



UNIVERSIDAD
NACIONAL
DE COLOMBIA

Estudio comparativo de pórticos resistentes a momentos empleando el método de análisis estático no lineal de plastificación progresiva para el cálculo simplificado del coeficiente R

Sara Bedoya Ossa

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Minas, Departamento de Ingeniería Civil
Medellín, Colombia
2021

Estudio comparativo de pórticos resistentes a momento empleando el método de análisis estático no lineal de plastificación progresiva para el cálculo simplificado del coeficiente R

Sara Bedoya Ossa

Trabajo de investigación presentado como requisito parcial para optar al título de:

Magister en Ingeniería - Estructuras

Director:

Ms. C Yosef Farbiarz Farbiarz

Línea de Investigación:

Ingeniería Sísmica – Diseño Estructural

Grupo de Investigación:

Centro de Proyectos e Investigaciones Sísmicas CPIS

Universidad Nacional de Colombia

Facultad de Minas, Departamento de Ingeniería Civil

Medellín, Colombia

2021

Dedicatoria

A mis padres Antonio y Edilia por su apoyo incondicional, por su arduo sacrificio en sacar mi futuro adelante. Por aconsejarme en cada uno de mis pasos y por siempre darme la oportunidad de creer y luchar por mis sueños. A ellos toda la admiración.

A Dios por no dejarme desfallecer en los momentos difíciles y acompañarme en cada decisión.

A mi compañero en la vida Mauricio por estar ahí en cada momento para darme ánimos.

A esta bella profesión por permitirme visualizar el mundo admirando cada detalle.

Declaración de obra original

Yo Sara Bedoya Ossa declaro lo siguiente:

He leído el Acuerdo 035 de 2003 del Consejo Académico de la Universidad Nacional. «Reglamento sobre propiedad intelectual» y la Normatividad Nacional relacionada al respeto de los derechos de autor. Esta disertación representa mi trabajo original, excepto donde he reconocido las ideas, las palabras, o materiales de otros autores.

Cuando se han presentado ideas o palabras de otros autores en esta disertación, he realizado su respectivo reconocimiento aplicando correctamente los esquemas de citas y referencias bibliográficas en el estilo requerido.

He obtenido el permiso del autor o editor para incluir cualquier material con derechos de autor (por ejemplo, tablas, figuras, instrumentos de encuesta o grandes porciones de texto).

Por último, he sometido esta disertación a la herramienta de integridad académica, definida por la universidad.



Sara Bedoya Ossa

Fecha 08/08/2021

Agradecimientos

Agradezco enormemente al profesor Yosef Farbiarz Farbiarz, director en mis estudios de maestría, por su constante guía y acompañamiento durante mi proceso de formación en el pregrado y en el posgrado, por transmitirme sus conocimientos y enseñanzas.

Agradezco a la Universidad Nacional de Colombia y la Facultad de Minas, por ser mi otra casa durante todos estos años de formación como profesional, por darme las bases necesarias para continuar con mi futuro como ingeniera civil y por mostrarme lo bonito de la ingeniería y la calidad humana de las personas que la rodean.

Agradecimientos a MIDAS LATAM, por permitirme emplear sus herramientas y software MidasGen, para el desarrollo de los modelos empleados en la elaboración de mi trabajo final de maestría.

Resumen

Estudio comparativo de pórticos resistentes a momentos empleando el método de análisis estático no lineal de plastificación progresiva para el cálculo simplificado del coeficiente R

Las metodologías de diseño sísmico en la mayoría de códigos de diseño estructural, incluyendo la el Reglamento Colombiano de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10; Decreto 926 de 2010 y demás decretos reglamentarios, se basan en premisas de cargas estáticas y dinámicas aplicadas en análisis elásticos definidos a partir de un espectro elástico paramétrico de diseño, e implicando indirectamente el comportamiento inelástico del sistema a través de reducciones en las sollicitaciones sísmicas con factores de reducción que representen la capacidad de disipación de energía del sistema al entrar en el intervalo de deformaciones inelásticas, como el coeficiente R utilizado en el reglamento NSR-10. Las estructuras sometidas a eventos sísmicos iguales o mayores al sismo de diseño presentan un trabajo dúctil al entrar en el intervalo de deformaciones inelásticas, permitiéndoles disipar la energía transmitida por el sismo. A pesar que se emplea el coeficiente R para tener en cuenta las capacidades inelásticas de los elementos estructurales, durante las metodologías de análisis no se desarrolla un análisis propiamente inelástico que represente adecuadamente el comportamiento no lineal de la estructura. El valor de R depende de las características del suelo, de la ductilidad del sistema estructural, del régimen de deformaciones, es decir del comportamiento histerético de las deformaciones ante ciclos de cargas, del periodo y del amortiguamiento del sistema estructural; sin embargo, para los códigos de diseño el valor del coeficiente R se toma de tablas en función del material empleado, el nivel de disipación de energía exigido y las características del sistema estructural; valores que no abarcan en su totalidad los parámetros necesarios para definir adecuadamente la ductilidad de la estructura.

El análisis por *pushover* es una metodología de análisis no lineal para modelizar el comportamiento inelástico de las estructuras. Gracias a las herramientas de software de diseño disponibles actualmente, esta metodología se emplea cada vez más en el medio, para determinar características no lineales de los sistemas estructurales. El presente trabajo final de maestría se basó en la comparación entre valores del coeficiente R obtenidos como resultado del análisis no lineal estático de plastificación progresiva (*pushover*) y el valor de R definido para el diseño sísmico por el código de la NSR-10. Se evaluaron modelos tridimensionales de estructuras con sistemas de pórticos resistentes a momentos, desde la etapa del predimensionamiento, la definición de las sollicitaciones y

el detallado de refuerzo; realizando un análisis de sensibilidad a partir de las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales, la cantidad de cuantía de refuerzo en la sección y la variación en número de niveles en altura y buscando identificar los factores comunes que permitieran determinar de forma simplificada el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía R .

Los resultados de los análisis, en función de la altura de la edificación, arrojaron valores entre 2.97 y 3.56 para el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R . Lo que indica reducciones de hasta un 40% y 75% respecto al valor empleado para el diseño por el reglamento. Los resultados del análisis no lineal en función de los porcentajes de cuantía del refuerzo en vigas y columnas, muestran que a medida que los valores de cuantía aumentan dentro de la misma sección, el valor de R desciende hasta valores de 0.52. En comparación con estos valores, el reglamento NSR-10 especifica un valor de 5 ($R = 5$) para sistemas de pórticos resistentes a momento de concreto reforzado con una capacidad de disipación de energía moderada.

Se comparó los resultados obtenidos en este trabajo, con la metodología de cálculo para $R\mu$ definida por Newmark y Hall en función de la ductilidad y el periodo estructural, con esto se determinó que es un método aceptable pero que para periodos superiores a los 0.5 s puede generar inconsistencias en los valores de $R\mu$ resultantes ya que superan hasta en un 180% el valor especificado por la NSR-10 para el diseño.

De igual forma, la ductilidad global muestra como resultado una ductilidad global mínima de 4.67 la cual se da en la estructura de 2 niveles, una ductilidad máxima es de 9.00 para la estructura de 12 niveles; se observa que con alturas mayores a 33.6 m (12 niveles) la ductilidad comienza a descender, inclusive alcanzado ductilidades menores a las obtenidas para las estructuras bajas.

Para la relación con la cedencia en la formación de las rótulas plásticas, el momento de diseño es menor que el momento de fluencia global, lo que indica que, de acuerdo a las características inelásticas del elemento, la cedencia se alcanza para una fuerza a flexión mayor que la definida en el diseño, lo que incurriría que la falla de los elementos ocurra de forma frágil.

Palabras clave: (Diseño sísmico, Pushover, Ductilidad, Análisis no lineal, Coeficiente R , Pórtico resistente a momentos, NSR-10)

Abstract

Comparative study of moment resisting frames systems by non-linear analysis method of progressive yielding for a simplified calculation of R coefficient

The seismic design methodologies in most structural design codes, including the Colombian Seismic Design and Construction Regulations, NSR-10; Decree 926 of 2010 and other regulatory decrees, are based on static and dynamic load premises applied in elastic analysis defined from a parametric elastic design spectrum, and indirectly implying inelastic system behavior through reductions in seismic forces, using reduction factors that represent the system energy dissipation capacity in inelastic range of deformations, such as the R coefficient used in the NSR-10 code. Structures subjected to seismic events equal to or greater than the design earthquake present ductile behavior when they enter their inelastic deformations range, allowing them to dissipate the energy transmitted by the earthquake. Although the R coefficient is used to take into account the inelastic capacities of the structural elements; elastic analysis methodologies do not develop an inelastic analysis that adequately represents the structure non-linear behavior. The R value depends on structural system soil characteristics, structural system ductility, deformation regime, that is, the deformations for hysteretic behavior under load cycles, period and damping; However, for design codes, the R coefficient value is taken from tables depending on the used material, the energy dissipation required level and the structural system characteristics; values that do not fully cover the necessary parameters to adequately define the structure ductility.

Pushover analysis is a non-linear analysis methodology to model the structure inelastic behavior. Thanks to the currently available design software tools, this methodology is increasingly used in the field, to determine structural systems non-linear characteristics. The present final master's work was based on a comparison between R values coefficient obtained as a non-linear static analysis (pushover) results and the R value defined for NSR-10 seismic design code. Three-dimensional moment-resistant frame structures models were evaluated, from the pre-dimensioning stage, forces definition and reinforcement detailing; carrying out a sensitivity analysis based on structural sections dimensions,

reinforcement section amount and number of levels variation; seeking to identify any common factors that would allow the determination of a simplified method to verify the energy dissipation capacity coefficient value, R .

The non-linear analysis results, as a function of building height, resulted in $R\mu$ values between 2.97 and 3.56. which indicates reductions of up 40% and 75% respect to the R value used for designs by codes. The non-linear analysis results as a function of the amount of reinforcement in beams and columns, shows that as the values increase within the same section, the R value decreases down to 0.52. Compared to these values, the NSR-10 regulation specifies a value of ($R = 5$) for moment-resistant frame systems of reinforced concrete with moderate energy dissipation capacity.

The results obtained in this work were compared with the calculation methodology for $R\mu$ defined by Newmark and Hall as a function of structural ductility and period. It was determined to be an acceptable method, but for periods greater than 0.5 s it probably generate inconsistencies in $R\mu$ values because it results in values exceed up to 180% the R value using in designs by the NSR-10.

Minimum global ductility is 4.67, for the two levels model; maximum ductility is 9.00, for the 12 levels model; it can be seen that models with heights greater than 33.6 m (12 levels) have lower ductility, even lower than shorter models.

As for the yield ratio in the formation of plastic hinges, the design moment is less than the global yield moment, which indicates that according to the element's inelastic characteristics, yielding is achieved for a flexural force greater than the force calculated in design, which could result in a brittle failure.

.

Keywords: Seismic design, pushover, ductility, non-linear analysis, reduction factor, moment resisting frames.

Contenido

	Pág.
Resumen	IX
Lista de figuras	XVIII
Lista de tablas	XXI
Introducción	1
1. Capítulo 1: Generalidades	7
1.1 Objetivo general	7
1.2 Objetivos específicos	7
1.2.1 Objetivos específicos	7
1.3 Planteamiento de la investigación	8
1.4 Metodología	10
1.4.1 Revisión bibliográfica	10
1.4.2 Definición de tipologías estructurales.....	14
1.4.3 Modelización, análisis y diseño.....	14
1.4.4 Análisis de resultados	14
2. Capítulo 2: Marco teórico	17
2.1 Bases teóricas.....	17
2.1.1 Metodologías para análisis estructural.....	18
2.1.2 Espectros de diseño	20
2.1.3 Sistemas de pórticos resistentes a momentos	21
2.1.4 Coeficiente de capacidad de disipación de energía (R)	22
2.1.5 Ductilidad.....	24
2.1.6 Capacidad de disipación de energía	25
2.1.7 Método de análisis no lineal estático de plastificación progresiva	26
2.1.8 Diagramas momento-curvatura.....	29
2.2 Antecedentes	32
3. Capítulo 3: Definición de tipologías y variables estructurales	37
3.1 Definición de tipologías estructurales	37
3.2 Definición de variables estructurales	37
4. Capítulo 4: Modelización, análisis y diseño	39
4.1 Características generales del modelo.....	40
4.1.1 Tipo de estructura.....	40
4.1.2 Localización.....	41
4.1.3 Desarrollo del espectro elástico de diseño por el reglamento NSR-10.....	42

