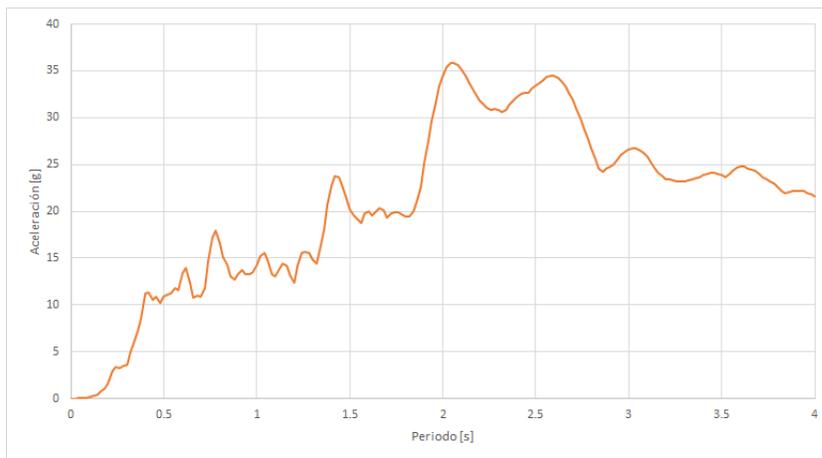


Figura C.4: Pseudoespectro de aceleraciones Constitución NS, Maule 2010

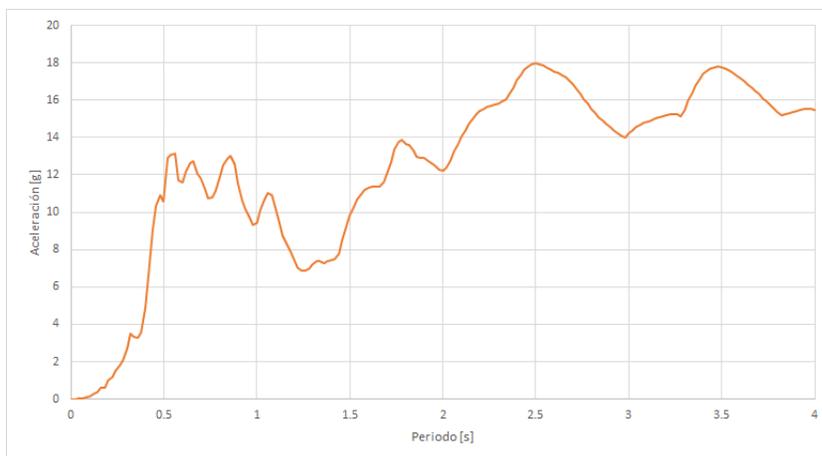


Figura C.5: Pseudoespectro de aceleraciones Maipu EO, Maule 2010

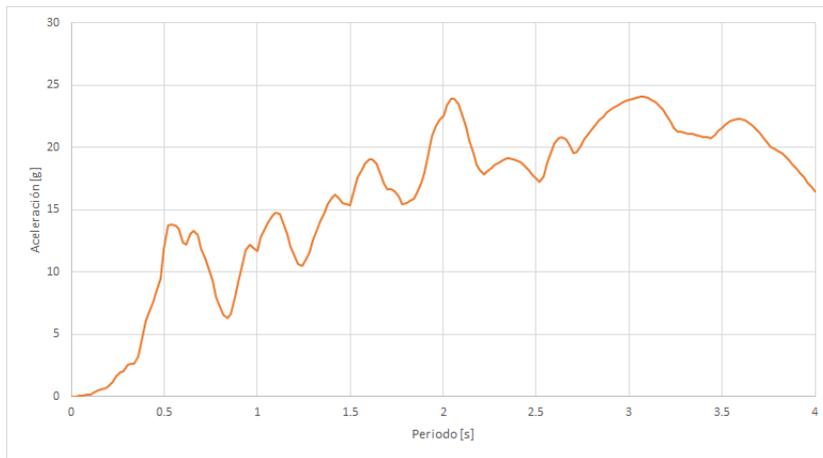


Figura C.6: Pseudoespectro de aceleraciones Maipu NS, Maule 2010

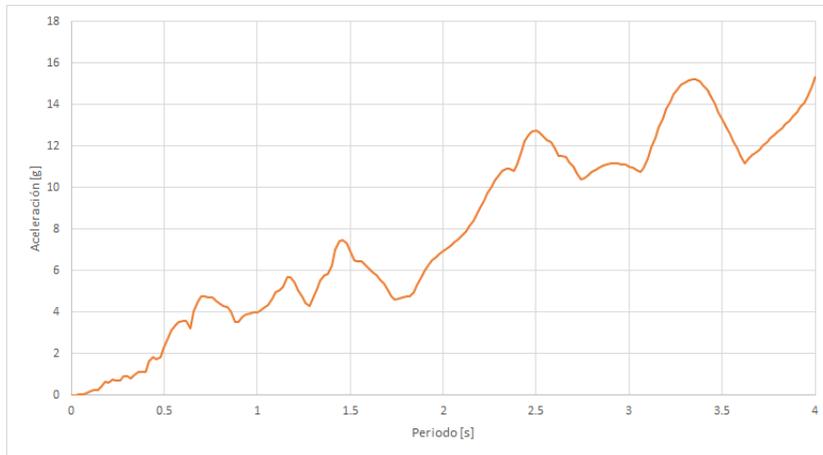


Figura C.7: Pseudoespectro de aceleraciones Matanzas EO, Maule 2010

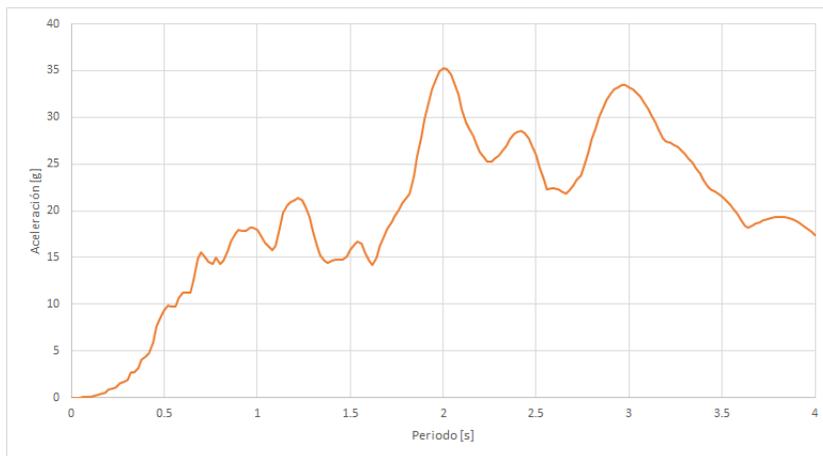


Figura C.8: Pseudoespectro de aceleraciones Matanzas NS, Maule 2010