4.2	Predimensionamiento Estructural	44
4.2.1	Dimensionamiento de losas, vigas y nervios	44
4.2.2	Definición de cargas gravitacionales	47
4.2.3	Dimensionamiento de columnas.....	48
4.3	Análisis estructural.....	49
4.3.1	Capacidad de disipación de energía.....	50
4.3.2	Método de análisis dinámico lineal (Análisis modal espectral).....	51
4.3.3	Resultados del análisis modal	59
4.3.4	Método de la fuerza horizontal equivalente (FHE)	62
4.3.5	Ajuste a los resultados	67
4.4	Diseño estructural.....	68
4.4.1	Combinaciones de carga.....	69
4.4.2	Diseño de elementos estructurales en el programa MidaGen.....	72
4.4.3	Clasificación de elementos por tipo de diseño.....	77
5.	Capítulo 5: Análisis de ductilidad local.....	81
5.1	Momento-Curvatura en RESPONSE 2000®.....	82
5.1.1	Resultados diagramas de momento curvatura en vigas	85
5.1.2	Ductilidad local	89
5.2	Momento curvatura con variación en el porcentaje de cuantías	93
5.2.1	Variación de cuantías	93
5.2.2	Diagrama de momento-curvatura para variación de cuantías.....	98
5.2.3	Ductilidad local para variación de cuantía.....	103
6.	Capítulo 5: Método de análisis no lineal estático de plastificación progresiva (Pushover).....	107
6.1	Parámetros del análisis <i>pushover</i>	108
6.1.1	Definición de parámetros no lineales.....	111
6.1.2	Punto de control	113
6.1.3	Definición de rótulas plásticas	114
6.1.4	Definición del detallado de acero en la sección	119
6.2	Curvas de capacidad	123
6.3	Cálculo del Coeficiente R	124
6.4	Ductilidad global	126
6.5	Análisis <i>pushover</i> con variación de cuantías.....	129
6.5.1	Curvas de capacidad con variación de cuantías.....	131
6.5.2	Coeficiente R para variación de cuantías	132
6.5.3	Ductilidad global para variación de cuantías.....	134
7.	Análisis de Resultados.....	136
7.1	Análisis Elástico.....	137
7.2	Comportamiento de la ductilidad local.....	142
7.3	Comportamiento de la ductilidad global y el coeficiente R	144
7.4	Comportamiento de la ductilidad local con variación de cuantías.....	147
7.5	Comportamiento de la ductilidad global y el coeficiente R con variación en la cuantía	148
7.6	Comportamiento de las rótulas plásticas.....	149
8.	Conclusiones y recomendaciones	154

A. Anexo: Desarrollo del análisis y diseño.	161
B. Anexo: Desarrollo de Diagramas Momento-Curvatura.....	161
C. Anexo: Desarrollo del análisis <i>Pushover</i>.	162
D. Anexo: Resumen de fuerzas.....	162
Bibliografía	165

Lista de figuras

	Pág.
Figura 0-1: Capacidad de disipación de energía según detallado de acero de refuerzo...2	
Figura 2-1: Espectro de diseño de pseudoaceleración inelástica 21	21
Figura 2-2: Tabla A.3-3 NSR-10 para valores de R_o 23	23
Figura 2-3: Valores de R_μ en función del periodo 23	23
Figura 2-4: Ductilidad en gráfico de capacidad (Momento-Curvatura)..... 25	25
Figura 2-5: Curva de desempeño para prevención del colapso en FEMA 356 29	29
Figura 2-6: Diagrama de tensiones en una sección sometida a flexión 30	30
Figura 2-7: Grafico de momento – curvatura con A_s variable 32	32
Figura 4-1: Esquema elevación de modelos..... 40	40
Figura 4-2: Espectro elástico de aceleraciones de diseño..... 44	44
Figura 4-3: Modelo MF8N en MidasGen®..... 52	52
Figura 4-4: Definición del tipo de estructura en MidasGen. 53	53
Figura 4-5: Restricciones en los apoyos para MidasGen 53	53
Figura 4-6: Características del análisis para cada nivel..... 54	54
Figura 4-7: Definición de tipo y espesor de losa en MidasGen 54	54
Figura 4-8: Definición de materiales en MidasGen 55	55
Figura 4-9: Secciones agrietadas en MidasGen® 56	56
Figura 4-10: Definición de cargas convertidas en masa para MidasGen 57	57
Figura 4-11: Espectro elástico de diseño en MidasGen®..... 58	58
Figura 4-12: Definición de número de frecuencias en análisis modal. 58	58
Figura 4-13: Norma y factores de reducción de esfuerzo en MidasGen. 72	72
Figura 4-14: Definición de materiales para el diseño en MidasGen..... 73	73
Figura 4-15: Definición de tamaño de barras de refuerzo para diseño en MidasGen®... 73	73
Figura 5-1: Modelos constitutivos del concreto y el acero RESPONSE2000 81	81
Figura 5-2: Definición de secciones en RESPONSE2000 82	82
Figura 5-3: Definición de resistencia de materiales en RESPONSE2000..... 82	82
Figura 5-4: Definición de área de acero longitudinal en RESPONSE2000 83	83
Figura 5-5: Definición de área de acero transversal en RESPONSE2000..... 83	83
Figura 5-6: Resumen definición de la sección RESPONSE2000 84	84
Figura 5-7: Momento – Curvatura resultante en RESPONSE2000..... 84	84
Figura 5-8: Diagrama momento curvatura modelo MB2N 85	85
Figura 5-9: Diagrama momento curvatura modelo MC4N 85	85
Figura 5-10: Diagrama momento curvatura modelo MD6N 86	86

Figura 5-11: Diagrama momento curvatura modelo ME8N	86
Figura 5-12: Diagrama momento curvatura modelo MF12N	87
Figura 5-13: Diagrama momento curvatura modelo MG14N	87
Figura 5-14: Diagrama momento curvatura modelo MH16N	88
Figura 5-15: Diagrama momento curvatura modelo MI20N	88
Figura 5-16: Ductilidad por grupo de elementos y modelo – sección extrema	92
Figura 5-17: Ductilidad por grupo de elementos y modelo – sección centro	92
Figura 5-18: Elementos del pórtico MB2N	93
Figura 5-19: Diagrama momento curvatura para cuantías variables (Elementos 3,9,12,15 Extremo).....	99
Figura 5-20: Diagrama momento curvatura para cuantías variables (Elementos 3,9,12,15 Centro)	100
Figura 5-21: Diagrama momento curvatura para cuantías variables (Elementos 6 12 14 16 Extremo).....	101
Figura 5-22: Diagrama momento curvatura para cuantías variables (Elementos 6 12 14 16 Centro)	102
Figura 5-23: Comparativa ductilidad para variación de cuantías.....	104
Figura 5-24: Relación de momento de candencia y porcentaje de cuantía	105
Figura 6-1: Parámetros para Fuerza Horizontal Equivalente típico en el modelo MB2N para las direcciones principales de análisis.	109
Figura 6-2: Parámetros de control global en MidasGen para análisis pushover.....	112
Figura 6-3: Parámetros de caso de carga <i>pushover</i> típico del modelo MB2N.....	114
Figura 6-4: Propiedades de rótulas plásticas en elementos vigas.....	115
Figura 6-5: Propiedades para las rótulas plásticas según FEMA 356	116
Figura 6-6: Estados de desempeño según FEMA 356.....	117
Figura 6-7: Propiedades de rótulas plásticas en elementos columnas.....	118
Figura 6-8: Propiedades para la fluencia en la sección.....	119
Figura 6-9: Detalle de refuerzo en MidasGen para elementos vigas y columnas.....	122
Figura 6-10: Curvas de capacidad por modelo para caso de carga PUSHX	123
Figura 6-11: Curvas de capacidad por modelo para caso de carga PUSHY	124
Figura 6-12: Relación de cortante elástica y cortante de fluencia inelástica (MH16N) ..	125
Figura 6-13: Relación de valor de R con la elevación en altura de la edificación.	126
Figura 6-14: Curva de capacidad resultante del análisis <i>pushover</i> (Modelo MB2N)	127
Figura 6-15: Ductilidad global según altura de la estructura	128
Figura 6-16: Curva de capacidad para variación de cuantías modelo MB2N (PUSHX) 131	
Figura 6-17: Curva de capacidad para variación de cuantías modelo MB2N (PUSHY) 132	
Figura 6-18: Relación valores de R con variación en porcentaje de cuantía.	133
Figura 6-19: Relación de Ductilidad y porcentajes de variación de cuantía en modelo MB2N	135
Figura 7-1: Relación de periodos de vibración en el análisis modal.....	138
Figura 7-2: Relación de periodos de vibración en el análisis de FHE	138
Figura 7-3: Comparación de periodos de vibración en análisis modal y FHE	139
Figura 7-4: Relación de cortante en la base dinámico y estático	140
Figura 7-5: Relación de desplazamientos máximos en análisis elástico e inelástico	141

Figura 7-6: M_y por grupo de elementos para la sección extremo en vigas.....	143
Figura 7-7: M_y por grupo de elementos para la sección centro en vigas.....	143
Figura 7-8: Comparativa del coeficiente $R\mu$ para un análisis inelástico (<i>PushX</i>) y para la NSR-10.....	146
Figura 7-9: Comparativa del coeficiente $R\mu$ para un análisis inelástico (<i>PushY</i>) y para la NSR-10.....	146
Figura 7-10: Comparación de fuerzas de momento para carga sísmica en análisis elástico con R y sin R.....	150
Figura 7-11: Rótulas plásticas en modelo MC4N para paso de análisis 1, 3 y 4 dir <i>PushX</i>	151
Figura 7-12: Rótulas plásticas en modelo MC4N para paso de análisis 1, 3 y 4 dir <i>PushY</i>	151
Figura 7-13: Relación de Momentos de fluencia local y Momento de diseño.....	152
Figura 7-14: Relación de Momentos de fluencia global (<i>PushX</i>) y Momento de diseño	153
Figura 7-15: Relación de Momentos de fluencia global (<i>PushY</i>) y Momento de diseño	153

Lista de tablas

	Pág.
Tabla 1-1: Información para el cálculo de parámetros sísmicos.....	8
Tabla 1-2: Modelos de altura variable empleados en el trabajo	9
Tabla 1-3: Variación de cuantía en secciones de modelo MB2N	9
Tabla 1-4: Elementos para la revisión sistemática de literatura.....	10
Tabla 1-5: Referencias de consulta.....	11
Tabla 2-1: Definición de capacidad de disipación de energía según amenaza sísmica..	26
Tabla 4-1: Parámetros de movimientos sísmicos de diseño.....	42
Tabla 4-2: Dimensionamiento de la losa por tipo de modelo	46
Tabla 4-3: Carga muerta y viva por modelo	47
Tabla 4-4: Dimensión de secciones de columnas	49
Tabla 4-5: Valores de espesor de losa equivalente para modelado en MidasGen	55
Tabla 4-6: Carga lineal definida para los modelos en MidasGen	57
Tabla 4-7: Resultados del análisis modal para modelo MB2N	60
Tabla 4-8: Resultados de periodo fundamental por modelo	61
Tabla 4-9: Resultados de deriva máxima de piso por modelo	62
Tabla 4-10: Periodos aproximados por el método de la FHE	63
Tabla 4-11: Cálculo de cortante en la base por modelo	65
Tabla 4-12: Fuerza horizontal equivalente por nivel de piso.....	66
Tabla 4-13: Ajuste a los resultados por modelo	68
Tabla 4-14: Combinaciones de carga – diseño elástico	69
Tabla 4-15: Factores de mayoración para carga sísmica E.....	70
Tabla 4-16: Agrupación de elementos por tipo de diseño por modelo.....	74
Tabla 4-17: Cuantías de diseño por grupo de elementos en vigas.....	78
Tabla 4-18: Cuantías de diseño para los elementos tipo columna.	80
Tabla 5-1: Ductilidad local por grupo de elementos tipo viga por modelo.....	90
Tabla 5-2: Área de acero requerida por variación de cuantía.....	94
Tabla 5-3: Área de acero colocada para variación de la cuantía.....	96
Tabla 5-4: Ductilidad local con variación de cuantías en elementos tipo viga	103
Tabla 6-1: Fuerza sísmica aplicada al método <i>pushover</i>	110
Tabla 6-2: Parámetros del punto de control para el análisis <i>pushover</i>	113
Tabla 6-3: Detallado de acero en secciones vigas y columnas por modelo.....	120
Tabla 6-4: Valores resultantes para el coeficiente <i>R</i>	125
Tabla 6-5: Valores de ductilidad global por modelo.....	127

Tabla 6-6: Definición de refuerzo en columnas para variación de cuantía	130
Tabla 6-7: Coeficiente R para variación de cuantías en modelo MB2N	132
Tabla 6-8: Valores de ductilidad para porcentajes de cuantía en modelo MB2N	134
Tabla 7-1: Comparación de desplazamientos máximos en análisis elástico e inelástico	140
Tabla 7-2: Cuantías máximas, mínimas y promedio en vigas por modelo.	142

Introducción

El diseño sismo resistente desde hace varias décadas hasta la actualidad se ha realizado en la mayoría de países, incluyendo Colombia, empleando metodologías de diseño basadas en premisas de cargas estáticas o dinámicas bajo parámetros de análisis elásticos; la mayoría de códigos de diseño como el código americano (ACI y ASCE), el código europeo (Euro código 8) y la norma colombiana (NSR-10) entre otros, involucran la capacidad inelástica de los elementos estructurales del sistema de resistencia sísmica mediante el uso de coeficientes de reducción de carga sísmica; sin embargo el análisis estructural elástico con carga sísmica reducida usualmente empleado para el diseño rutinario de edificaciones no refleja propiamente la respuesta inelástica del sistema estructural al estar sometido a cargas sísmicas.

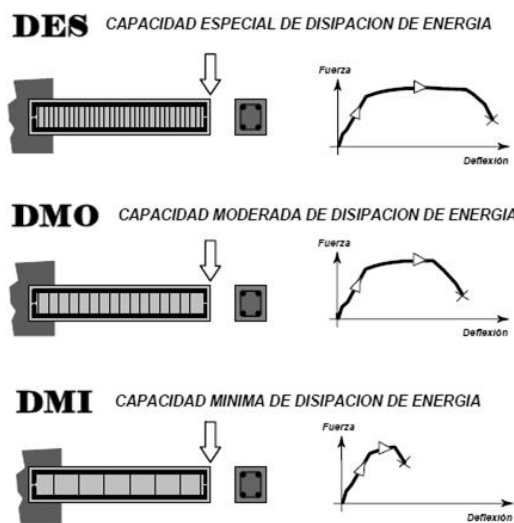
Las cargas sísmicas son fuerzas dinámicas e impredecibles; y para la modelización matemática en el diseño sismo resistente de las edificaciones, se realiza para comenzar, mediante el cálculo de un espectro de diseño paramétrico y elástico, con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, expresado principalmente en función de valores de aceleración pico efectiva (A_v y A_a) representativas de las aceleraciones del suelo en la zona de implantación (Asociación colombiana de ingeniería sísmica, 2010). Otros parámetros que se introducen en la construcción del espectro elástico de diseño son la importancia de la estructura según el nivel de seguridad estructural que debe aportar y el periodo de vibración de la misma; luego con el fin de introducir el efecto del comportamiento inelástico que por naturaleza presentan los materiales, las fuerzas resultantes del espectro de diseño se reducen dividiéndolas por el coeficiente R , que representa la capacidad de disipación de energía de la estructura.

En la medida que una estructura ingresa al intervalo inelástico de su comportamiento al responder a movimientos fuertes del terreno, su rigidez disminuye, su disipación de energía aumenta y la deformación aumenta sin un aumento significativo de la fuerza aplicada. Este comportamiento inelástico de la estructura se da cuando se sobrepasan las deformaciones

elásticas de los materiales que la constituyen, caso en el cual la energía demandada en resistir la deformación inelástica ya no puede ser recuperada nuevamente y la capacidad del elemento empieza a depender netamente de la ductilidad y de la sobre resistencia. En el análisis estructural elástico, la resistencia siempre aumenta proporcionalmente con la fuerza aplicada, así, el coeficiente R es pues un índice que se utiliza para reducir las fuerzas elásticas esperando reflejar en el análisis, que cuando las sollicitaciones sísmicas sean superiores a las de diseño la estructura disipe energía mediante el trabajo dúctil en el intervalo de deformaciones inelásticas.

El reglamento NSR-10 especifica el valor del coeficiente R para la estructura y la capacidad de disipación de energía de los elementos estructurales. El primero lo especifica por medio de un conjunto de tablas en función del sistema estructural, el material constitutivo y la zona de amenaza sísmica en la que se ubica la edificación. La capacidad de disipación de energía la especifica indirectamente mediante la reglamentación del detallado de refuerzo, clasificando los elementos estructurales en una de tres categorías de disipación de energía: Disipación mínima (*DMI*), moderada (*DMO*) o especial (*DES*). En el Título C.21 de la NSR-10 se especifica el detallado de los elementos estructurales de concreto reforzado para cada una de las categorías, como se ilustra en la Figura 0-1. (Asociación colombiana de ingeniería sísmica, 2010)

Figura 0-1: Capacidad de disipación de energía según detallado de acero de refuerzo.



Reglamento colombiano NSR-10, Título A

En realidad el comportamiento no lineal de una estructura debe ser estudiado con base en otros factores como: las características del suelo, el periodo de vibración de la estructura, el amortiguamiento, la ductilidad propia de los elementos estructurales según su geometría, materiales, detallado de refuerzo y régimen o comportamiento de deformaciones, es decir de acuerdo con el comportamiento histerético que presenta una estructura cuando es sometida a ciclos de carga y de descarga, tal y como se dan ante un movimiento sísmico.

Entonces, el valor del coeficiente R en los códigos de diseño, es un valor genérico, es decir, que no refleja el análisis para las condiciones específicas de cada edificación, sino un estimativo global con base en la tipología estructural.

La característica fundamental de un análisis inelástico es que la carga horizontal es variable, es decir, que el análisis debe realizarse por pasos de creciente magnitud de la carga sísmica. Existen varias metodologías para determinar teóricamente el comportamiento no lineal de las estructuras y sus efectos inelásticos, entre las cuales las más conocidas son el análisis dinámico no lineal, el análisis no lineal estático de plastificación progresiva (Análisis *pushover*) y el método de la estructura sustituto.

A diferencia del análisis dinámico elástico, en el que la carga sísmica se representa con un espectro de diseño, el análisis dinámico inelástico se realiza con base en un acelerograma y, por ello, se conoce también con el nombre de análisis tiempo historia. El análisis no lineal estático de plastificación progresiva es un método de fuerza horizontal equivalente en el cual la estructura se carga por pasos con una fuerza equivalente creciente, distribuida a lo alto de la estructura, este método se conoce también con el nombre de Análisis *Pushover*. El análisis de la Estructura Sustituto es un análisis elástico lineal e una estructura similar a la estructura bajo estudio, pero en la cual la rigidez de los elementos estructurales se reduce en función de la ubicación de la sección crítica y del tipo de elementos (vigas o columnas). La mayoría de los códigos de diseño, entre esos el reglamento colombiano, permite el uso de cualquiera de las dos primeras metodologías; el uso del método de la estructura sustituto se limita al ámbito académico.

El análisis tiempo-historia y el análisis *pushover* se basa en el comportamiento inelástico de los elementos estructurales, modelizado usualmente mediante un diagrama de momento-curvatura o momento-rotación. Por lo tanto, para hacer el análisis estructural es necesario conocer el refuerzo de cada sección crítica, es decir, que debe hacerse un predimensionamiento completo de la estructura antes de realizar su análisis inelástico. Es usual iniciar el predimensionamiento de la estructura con el refuerzo apropiado para resistir las solicitaciones gravitacionales de la estructura y detallado requerido para cumplir con la clasificación de disipación de energía especificada en el reglamento. Otra alternativa, es predimensionar con el refuerzo resultante de un análisis lineal elástico completo.

Los programas de diseño y análisis estructural disponibles regularmente en el mercado nacional e internacional, ofrecen la capacidad de modelizar las estructuras incluyendo las características inelásticas de los elementos y sus materiales; y de la misma manera, debido a que las bases de diseño admiten la respuesta no lineal para desplazamientos mayores a los dados por el análisis lineal, se pueden implementar metodologías que permitan evaluar la respuesta no lineal de la estructura cuando esta es sometida a cargas sísmicas, lo que permite tener conocimiento específico de su ductilidad y resistencia. (Asociación colombiana de ingeniería sísmica, 2010). Sin embargo, debido a las incertidumbres asociadas con el predimensionamiento del comportamiento inelástico de los elementos estructurales, como el comportamiento de la rigidez, el módulo de elasticidad y la tensión límite elástica, la práctica del diseño estructural rutinario aún se basa principalmente en metodologías de análisis elásticos, simplificando el comportamiento inelástico a partir de las reducciones de las solicitaciones sísmicas con el coeficiente R estipulado en tablas por los códigos.

El coeficiente R tienen origen en estudios teóricos de sistemas de un solo grado de libertad desarrollados por Newmark y Hall, complementados por varios investigadores a lo largo del tiempo. Miranda fue el primer investigador en sugerir que el coeficiente de reducción es también función del tipo de suelo, además de la ductilidad por desplazamientos y el periodo de la estructura, y propuso ecuaciones para modificar el R en función del tipo de suelo en el sitio; Daza ilustró la relación entre el coeficiente R y la sobrerresistencia de la estructura establecida a partir de análisis *pushover*. (Heshmatollah et al, 2019)

Si el valor de R sobrestima la capacidad dúctil de los materiales y los elementos estructurales, se estaría permitiendo una reducción mayor de la carga sísmica de la que en verdad se daría en virtud de la disipación de energía tras el ingreso en el intervalo de deformaciones inelásticas, lo que representa un peligro inminente de falla estructural; por el contrario, si el valor de R subestima la capacidad dúctil del material, como resultado se obtendrían estructuras sobredimensionadas y costosas. En estudios recientes, en los que se han investigado los valores de R empleados para el diseño de pórticos resistentes a momento de concreto reforzado, con el fin de reducir las solicitaciones sísmicas obtenidas a partir de un análisis elástico; se ha encontrado que los valores de R empleados en el diseño para este tipo de sistemas estructurales de resistencia sísmica, sobrestiman el comportamiento dúctil de la estructura (Mondal, 2013. Marín, 2018. Sinisterra, 2017).

A partir de lo anterior, el presente trabajo se desarrolla con el propósito, en primer lugar, de estudiar el efecto que tiene la altura de una edificación y la cuantía en las secciones críticas sobre la ductilidad; en segundo lugar, para comparar el comportamiento de la estructura modelizada inelásticamente con el valor de R especificado en el reglamento NSR-10; y, en tercer lugar, identificar relaciones que permitan sentar las bases para el planteamiento de una metodología simplificada que permita verificar el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R establecido para estructuras con sistemas de resistencia sísmica de pórticos resistentes a momentos, en comparación con el valor normativo estipulado por la NSR-10, de manera que se tenga una herramienta de verificación del valor de R estipulado en las tablas del reglamento NSR-10, que se usaría como un valor guía de predimensionamiento.

1. Capítulo 1: Generalidades

1.1 Objetivo general

Comparar los resultados obtenidos por medio del análisis no lineal de plastificación progresiva, *pushover*, con los resultados de diseño para un análisis lineal elástico realizado en sistemas de resistencia sísmica de pórticos resistentes a momento de concreto reforzado, con base en los requerimiento y especificaciones del reglamento colombiano de diseño sismo resistente, NSR-10, con el propósito de verificar si existen factores comunes que permitan determinar de una forma simplificada el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía R .

1.2 Objetivos específicos

1.2.1 Objetivos específicos

- Contrastar los resultados obtenidos por medio del análisis no lineal de plastificación progresiva, *pushover*, con los resultados de diseño para un análisis lineal elástico realizado en sistemas de resistencia sísmica de pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado, para modelos con altura y cuantía de refuerzo variable.
- Evaluar la respuesta no lineal de los elementos tipo viga en pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado por medio de un análisis de sensibilidad del coeficiente R y la ductilidad a partir modificaciones en el tamaño de las secciones, los niveles en altura y el detallado de refuerzo.
- Construir un modelo paramétrico en el software MidasGen, para el diseño de pórticos resistentes a momento en concreto reforzado y calcular el valor del coeficiente R

aplicando el procedimiento de análisis estático no lineal de plastificación progresiva *pushover*.

- Identificar las variables que intervienen en el cálculo numérico del coeficiente R y su relación con la ductilidad y la resistencia de los elementos estructurales tipo vigas y columnas en pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado.
- Verificar si existen factores comunes que permitan sentar las bases para un procedimiento de verificación del valor del coeficiente R a partir de variables determinísticas correspondientes al tipo y tamaño de las secciones de los elementos estructurales y al detallado de acero de refuerzo.

1.3 Planteamiento de la investigación

En el presente trabajo se investiga el efecto de la altura de la edificación y de la cuantía de refuerzo de las secciones críticas en la ductilidad de la estructura. La investigación se basa en un modelo para una edificación con sistema estructural de pórticos resistentes a momentos, predimensionada y diseñado bajo los lineamientos del reglamento NSR-10.

Los parámetros sísmicos correspondientes se calculan con base en la información presentada en la Tabla 1-1 para una capacidad de disipación de energía moderada DMO y ubicado en la ciudad de Medellín y para un tipo de suelo C.

Tabla 1-1: Información para el cálculo de parámetros sísmicos.

Ubicación	Medellín
Zona de Amenaza Sísmica	Intermedia
Capacidad de disipación de energía	Moderada
Tipo de suelo	C

El modelo estructural tiene una planta cuadrada de una sola luz de 6 m, configurada con pórticos conformados por columnas y vigas con sección rectangular de dimensiones variables de acuerdo con la variación de altura; la altura total varía entre 5.6 m y 56 m para una altura de entrepiso de 2.8 m no variable.

Para estudiar el efecto de la altura, se evalúan ocho (8) modelos de altura variable como se muestra en la Tabla 1-2.

Tabla 1-2: Modelos de altura variable empleados en el trabajo

Modelo		Niveles aéreos	Altura [m]
1	MB2N	2	5.6
2	MC4N	4	11.2
3	MD6N	6	16.8
4	ME8N	8	22.4
5	MF12N	12	33.6
6	MG14N	14	39.6
7	MH16N	16	44.8
8	MI20N	20	56

Para estudiar el efecto de las cuantías de refuerzo en la sección crítica se utiliza el modelo de 2 niveles, variando la cuantía desde el 20% hasta el 300% de la cuantía especificada en el diseño, como se describe en la **Tabla 1-3**.

Tabla 1-3: Variación de cuantía en secciones de modelo MB2N

Modelo	Niveles aéreos	Altura [m]	Porcentaje de cuantía
MB2N	2	5.6	20%
			30%
			40%
			50%
			60%
			70%
			80%
			90%
			100%
			120%
			140%
			160%
			180%
			200%
			220%
240%			
280%			
300%			

La modelización se realiza con el procedimiento especificado por el reglamento NSR-10 para el diseño rutinario de edificaciones sismo resistentes. Para simular el procedimiento que se utiliza en una oficina de ingeniería estructural para el diseño de edificaciones, en el presente trabajo se utiliza el software comercial de diseño estructural MidasGen®.

Las estructuras se modelizan para las solicitaciones sísmicas dadas por el espectro elástico de diseño especificado en el reglamento NSR-10. de acuerdo con las especificaciones establecidas por los Titulo A y C del reglamento. El detallado para la disipación moderada de energía se realiza de acuerdo con las especificaciones establecidas en el Titulo C.21.

1.4 Metodología

Para el desarrollo del presente trabajo se sigue la metodología presentada a continuación.

1.4.1 Revisión bibliográfica

Se revisó la literatura local e internacional relacionada con estudios de la ingeniería sísmica y el desempeño estructural de sistemas de pórticos resistentes a momentos, para establecer el marco teórico dentro del cual se desarrolla la investigación.

Las principales fuentes bibliográficas empleadas en el desarrollo de este estudio, fueron las presentadas por Apurba Mondal, Siddharta Ghosh y GR Reddy en el documento *Performance-based evaluation of the response reduction factor for ductile RC frames* de la revista científica ELSEVIER.

La revisión de la literatura se realizó a partir del uso de palabras claves y búsqueda de autores reconocidos en el medio de la ingeniería sísmica. En la **Tabla 1-4** se presentan los criterios de búsqueda empleados para definir la literatura base de la investigación.

Tabla 1-4: Elementos para la revisión sistemática de literatura

REVISIÓN SISTEMÁTICA DE LITERATURA	
Palabras claves	Fuerza sísmica, Ductilidad estructural, Factor de reducción, Comportamiento inelástico, Análisis no lineal, Momento curvatura, <i>Pushover</i>

REVISIÓN SISTEMÁTICA DE LITERATURA	
Sinónimos	Factor de reducción de ductilidad, <i>Ductility reduction factor</i> , <i>Response reduction factor</i> , <i>Plastic rotation</i> , <i>Response modification factor</i> , <i>Behavior factor</i> , <i>Cargas progresivas</i>
Autores	Rochel, Krawinkler, Nassar, Miranda, Newmark, Hall, Apurba Mondal

Se consultaron aproximadamente 18 referencias comprendidas por textos educativos, códigos de diseño, artículos científicos y tesis de pregrado y posgrados de universidades nacionales e internacionales. Las referencias consultadas se listan en la **Tabla 1-5** a continuación.

Tabla 1-5: Referencias de consulta

N°	Título de referencia	Autor	Fuente	Año	Temática	Referencia APA
1	Performance-based evaluation of the response reduction factor for ductile RC frames	Apurba Mondal / Siddharta Ghosh / GR Reddy	ELSEVIER	2013	Estimación del valor adecuado de R para pórticos resistentes a momentos previamente diseñados y detallados siguiendo los estándares de diseño sísmico de la India. (4 diseños reales, los valores usados en el código de la India presentan valores de R altos en comparación con el verdadero valor)	Mondal, A., Ghosh, S., y Reddy, G.R. (2013). Performance-based evaluation of the response reduction factor for ductile RC frames. <i>Elsevier, Engineering Structure</i> , 56(2013), 1808-1819.
2	Response modification factor- Review paper	Heshmatollah Abdi	IOP Publishing	2013	Resumen de información relevante de estudios experimentales y analíticos del sobreesfuerzo, la ductilidad y el factor de reducción de la respuesta sísmica para edificaciones, caracterizado por la resistencia, la ductilidad y la redundancia. Valor afectado por la altura de la estructura	Heshmatollah abdi <i>et al.</i> (2019). Response modification Factor-Review paper. <i>IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci</i> , 357(2019)
3	Ductility reduction factor formulations for seismic design of RC wall an frame structures	Mateo Zerbin	ELSEVIER	2019	Estructuras con mismo diseño, pero diferentes geometrías sujetas a variaciones en la demanda de ductilidad. Presentar una formulación alternativa para computar el factor de reducción de fuerza para estructuras de muros en concreto reforzado, usando un modelo analítico simple que solo requiere datos de entrada; aceptable para el inicio del proceso de diseño	Zerbin, M., Aprile, A., Beyer, K., y Spacone, E. (2019). Ductility reduction factor formulations for seismic design of RC wall an frame structures. <i>Elsevier, Engineering Structure</i> , 178 (2019), 102-115.

N°	Título de referencia	Autor	Fuente	Año	Temática	Referencia APA
4	Análisis comparativo entre métodos de análisis sísmico (análisis inelástico por Pushover, estructura sustituto) aplicado a pórticos estructurales de concreto que han sido previamente diseñados	Nataly Arteaga	Universidad Nacional de Colombia sede Medellín	2010	Revisión del método de la estructura sustituto para comparar sus resultados con un análisis paso a paso del comportamiento inelástico de un pórtico de concreto reforzado, comparándolo con los resultados de un análisis elástico reducido por medio de un factor de reducción R especificado en la norma NSR-10	Arteaga, N. (2010). <i>Análisis comparativo entre métodos de análisis sísmico (análisis inelástico por Pushover, estructura sustituto) aplicado a pórticos estructurales de concreto que han sido previamente diseñados</i> . Medellín. Universidad Nacional de Colombia.
5	American Society of Civil Engineers	ASCE	ASCE 7		Especificaciones sísmicas americanas	ASCE/SEI-41 (2007). <i>Seismic Rehabilitation of Existing Buildings</i> , American Society of Civil Engineers, Reston, VA
6	Norma Colombiana sismo resistente del 2010	NSR-10	AIS	2010	Reglamento colombiano de construcción sismo resistente	Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010) Reglamento Colombiano de construcción Sismo-Resistente, NSR-10. Bogotá, Colombia: Asociación Colombiana de ingeniería Sísmica.
7	Análisis y diseño sísmico de edificios	Roberto Rochel Awad	C.A Eafit	2012	Texto educativo	Rochel, R., (2012). <i>Análisis y diseño sísmico de edificios</i> . Medellín, Colombia, Fondo editorial Universidad Eafit.
8	Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico	Luis Enrique García	Universidad de los Andes	1998	Texto educativo	García, L.E., (1998). <i>Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico</i> . Bogotá, Universidad de los Andes. Páginas 41, 87, 101.
9	Dynamics of structures	Anil. K Chopra	University of California	2007	Texto educativo	Chopra, A.K. <i>Dynamics of structure, Theory and Applications to Earthquake Engineering</i> . Third Edition. Upper Sadle River, New Jersey, Pearson Prentice-Hall. Páginas 727-730.
10	Determinación del desempeño sísmico para edificaciones en pórticos de concreto reforzado diseñados bajo la norma de diseño sismo resistente CCCSR84	Helmer Sinisterra Bonilla	Pontificia Universidad Javeriana - Cali	2017	Procedimientos desarrollados para evaluar el desempeño sísmico en edificaciones de pórticos diseñados con la norma del 84 y comparado con los valores especificados en la NSR-10	Sinisterra, H. (2017). <i>Determinación del desempeño sísmico para edificaciones en pórticos de concreto reforzado diseñados bajo la norma de diseño sismo resistente C.C.C.S.R.84</i> . Cali. Pontificia Universidad Javeriana.

N°	Título de referencia	Autor	Fuente	Año	Temática	Referencia APA
11	Análisis estático no lineal (Pushover) de estructura aporticada de hormigón armado con diferentes grados de ductilidad. Aplicando la norma sismorresistente colombiana (NSR-10)	Camilo Andrés Gonzales Torres	Universidad Politécnica de Valencia	2018	Comparación del valor de R, definido por la NSR-10 y por un análisis pushover para una estructura de 9 niveles diseñada bajo los parámetros de sistemas con capacidad de disipación de energía DMI, DMO y DES	Gonzales, C. (2018). <i>Análisis estático no lineal (Pushover) de estructura aporticada de hormigón armado con diferentes grados de ductilidad. Aplicando la norma sismorresistente colombiana (NSR-10)</i> . Valencia. Universidad Politécnica de Valencia.
12	Evaluación del desempeño estructural de una edificación de muros de concreto mediante métodos simplificados	Andrés Felipe Marín Ospina	Universidad EAFIT	2018	Determina el desempeño estructural de una edificación de 18 niveles empleando metodologías que permiten visualizar y predecir el comportamiento de una edificación antes de iniciar un proceso de análisis. Empleando análisis Pushover para el análisis inelástico	Marín, F. (2018). <i>Evaluación del desempeño estructural de una edificación de muros de concreto mediante métodos simplificados</i> . Medellín. Universidad EAFIT.
13	Obtención de diagrama momento-curvatura en muros de concreto reforzado	Heverth Fabián Romero Martinez	Universidad Pontificia Bolivariana	2015	Tesis de grado	Romero, H. (2015). <i>Obtención de diagrama momento-curvatura en muros de concreto reforzado</i> . Bucaramanga. Universidad Pontificia Bolivariana.
14	Análisis estático no lineal (Pushover) en SAP2000 para edificios de concreto armado	Camilo Andrés Suárez Numpaque	Universidad Distrital	2017	Tesis de grado	Suárez, C. (2017). <i>Análisis estático no lineal (Pushover) en SAP2000 para edificios de concreto armado</i> . Bogotá. Universidad Distrital.
15	Notas de clase: Seminario de ingeniería sísmica	Luis Enrique García - Eduardo A. Fierro	Pontificia Universidad Católica Madre y Mestra	2005	Texto educativo	García, L.E., (2005). <i>Seminario de Ingeniería Sísmica</i> . República Dominicana, Pontificia Universidad Católica Madre y Mestra..
16	Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings	FEMA 356	FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY	2000	Código de diseño	FEMA 356. "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings". Federal Emergency Management Agency. Washington D.C. 2000
17	Reinforced concrete mechanics & design	James G. MacGregor	Pearson	2009	Texto educativo	MacGregor, J. G. <i>Reinforced Concrete Mechanics and Design</i> . Sixth Edition. California, Pearson. Páginas 133 a 145
18	General structure design systems	Midas	Midas Gen On-line Manual	2018	Manual de usuario programa de diseño estructural	Midas. (2018). <i>General structure design systems. Midas Gen On-line Manual</i> . Recuperado de http://www.MidasUser.com

1.4.2 Definición de tipologías estructurales

Se selecciona la tipología estructural y sus variables, así como los materiales constitutivos.

1.4.3 Modelización, análisis y diseño

Se realiza la modelización de las estructuras con cuantía variable y de las estructuras con altura variable. Luego se desarrollan los análisis elásticos lineales, modal espectral y de fuerza horizontal equivalente. Se diseña cada modelo dimensionando las secciones de columnas y vigas con su respectivo refuerzo. Se realiza el análisis *pushover*, para cada uno de los modelos. Se realizan los diagramas de momento curvatura correspondientes a los elementos estructurales de cada modelo.

1.4.4 Análisis de resultados

Obtenidos los resultados para el análisis inelástico y el análisis elástico se identifican las principales variables involucradas en la definición del análisis no lineal, en comparación con las variables necesarias para definir un análisis lineal; se estudian las curvas de capacidad resultantes del análisis *pushover* y con estas se definen las variables necesarias para el cálculo numérico del coeficiente R , resultante del análisis no lineal, para compararlo con el valor para este coeficiente empleado en el diseño elástico y que es obtenido a partir de tabulaciones dadas en el reglamento NSR-10.

Se presentan los resultados del análisis de los modelos con cuantía variable y altura variable, se analizan para determinar la influencia del refuerzo y el tamaño de las secciones en el valor de R . Se desarrollan diagramas de momento-curvatura correspondientes a los elementos tipo viga para evaluar la ductilidad local de los mismos en relación con la variación en el porcentaje de cuantía; se evalúa del mismo modo la ductilidad global de la estructura de acuerdo con las deformaciones inelásticas propias del análisis no lineal; con esto se determinan las características de reducción de la rigidez y formación de rótulas plásticas en las vigas; en función de la premisa de viga débil columna fuerte.

Finalmente se elaboran gráficos de respuesta a partir de los resultados obtenidos, para evaluar la correlación entre las variables involucradas en el análisis, que se encuentren

directamente involucradas en la definición del valor para el coeficiente R propio de la estructura modelada y diseñada, se busca identificar los factores que permitan sentar las bases para un procedimiento iterativo en la etapa de predimensionamiento estructural, que tenga en cuenta la ductilidad y la capacidad de la estructura al momento de definir el valor de R en la reducción de las solicitaciones sísmicas.

2. Capítulo 2: Marco teórico

2.1 Bases teóricas

El diseño sísmico se basa en criterios que le permiten al diseñador definir conceptualmente la acción estructural ante eventos inesperados y de gran magnitud como un evento sísmico. La ingeniería estructural considera que las estructuras deben resistir en un intervalo lineal elástico todos los sismos de intensidad reducida que ocurran durante la vida útil de la estructura; deben además resistir sin daños significativos y admitiendo deformaciones y comportamientos no lineales cuando está sometida a sismos de intensidad moderada, donde se puede llegar a presentar fisuras a flexión en el hormigón e incursiones a la fluencia en el acero presente en las vigas y las losas, inclusive aceptando daños en los elementos no estructurales que se encuentren adosados a la estructura y cuyo reemplazo y reparación no afectan la estabilidad estructural. Si se presentase un sismo severo, la estructura debe estar en la capacidad de resistir deformaciones en el intervalo no lineal admitiendo daños significativos en los elementos estructurales sin llegar al colapso; los daños aceptables deben determinarse de acuerdo con la importancia de la estructura. (Rochel, 2012).

En la actualidad los códigos de diseño especifican diferentes metodologías de análisis para determinar la respuesta estructural ante eventos sísmicos y diseñar los elementos estructurales a partir de estas respuestas; la NSR-10 incluye 4 métodos de análisis para definir las sollicitaciones estructurales: método de la fuerza horizontal equivalente, método de análisis dinámico elástico, método de análisis dinámico inelástico y métodos de análisis alternos, entre los cuales se cita el método estático no lineal de plastificación progresiva o, como es llamado en la literatura, análisis *Pushover*.

2.1.1 Metodologías para el análisis estructural

El análisis matemático de las estructuras se ha realizado históricamente suponiendo que los materiales y los elementos estructurales se comportan lineal y elásticamente, suposición que es coherente mientras se evalúe la respuesta estructural dentro del estado límite de servicio y para resistencia última basada en respuestas dentro del intervalo elástico. Sin embargo, las incertidumbres asociadas con la cuantificación de la demanda sísmica hacen más difícil proyectar la respuesta estructural con base en un análisis lineal elástico; es por esto que se desarrolló la metodología de la reducción de las fuerzas calculadas elásticamente para tener en cuenta la disipación de energía con las incursiones en el intervalo inelástico del comportamiento de los elementos. El Capítulo A.3.4. del reglamento NSR-10 especifica los análisis del sistema de resistencia sísmica que son permitidos en el territorio nacional.

- a) Método de la fuerza horizontal equivalente (FHE):** En este método se determinan las fuerzas laterales en cada uno de los niveles de la estructura de acuerdo con el valor de cortante en la base, que se obtiene a partir de la masa estructural y la aceleración debida a los movimientos del terreno y determinada por el espectro de diseño, de esta forma se reparte según la altura de cada nivel un porcentaje de la cortante en la base (V_s) obtenida para toda la estructura. El método de análisis es permitido para todas las edificaciones regulares e irregulares que se encuentre en una zona de amenaza sísmica baja; para estructuras ubicadas en una zona de amenaza sísmica intermedia y alta solo se puede emplear en aquellas que se encuentren dentro del grupo de uso I; si es una estructura regular se permite emplear este método si tiene menos de 20 niveles o menos de 60 m de altura sin importar la zona de amenaza sísmica, sin embargo si el tipo de suelo es D, E o F con periodos de vibración mayores a $2T_c$ no está permitido. Si por el contrario la estructura tiene menos de 6 niveles o su altura es menor a 18 m el método es válido.

Este análisis se basa en la aplicación de cargas estáticas que representan las cargas sísmicas en un modelo lineal y elástico. Este método es válido siempre y

cuando la respuesta dinámica de la estructura modelizada este controlada por el primer modo de vibrar y si dicho modo se comporta de forma traslacional

- b) Método de análisis dinámico elástico:** El reglamento NSR-10 especifica este método para todas las estructuras que no puedan ser evaluadas por el método de la FHE; se basa en la determinación de las fuerzas actuantes en la estructura a partir de la ecuación de la dinámica, Ecuación (2-1), considerando la masa (m), el amortiguamiento (c) y la rigidez (k) de los elementos estructurales. El análisis es comúnmente resuelto a partir de métodos matemáticos como el análisis matricial y el análisis de vectores y valores propios para la obtención de los modos de vibrar, en donde habrán tantos modos de vibrar como grados de libertad.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = f(t) \quad (2-1)$$

Obtenidos los valores propios del sistema, con el periodo de vibrar de cada modo se encuentra la aceleración espectral y las sollicitaciones sísmicas de la estructura, con las cuales se obtienen las fuerzas y deformaciones modales de la estructura. Por último se combinan las respuestas modales para obtener las respuestas totales.

En la actualidad, los programas comerciales de diseño desarrollan ágilmente este tipo de análisis, calculando automáticamente modos de vibrar característicos de la estructura, participación modal de la masa de la estructura en cada modo, respuestas modales y la combinación estadística de las respuestas obtenidas para cada uno de los modos, a partir de los métodos como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC) o la combinación cuadrática completa, cuyas siglas en ingles están dadas por (CQC).

La NSR-10 especifica este tipo de análisis para estructuras con más de 20 niveles o alturas mayores a los 60 m, también para estructuras que cuenten con irregularidades verticales tipo 1aA, 1bA, 2A y 3A según lo definido en la Tabla A.3-7 para las irregularidades en altura. Para estructuras ubicadas en zonas de amenaza sísmica alta, es apropiado si cuentan con 5 niveles de piso o alturas

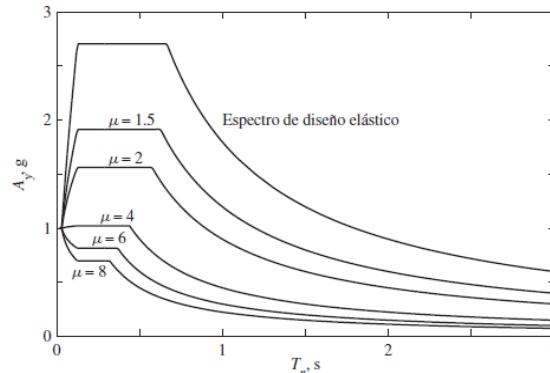
mayores a los 20 m que presenten diferentes sistemas estructurales en su altura. Igualmente se permite este análisis para estructuras regulares o irregulares que se encuentren sobre suelos tipo D, E o F y tengan periodos mayores a $2T_c$. (Asociación colombiana de ingeniería sísmica, 2010)

El reglamento NSR-10 también permite el uso de otras metodologías para determinar la respuesta estructural sísmica como los son el método de análisis dinámico inelástico, y métodos alternos como el método de análisis no lineal de plastificación progresiva presenten en el Apéndice A-3; este último está permitido cuando el ingeniero estructural desea estudiar la capacidad de disipación de energía en el intervalo inelástico, cumpliendo con los requisitos presentados en el Apéndice A-3 del reglamento.

2.1.2 Espectros de diseño

Para el diseño estructural se utiliza un espectro de aceleraciones que representa la respuesta máxima en términos de aceleración para un sistema de un grado de libertad evaluado a partir de movimientos dinámicos inducidos por el terreno; el espectro define de forma cuantitativa las aceleraciones máximas que actúan en el sistema según el periodo de vibración que presenta cuando es sometido a acciones sísmicas (García, 2005). Dentro del diseño estructural sísmico, se prefiere emplear un espectro de diseño basado en la respuesta de la aceleración del sistema, ya que para determinar las fuerzas que actúan en la estructura solo es necesario considerar la masa de la misma, cuyo resultado es obtenido como el producto de la masa por la aceleración.

El espectro de diseño empleado en la NSR-10, es un espectro de respuesta de aceleraciones parametrizado para un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5% y con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años; se determina de acuerdo con las condiciones sísmicas regionales y locales considerando las características del subsuelo de fundación y la importancia de la estructura (Rochel, 2012). Es posible tener espectros inelásticos de diseño, con base en un análisis estocástico de espectros inelásticos de respuesta para múltiples señales sísmicas que considere valores de ductilidad constantes, como se muestra en la Figura 2-1.

Figura 2-1: Espectro de diseño de pseudoaceleración inelástica

Response modification factor- Review paper (Heshmatollah,2019)

Sin embargo, en la práctica rutinaria, el diseño estructural se define a partir del espectro elástico de diseño, el cual se modifica a partir de reducciones en las ordenadas con base en el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R . con el fin de considerar un comportamiento dúctil y no lineal. Los valores para el coeficiente R como están especificados en el reglamento de diseño, tienen su origen en estudios teóricos de sistemas de un solo grado de libertad desarrollados inicialmente por Newmark y Hall, y contemplados por varios investigadores al largo del tiempo; uno de ellos como Miranda quien sugirió que el coeficiente de ductilidad se comporta en función de la ductilidad por desplazamientos y el periodo de la estructura; y Daza quien ilustró la relación entre R y la sobrerresistencia de la estructura, estableciendo su valor a partir del análisis *Pushover* en la estructura. (Heshmatollah et al, 2019).

El reglamento NSR-10 prescribe la formulación para la construcción del espectro de diseño de acuerdo con los valores de aceleración pico efectiva del terreno (A_a y A_v), considerando los coeficientes de amplificación de aceleraciones (F_a y F_v) según el tipo de suelo y según la importancia de la estructura. Para valores especificados de periodos se calcula la respuesta máxima de la aceleración que tendría probabilidad de suceder ante un evento sísmico con las características definidas en el espectro.

2.1.3 Sistemas de pórticos resistentes a momentos

El reglamento NSR-10 los define como un sistema de resistencia sísmica que está compuesto por un pórtico espacial, óseas uniones entre elementos verticales y

horizontales, como vigas y columnas, cuyos nodos o uniones son resistentes a momentos, lo equivalente nodos rígidos. Estos no poseen diagonales y son los encargados de resistir tanto cargas verticales como horizontales. (Asociación colombiana de ingeniería sísmica, 2010)

En este tipo de sistemas de resistencia es de gran importancia evaluar la falla a flexión de las vigas y la falla a flexo compresión en las columnas, debido a que la conexión rígida entre los elementos permite la transmisión de momentos hacia las columnas; igualmente se debe garantizar la resistencia de la zona de unión entre la viga y la columna, en donde primordialmente se espera que se genere la formación de rótulas plásticas por el trabajo en el intervalo inelástico en los elementos. Para estos sistemas se debe evitar una falla de tipo frágil, por lo que se debe disponer detallados de acero necesario y suficiente para garantizar un trabajo dúctil de los elementos, el trabajo dúctil garantiza que la estructura sea capaz de disipar energía al verse sometida a cargas cíclicas.

2.1.4 Coeficiente de capacidad de disipación de energía (R)

El coeficiente de capacidad de disipación de energía se emplea en el diseño para reducir las solicitaciones sísmicas calculadas. El reglamento NSR-10 define un coeficiente de capacidad de disipación de energía básico (R_o) de acuerdo con las características del sistema de resistencia sísmica y el detallado correspondiente para alcanzar una capacidad de disipación de energía (DMI, DMO y DES). Sus valores se determinan a partir de la Tabla A.3-3 de la NSR-10 para pórticos resistentes a momentos. En esta tabla, para una capacidad de disipación de energía moderada y pórticos de concretos compuestos por vigas y columnas, se tiene un valor de R_o igual a 5, en la

Figura 2-2, se presenta la información correspondiente a este valor.

Figura 2-2: Tabla A.3-3 NSR-10 para valores de R_o

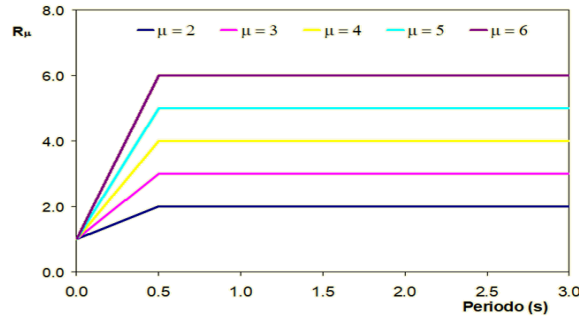
C. SISTEMA DE PÓRICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_o (Nota 2)	Valor Ω_o (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		Intermedia		baja	
		uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.		
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)									
a. De concreto (DMO)	el mismo	5.0	3.0	no se permite	si	sin límite	si	sin límite	
b. De acero (DMO)	el mismo	5.0 (Nota-3)	3.0	no se permite	si	sin límite	si	sin límite	
c. Mixtos con conexiones rígidas (DMO)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite	si	sin límite	si	sin límite	

Reglamento colombiano NSR-10, Título A.

Los valores de R fueron definidos por el *Applied Technology Council* (ATC). De acuerdo con observaciones del comportamiento de las edificaciones durante eventos sísmicos y con estimativos de las sobre resistencia y el amortiguamiento. Con el desarrollo de muchas investigaciones se definió finalmente que para el valor de R se deben considerar tres factores importantes como lo son: el factor de sobrerresistencia (R_s), el factor de ductilidad (R_μ) y el factor de la redundancia (R_R) donde el valor de R se obtiene como el producto de estos tres factores (Heshmatollah et al, 2019).

El valor de R depende de la capacidad dúctil de los elementos estructurales; Además, de acuerdo con los estudios citados, las estructuras con periodos cortos, es decir, estructuras con gran rigidez, los sistemas con respuesta elástica y aquellos con respuesta inelástica exhiben fuerzas similares, de manera que el valor de R tiende a la unidad. Para periodos altos, es decir, para estructuras con baja rigidez, el valor de R es independiente del periodo. Para periodo intermedios, el valor de R es directamente proporcional al periodo. Este comportamiento se ilustra con la Figura 2-3 (Vidic, Fajfar y Fischinger, 1992)

Figura 2-3: Valores de R_μ en función del periodo



El reglamento NSR-10 modifica el valor del coeficiente R_o con tres factores, definidos por: irregularidades en planta (φ_p), por irregularidades en altura (φ_a) y por redundancia estructural (φ_r), finalmente se presenta así:

$$R = R_o \varphi_p \varphi_a \varphi_r$$

Estos factores se determinan de acuerdo con la geometría estructural y las deformaciones presentes en la misma, con el fin de garantizar una menor reducción de las fuerzas sísmicas al momento del análisis, pues afectan directamente el coeficiente R ; para su definición se empelan los conceptos especificados en las Tablas A.3-6 y A.3-7 de la NSR-10.

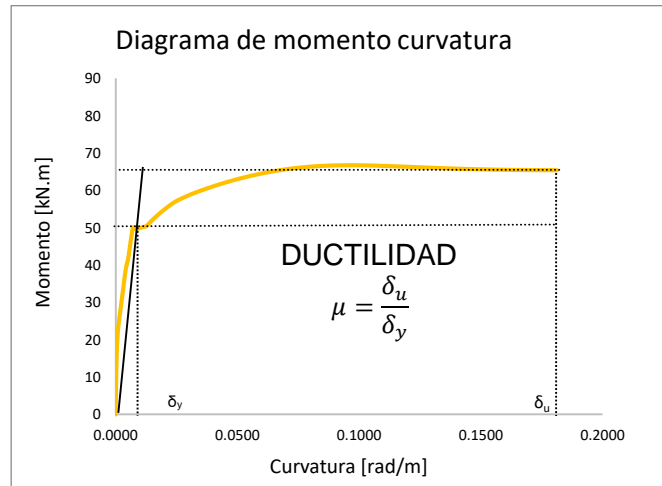
2.1.5 Ductilidad

El concepto de ductilidad se entiende como la capacidad que presenta un material o un componente estructural de deformarse más allá de su límite elástico sin pérdidas en su capacidad de resistencia (Gonzales, 2018). La ductilidad se cuantifica como la relación entre la deformación última (δ_u) y la deformación correspondiente al límite superior del intervalo elástico (δ_y) del comportamiento de un material o un elemento estructural.

En consecuencia, con esto, la ductilidad se expresa en función del tipo de deformación que se esté evaluando, como: ductilidad de curvatura (relación entre el momento flector y la rigidez de la sección), ductilidad de rotación (pendiente de la línea elástica), ductilidad de desplazamiento (deflexión) o ductilidad de deformación (deformación unitaria de una fibra paralela al eje neutro).

La ductilidad es un comportamiento ideal en estructuras que se ven sometidas a ciclos de carga y descarga, como se desarrolla ante eventos sísmicos. En la Figura 2-4 se representa la ductilidad a partir de un gráfico de capacidad, en este caso ductilidad de rotación dada por medio de una curva de momento-curvatura en una viga.

Figura 2-4: Ductilidad - Gráfico de capacidad (Momento-Curvatura)



Elaboración propia

Para alcanzar los niveles de ductilidad en las estructuras se debe disponer de los materiales adecuados que permitan alcanzar deformaciones posteriores a la fluencia; para estructuras de concreto reforzado esta característica depende del detallado de refuerzo en las secciones. El reglamento NSR-10 especifica tres estados de capacidad de disipación de energía dados a partir de la capacidad de ductilidad de los elementos estructurales; capacidad de disipación mínima (DMI), moderada (DMO) y especial (DES). Se espera que el detallado del refuerzo con las características especificadas para cada uno de estos estados garantiza el trabajo dúctil.

2.1.6 Capacidad de disipación de energía

La capacidad de disipación de energía de una estructura depende de la capacidad de disipación energía en las secciones críticas de los elementos estructurales que la componen, que, a su vez disipan energía de acuerdo con la capacidad dúctil regida por la relación entre la tensión máxima y la tensión de fluencia del acero de refuerzo que las

constituye, tanto para la cuantía de refuerzo, el confinamiento y la resistencia al corte del concreto.

En el reglamento NSR-10, la capacidad que tiene un sistema estructural de trabajar en el intervalo inelástico sin perder su resistencia se clasifica en una de tres categorías, como se mencionó, capacidad de disipación de energía mínima (DMI), moderada (DMO) y especial (DES). De acuerdo con el riesgo sísmico al que se puede ver sometida la estructura dado por la zona de amenaza sísmica, se debe definir un detallado de refuerzo que es requerido para que el sistema sea capaz de disipar energía en los diferentes ciclos históricos (carga y descarga) que se presenten en el evento sísmico. En la Tabla 2-1 se representa el tipo de capacidad de disipación de energía que se debe garantizar en la estructura de acuerdo con la zona de amenaza sísmica en el que se localice.

Tabla 2-1: Definición de capacidad de disipación de energía según el nivel de amenaza sísmica

Capacidad de disipación de energía	Zona de amenaza sísmica		
	Baja	Intermedia	Alta
DMI	SI	NO	NO
DMO	SI	SI	NO
DES	SI	SI	NO

El título C.21 del reglamento NSR-10 especifica los requisitos de diseño sismo resistente y el detallado de refuerzo que deben tener las secciones de acuerdo con la capacidad de disipación de energía que se requiere cuando el diseño se establece para movimientos sísmicos en el intervalo no lineal de respuesta (Asociación colombiana de ingeniería sísmica, 2010). Para estructuras de pórticos resistentes a momentos con capacidad de disipación de energía moderada se debe cumplir con lo establecido en C.21.3.

2.1.7 Método de análisis no lineal estático de plastificación progresiva

Conocido en la literatura técnica internacional como análisis *Pushover*, es un procedimiento que consiste en la aplicación secuencial de cargas laterales monotónicas sobre la estructura, incrementando el valor de las cargas en cada iteración, la matriz de

rigidez de la estructura se modifica a medida que se van formando las rótulas plásticas hasta alcanzar el estado límite último. Este método "...Permite determinar la capacidad resistente de la estructura y compararla con la demanda posible ante un evento natural" (Rodríguez. 2005). Este análisis es ideal cuando se busca estudiar el comportamiento y la respuesta estructural más allá de la linealidad, permitiendo evaluar la deformación y la resistencia estructural una vez se entra en el intervalo de deformaciones inelásticas y los elementos estructurales han sobrepasado su límite de fluencia y reducido su rigidez.

Por medio del análisis *pushover* se obtiene la curva de capacidad de la estructura a medida que esta es sometida a cargas incrementales y para la cual se va evaluando la degradación de la rigidez. Estos factores involucran la capacidad última de la estructura y su resistencia (Marín, 2018). El procedimiento de análisis mide en cada iteración los valores de cortante en la base de la estructura en comparación con la deformación obtenida en un punto de control, típicamente ubicado en el último nivel de la estructura; se debe realizar para las dos direcciones principales de análisis, evaluando en cada una la formación de la rótulas plásticas y la capacidad de deformación máxima de la estructura dada por las curvas *pushover*, de esta forma las curvas resultante muestran la cortante basal en las ordenadas en función del desplazamiento en el último nivel de la estructura en las abscisas.

Se han desarrollado varias metodologías de análisis de plastificación progresiva incluyendo: el *Pushover* básico el cual se caracteriza por la distribución común de las cargas sísmicas en altura, el *Pushover* modal, desarrollado por Chopra y Goel en el 2001, en el cual se considera la participación de los modos de vibrar y el *Pushover* adaptable, en el cual el patrón de carga varía de acuerdo con el estado de plastificación de la estructura y, a partir de esto considera el cambio de la rigidez y del periodo de la misma. (Marín, 2018).

En el Apéndice A-3, el reglamento NSR-10 describe el procedimiento de análisis necesario para llevar a cabo la metodología del *pushover*; especifica la necesidad de desarrollar un modelo matemático de la estructura que permita evaluar el estado de la masa y la rigidez del sistema considerando los efectos de no linealidad e incluyendo dentro de estos los efectos P-Delta. Para los elementos individuales que conforman la estructura, se hace necesario desarrollar un modelo de fuerza deformación no lineal que permita representar la rigidez de los elementos antes de alcanzar la fluencia y la resistencia y rigidez después

de entrar en el intervalo de deformaciones inelásticas; un modelo apropiado para evaluar este comportamiento es el análisis por momento y curvatura de las secciones. El procedimiento empleado en la NSR-10 para este tipo de análisis se basa en las especificaciones empleadas en el documento FEMA 356 para la rehabilitación sísmica de edificios.

En el Capítulo 3 del documento FEMA 356, se aclara que al emplear un análisis estático no lineal se debe tener cuidado en identificar aquellos elementos que han sufrido degradaciones en la rigidez consecuencia de las sucesivas aplicaciones de carga, con el fin de no considerarlos dentro de la estabilidad estructural; es decir, que a medida que se aplican las cargas monotónicas con un patrón de carga estático, se debe ir evaluando paralelamente la formación de las rótulas plásticas en los elementos individuales que conforman la estructura para tener un control de la rigidez y la capacidad de estos elementos dentro de la estabilidad de la estructura, ya que una vez alcanzada la fluencia y reducida su rigidez el elemento se encuentra susceptible a la falla. Recomienda entonces que dentro del análisis estos elementos se consideren con una rigidez casi despreciable de forma que se evalúe la verdadera respuesta estructural. (*Federal Emergency Management Agency, 2000*)

En la actualidad los programas comerciales de diseño, como el MidasGen tienen la capacidad de incluir estas consideraciones dentro del análisis *pushover*.

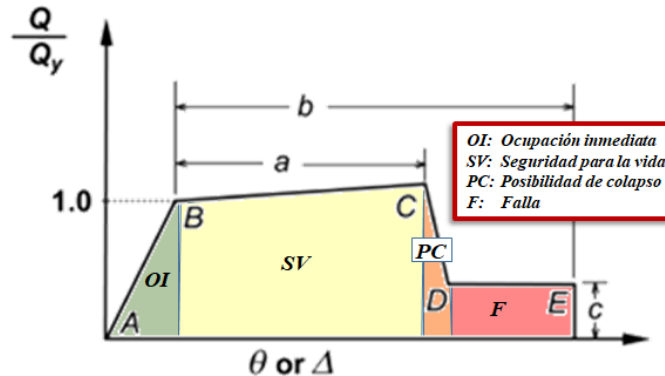
El programa de diseño MidasGen, permite definir la metodología a aplicar dentro del análisis estático no lineal; una de estas, es la metodología especificada en el FEMA 356 para la cual se realiza el procedimiento con base en el control de deformaciones y fuerzas en la respuesta estructural; a partir de este control se puede evaluar el comportamiento de la ductilidad en la estructura representada por medio de curvas de esfuerzo deformación considerando la variación en la rigidez de los elementos.

Las curvas permiten visualizar el intervalo elástico, el punto de fluencia y el intervalo inelástico del comportamiento estructural hasta que se alcanza un punto de falla, donde la capacidad disminuye y las deformaciones ya no se desarrollan.

El FEMA 356 establece una curva para estudiar la prevención del colapso, en la cual, a partir de los resultados obtenidos en el control por fuerza y deformación, se establece la

capacidad de desempeño en la que se encuentra la estructura, siendo los niveles de desempeño para la prevención del colapso desde la ocupación inmediata, la seguridad de vida, el posible colapso y la falla, en la Figura 2-5. Se muestra la forma de la gráfica mencionada.

Figura 2-5: Curva de desempeño para prevención del colapso en FEMA 356



Modificado de: FEMA 356 "Requerimientos generales" Capítulo 2.

La grafica se construye a partir de la relación entre la capacidad evaluada (Q) y la capacidad de fluencia de la estructura (Q_y) en función de la deformación para la cual se dio la respuesta en el análisis (θ o Δ); Así, el intervalo del desempeño entre A y B representa que la estructura puede ocuparse de inmediato después de un sismo, puesto que la estructura permaneció en el intervalo elástico; el intervalo de B a C representa la ductilidad, es decir, disipación de energía sin pérdida de resistencia, pero la deformación inelástica implica daños, de manera que este intervalo representa un desempeño en el cual se protege la vida, pero a costa de daños en la estructura. Después de sobrepasar el punto C hay pérdida de resistencia, de manera que este intervalo representa la posibilidad inminente de colapso; por último, el intervalo entre D y E representa la falla de la estructura y su colapso total.

2.1.8 Diagramas momento-curvatura

El comportamiento no lineal de un elemento estructural puede representarse mediante el cálculo de la curvatura en sus secciones transversales críticas a medida que aumenta la flexión. La práctica más común es representar este cálculo con un gráfico de momento en función de la curvatura (Diagrama $M-\phi$), que permite de forma local identificar la ductilidad

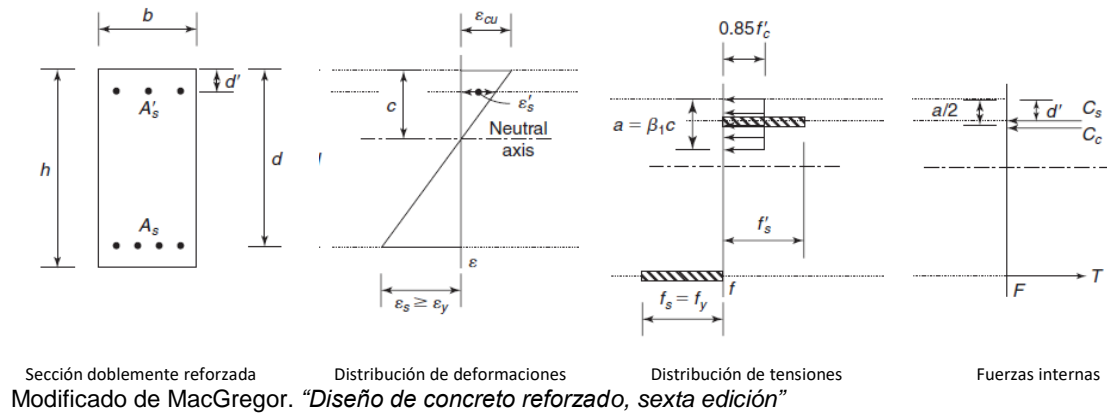
de los elementos que conforman la estructura al presentar cargas por flexión debidas al sismo. Este depende de los modelos constitutivos del acero y del concreto (Romero, 2015)

En el procedimiento de análisis se considera la aplicación de fuerzas de flexión en el la sección del elemento, lo que genera rotaciones en el eje neutro; las rotaciones se calculan según la Ecuación (2-2).

$$\varphi = \frac{\varepsilon c}{y} \quad (2-2)$$

El valor de (y) es la distancia desde la fibra a tracción hasta el eje neutro de la sección, el cual varía con la variación del bloque a compresión de la misma. Las rotaciones están controladas a partir de las deformaciones unitarias del concreto y del acero de acuerdo con los modelos constitutivos de cada material, que con su aplicación generan zonas de tensiones a compresión y a tracción. En la Figura 2-6 se presenta el diagrama de fuerzas en la sección.

Figura 2-6: Diagrama de tensiones en una sección sometida a flexión



Empleando el equilibrio de fuerzas en la sección a partir de las tensiones de tracción y compresión se evalúa el momento resistente de la sección, como se indica en la Ecuación (2-3). Se compara el momento aplicado en el análisis con el momento resistente de la sección y de esta forma se carga el elemento hasta que su resistencia sea menor a la fuerza de momento aplicada por el análisis y se produce la falla.

La falla del elemento es controlada principalmente por la deformación unitaria última del concreto, ($\epsilon_{uc} = 0.003$), con esta se determina el bloque de compresión en la sección; una vez el concreto falla, comienza a ceder el acero de refuerzo generando disipación de energía y ductilidad, hasta alcanzar la resistencia máxima del acero, la cual es determinada por la deformación unitaria última del acero ($\epsilon_{us} = 0.0021$). Con estas sucesivas aplicaciones de fuerza a flexión se construye el diagrama de momento- curvatura, midiendo en cada paso la deformación de curvatura del elemento. Lo anterior se define a partir de las Ecuaciones (2-4) y (2-5).

$$C_c + C_s - T_s = 0 \quad (2-3)$$

$$\sigma_c = \epsilon_c E_c \quad (2-4)$$

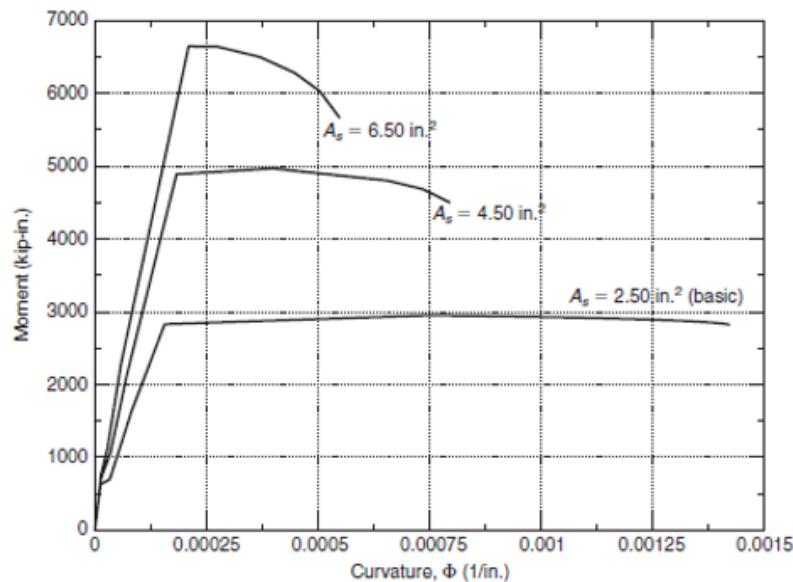
$$\sigma_s = \epsilon_s E_s \quad (2-5)$$

Para obtener el diagrama M- ϕ se pueden calcular cuatro puntos de referencia: 1) Inicio del agrietamiento, (M_A): Cuando en la fibra extrema a tracción del concreto alcanza su resistencia máxima a flexión, el concreto presenta la primera grieta. Es un tramo muy corto que a veces se ignora y se toma como el inicio del intervalo elástico. 2) Fluencia del acero, (M_y): cuando la tensión de tracción en el acero alcanza el límite del comportamiento elástico y comienza a fluir, adentrándose en el intervalo inelástico de su comportamiento. 3) Final de la fluencia del acero y resistencia última de la sección, (M_u): Cuando el concreto llega a su máxima deformación útil a compresión ϵ_u y el acero llega a la tensión máxima de tracción y, por lo tanto, a la tensión de rotura. 4) Resistencia última, (M_{uc}): En este punto se alcanzan los valores últimos de momento para el concreto confinado, es decir, en este punto está trabajando el acero de refuerzo transversal de confinamiento, que permite que la sección alcance ductilidad; en este nivel de tensiones el recubrimiento ya no trabaja, de manera que se calcula con las dimensiones efectivas de la sección, sin recubrimiento. (Romero, 2015).

En la literatura del análisis estructural para elementos en concreto reforzado Mac Gregor (2009) habla de cómo las secciones que emplean acero a compresión pueden alcanzar capacidades de tenacidad y ductilidades mayores a las secciones simplemente reforzadas (refuerzo en zona a tracción); por esta razón, en los códigos de diseño sísmico se exige tener como mínimo una cuantía de acero a compresión en los elementos. Evaluaciones respecto a las cuantías de acero a tracción en los elementos estructurales han demostrado

también que el acero dentro de la sección ayuda significativamente en la ductilidad del elemento, sin embargo, esto se cumple hasta cierto punto, pues se ha demostrado que para áreas de acero excesivas la resistencia del elemento se incrementa, pero su ductilidad disminuye; por lo tanto, los códigos de diseño restringen la cantidad de acero a tracción que puede emplearse en una sección. En la Figura 2-7 se muestra una gráfica de momento-curvatura en donde a partir de variaciones en los porcentajes de cuantía a tracción se evalúa la capacidad y la ductilidad del elemento.

Figura 2-7: Grafico de momento – curvatura con A_s variable



MacGregor "Diseño de concreto reforzado, sexta edición" Capítulo 4.

2.2 Antecedentes

Las empresas consultoras de ingeniería estructural en la actualidad desarrollan los diseños estructurales considerando las características elásticas de los materiales empleados para la construcción, ignorando el comportamiento y las deformaciones no lineales que estos materiales presentan al estar sometidos a movimientos cíclicos como los de un sismo y al comportamiento histerético que este genera en las deformaciones de la estructura. Sin embargo, hoy en día se cuenta con un gran número de programas

de cómputo que permiten implementar las características no lineales de los materiales para que estas sean analizadas dentro del proceso de diseño.

Para conocer con precisión la ductilidad y la cantidad de energía disipada de la estructura, y relacionarlo con el adecuado valor de R , se requiere realizar un análisis no lineal que tenga en cuenta el comportamiento inelástico de los elementos estructurales. Se han realizado muchos estudios que involucran el análisis estructural inelástico y que comparan el nivel de disipación de energía con el estimado utilizando el factor de R establecido a partir de un análisis elástico.

Por ejemplo, Mondal, A. et al (2013) presenta la comparación entre los factores R especificados por el código de la India, IS, el Euro-código 8, y el código de la *American Society of Civil Engineers*, ASCE-7, y la disipación calculada mediante análisis inelásticos para pórticos resistentes a momentos de 2, 4, 8 y 12 niveles, resultando con valores para R_p en diferencias del 36% aproximadamente entre los valores de R especificados por las normas y el calculado en el análisis inelástico.

Para desarrollar el procedimiento de análisis, Mondal calculó el coeficiente R con base en sus componentes, considerando los límites de comportamiento de los miembros, niveles estructurales y los modelos detallados del comportamiento de las secciones de concreto reforzado. El procedimiento empleado se basó en identificar a partir de ciertos límites de deformaciones el verdadero comportamiento dúctil de las diferentes configuraciones de pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado, en donde los parámetros principales para definir dichos límites se basaron en el comportamiento de momento, de curvatura y la longitud y desarrollo de las rótulas plásticas; a partir de estas definió el comportamiento no lineal de la estructura. Para su análisis hace uso de los modelos de Kent & Park, además garantiza y considera la degradación de la rigidez dada para los elementos de concreto.

Mondal concluye que los estándares empleados por los códigos de la India presentan valores para el factor R más altos que el verdadero valor de R correspondiente a la estructura analizada según su detallado de refuerzo y configuración estructural, lo que en el diseño sísmico se considera un caso potencialmente peligroso. A resultados similares han llegado algunas otras investigaciones al respecto de la diferencia en los

factores R , demostrando con esto que los valores seleccionados para el coeficiente R en los códigos para el diseño elástico, no están representando adecuadamente el comportamiento inelástico de las estructuras.

Sinisterra. H, (2017) evaluó en su tesis el desempeño sísmico dado para pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado para diseños realizados en cumplimiento de la norma colombiana de 1984, y definidos bajo parámetros de evaluación dados por la NSR-10. Desarrolló a lo largo de sus procedimientos, análisis no lineales para definir las curvas de capacidad de la estructura y con esto definir los espectros de demanda sísmica y puntos de desempeño, caracterizando diferentes tipos de suelo. Como métodos de análisis no lineal, empleó el método de análisis estático no lineal de plastificación progresiva *pushover*, con este definió las curvas de capacidad las cuales comparó con el espectro de demanda de la estructura, para identificar la ductilidad y el riesgo de colapso de la misma, donde el espectro de demanda se definió a partir de la metodología M.E.C. Para realizar la comparación respectiva empleó la conversión de las curvas a un formato ADRS. Modelizó un total de siete edificios variables en altura, empleando el software de análisis SAP2000, mismo con el cual realizó el análisis *pushover*, siguiendo las recomendaciones del FEMA 356 y el ATC-40. Con lo anterior evaluó la disipación de energía debida a la aplicación de cargas sísmica y a la incursión de la estructura en deformaciones inelásticas. Concluyendo que “la capacidad de disipación de energía de las estructuras está en función de la rigidez y la resistencia a cargas dinámicas y gravitacionales”

También en su tesis Gonzales, C. (2018) presentó el análisis realizado a un conjunto de estructuras de pórticos resistentes a momentos diseñadas en concreto reforzado y según las especificaciones del reglamento NSR-10. considerando los diferentes estados dados para la capacidad de disipación de energía (*DES*, *DMO* y *DMI*), con el fin de evaluar la importancia de la ductilidad en el diseño estructural. Uno de sus objetivos principales se concentró en revisar el coeficiente de capacidad de disipación de energía que se obtiene realmente en las zonas de confinamiento de las columnas y las vigas cuando se garantiza la formación de las rótulas plásticas al realizar un análisis estático no lineal. A partir del análisis no lineal estático de plastificación progresiva,

desarrolló las curvas de capacidad y definió el grado de ductilidad real de las estructuras para finalmente realizar la comparación con los valores de R especificados del reglamento NSR-10. Para el desarrollo de este procedimiento se guió en las restricciones dadas por la NSR-10 y específicamente en el método de coeficiente de desplazamiento dado por el FEMA-356, además de emplear el ATC-40 para definir los espectros de capacidad. Como conclusión Gonzales. C. 2018 observó que los valores obtenidos para la ductilidad en las tres diferentes configuraciones estructurales, fueron muy cercanos a los presentados en el reglamento NSR-10. Además, agrega que implementando un análisis no lineal (*pushover*) como rutina de diseño, se podría verificar las zonas en donde se hace necesario incrementar el refuerzo estructural, donde en su estudio estas zonas se encontraban en las plantas inferiores de las edificaciones, donde se formaron las rótulas plásticas. Con esto se podría llegar a reducir costos o excesos de acero ya que sería posible localizar las zonas críticas y presentar un refuerzo a detalle solo para ellas.

3. Capítulo 3: Definición de tipologías y variables estructurales

3.1 Definición de tipologías estructurales

La definición de las tipologías de elementos estructurales se desarrolla de acuerdo con las solicitaciones y con el predimensionamiento definido para la estructura. Se seleccionó concreto como el material estructural, debido a que es el material que se utiliza en la mayoría de las edificaciones en Colombia.

El sistema estructural se define de pórticos resistentes a momentos; pues es el sistema más común entre los edificios existentes en el país y, por otra parte, en un sistema estructural sismo resistente las vigas deben plastificarse antes que los elementos verticales. En edificaciones con muros estructurales, las vigas suelen modelizarse articuladas, pues la relación entre la rigidez de la viga y la rigidez de los muros es generalmente muy pequeña. En un pórtico esta relación es usualmente del mismo orden de magnitud, de manera que la plastificación de las vigas tiene una influencia significativa en la respuesta estructural. Por lo tanto, se seleccionó el sistema de pórticos resistentes a momentos para el desarrollo del trabajo.

3.2 Definición de variables estructurales

El coeficiente R se define como la relación entre la fuerza en un modelo elástico y la fuerza en el modelo inelástico para una misma estructuración. Esta relación varía para cada estructura dependiendo de los siguientes factores.

a. Demanda de ductilidad por desplazamiento máximo tolerable.

El desplazamiento máximo tolerable para el presente trabajo es la deriva máxima permitida por el reglamento NSR-10, definida en el Capítulo A.6.

b. Tipo de comportamiento histerético.

Para este trabajo se supone un comportamiento histerético sin pérdida súbita de rigidez o de resistencia. El comportamiento inelástico de cada elemento estructural se modeliza con el programa Response2000® de distribución y uso gratuitos.

c. Período del modo dominante.

El periodo es una de las variables consideradas en el presente trabajo. Para ello, se utilizan modelos de altura variable para un total de ocho modelos, como se listan en la Tabla 1-2

d. Características de los materiales estructurales.

Para el presente trabajo se seleccionó concreto reforzado con una resistencia a la compresión $f'c$ de 28 MPa como material estructural.

e. Detallado del refuerzo.

El detallado del refuerzo se realiza de acuerdo con las especificaciones del reglamento NSR-10 para disipación moderada de energía, *DMO*. Sin embargo, también se modelizó el efecto de cuantía variable, para el modelo de dos niveles (MB2N), variando la cuantía como se muestra en la Tabla 1-3.

f. Amortiguamiento.

Los diseños se basan en cargas dinámicas espectrales, con base en el espectro de diseño del reglamento NSR-10, que tiene un amortiguamiento del sistema plastificado estimado del 5% del amortiguamiento crítico.

g. Condiciones y tipo del suelo.

En el presente trabajo se define el tipo de suelo C para el modelado sísmico y se supone una cimentación sobre roca competente.

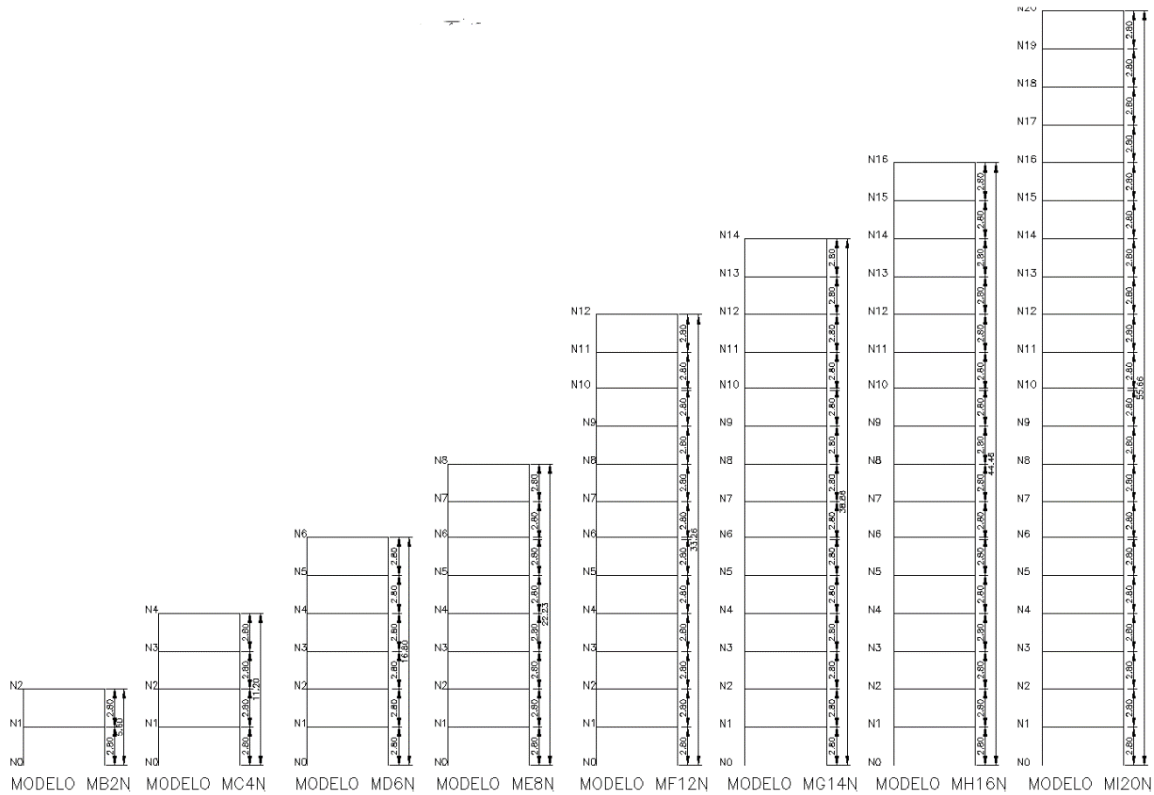
4. Capítulo 4: Modelización, análisis y diseño

Se realizan un total de ocho modelos de pórticos resistentes a momentos para vivienda, de altura variable, de 2 niveles hasta 20 niveles, con una altura de piso constante de 2.8 m y planta cuadrada de 6m. En la Figura 4-1 se presenta la elevación de cada uno de los modelos.

Los modelos se dimensionan con base en un análisis elástico lineal en el cual se definen los respectivos tamaños de las secciones y el detallado del refuerzo. Se hace un análisis de sensibilidad a partir de la variación en los porcentajes de cuantía para un mismo tamaño de sección definido en el modelo de dos niveles (MB2N), con lo que se evalúa la influencia del detallado del refuerzo en la respuesta no lineal de la estructura y la ductilidad de los elementos que la conforman. Para ello, se utilizan 18 modelos de dos niveles variando la cuantía del refuerzo de las secciones críticas de las vigas y las columnas en los porcentajes del 20% al 300% de la cuantía de diseño como se muestra en la Tabla 1-3.

En el presente trabajo se realizan análisis elásticos e inelásticos de sistemas de pórticos resistentes a momentos, por medio del software MidasGen®, específicamente licenciado para el desarrollo de la tesis de grado. Se utiliza el procedimiento de análisis dinámico lineal modal espectral y el procedimiento de fuerza horizontal equivalente con la finalidad de determinar las respuestas elásticas del sistema estructural ante los efectos sísmicos. De igual forma por medio de la metodología de análisis estático no lineal de plastificación progresiva (*pushover*) se determinan las respuestas inelásticas del sistema estructural.

Figura 4-1: Esquema elevación de modelos para variación en altura.



Los análisis se realizan con base en los parámetros sísmicos involucrados en las metodologías de diseño y especificados en el título A de la NSR-10. Su desarrollo se describe detalladamente, desde la fase de predimensionamiento hasta la obtención del detallado de refuerzo especificado para el diseño de los elementos estructurales.

4.1 Características generales del modelo

4.1.1 Tipo de estructura

El sistema de resistencia sísmica de pórticos resistentes a momentos es definido como un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos que consta de elementos tipo vigas y columnas y no presenta diagonales, siendo este el encargado

de resistir todas las cargas verticales y horizontales. (Asociación colombiana de ingeniería sísmica, 2010). La modelación para el sistema de resistencia sísmica se realizó en concreto reforzado; se empleó el valor de la resistencia a la compresión del concreto f'_c de 28 MPa; el módulo de elasticidad el concreto se definió con la Ecuación (4-1) para un valor E_c de 20.636,86 MPa. Para el acero de refuerzo se empleó acero ASTM A-706 Gr 60, con resistencia a la fluencia f_y de 420 MPa y módulo de elasticidad E_s de 200.000MPa.

$$E_c = 3900\sqrt{f'_c} \quad (4-1)$$

4.1.2 Localización

La estructura modelada se localizó en la ciudad de Medellín, departamento de Antioquia; zona para la cual se presenta una amenaza sísmica intermedia según la Figura A.2.3-1 del reglamento NSR-10. A continuación se describe las características de los parámetros sísmicos.

- **Zonificación y microzonificación:** Las características sísmicas del lugar se especificaron a partir del Título A.2 de la NSR-10 “*Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño*”. Se clasificó el sistema estructural en una: zona de amenaza sísmica intermedia, se definieron los movimientos sísmicos de diseño a partir del espectro elástico de diseño considerando: el tipo de suelo (tipo C), el factor de importancia (I) y las aceleraciones pico efectivas (A_a , A_v) presentes según la zona de implantación.
- **Parámetros para los movimientos sísmicos de diseño:** Los valores de aceleración y velocidad pico efectiva, A_a y A_v respectivamente, para la ciudad de Medellín la cual cuenta con una zona de amenaza sísmica intermedia, se definieron, según la Tabla A.2.3-2 del reglamento NSR-10 para una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años. Se limitó los parámetros correspondientes a los efectos locales según las Tablas A.2.4-3 y A.2.4-4. Estos efectos de sitio definidos por F_a y F_v , representan la amplificación de la respuesta de aceleración sísmica presente en el espectro de diseño para la zona de periodos cortos e intermedios, y se define según el tipo de suelo de la zona. En el desarrollo del análisis en este trabajo, se consideró el uso de un **perfil de suelo tipo C**.

El suelo tipo C es definido en la NSR-10, Título A.2.4.4 como: “*Perfiles de suelo muy densos o roca blanda que cumplan con el criterio de la velocidad de onda de córtate de $360\text{m/s} \leq V_s < 760\text{ m/s}$, o que cumplan con $N \geq 50$ o valores de $S_u \geq 100\text{ kPa}$.* (Asociación colombiana de ingeniería sísmica, 2010)

El coeficiente de importancia por su parte está definido por el grupo de uso de la edificación, este se encarga de amplificar las fuerzas de diseño sísmico según la importancia y la necesidad de la edificación para la sociedad en caso de ocurrir un evento sísmico grave. Para este caso se tiene un **grupo de uso I**, el cual en el Título A.2.5.1.4. de la NSR-10 representa una estructura de ocupación normal.

En la Tabla 4-1 se presenta el resumen de los parámetros definidos para los movimientos sísmicos de diseño según las características especificadas en el Título A del reglamento NSR-10 y especificados en los párrafos anteriores.

Tabla 4-1:Parámetros de movimientos sísmicos de diseño

Parámetro sísmico	Valor
A_a	0.15
A_v	0.20
F_a	1.60
F_v	2.00
I	1.00

4.1.3 Desarrollo del espectro elástico de diseño según el reglamento NSR-10

La NSR-10 en el Título A.2.6 especifica los valores de periodo (T) y aceleración en fracción de la gravedad (S_a) necesarios para la elaboración de un espectro elástico de aceleraciones. El espectro se construyó a partir de los parámetros sísmicos mostrados en la Tabla 4-1 de este trabajo y considerando un coeficiente de amortiguamiento crítico en la respuesta sísmica del 5%. A partir del espectro se obtienen las aceleraciones que se ven involucradas en la determinación de las fuerzas sísmicas que actúan en la estructura al momento de realizar el análisis sísmico. Las ecuaciones empleadas para la construcción del espectro elástico de aceleraciones se presentan a continuación:

Los valores de periodos constante T_0 , cortos T_c y largos T_L se calcularon con las Ecuaciones (4-2),(4-3) y (4-4) respectivamente.

$$T_0 = 0.1 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} \quad (4-2)$$

$$T_c = 0.48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} \quad (4-3)$$

$$T_L = 2.4 F_v \quad (4-4)$$

Los valores para la pseudoaceleración espectral S_a para periodos de vibración de la estructura menores a T_c están dados por la Ecuación (4-5) a continuación:

$$S_a = 2.5 A_a F_a I \quad (4-5)$$

Para periodos de vibración de la estructura mayores a T_L el valor de S_a está dado por la Ecuación (4-6) a continuación:

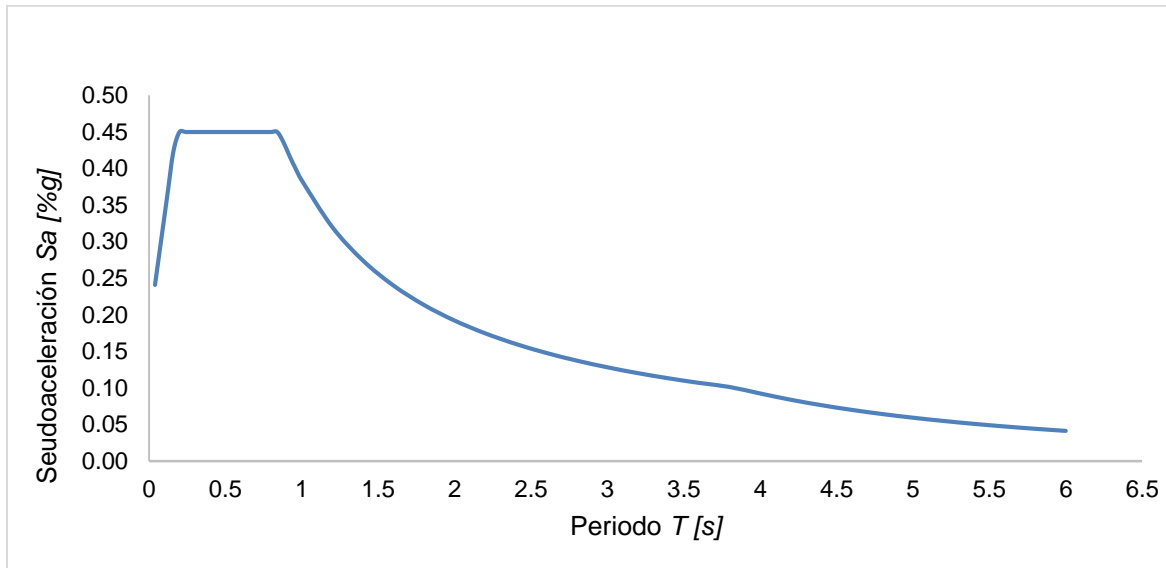
$$S_a = 0.48 \frac{1.2 A_v F_v T_L I}{T^2} \quad (4-6)$$

En el presente estudio se realizó el procedimiento de análisis dinámico, por lo que para lo especificado en el capítulo A.2.6.1.3, el espectro elástico de aceleración considera las aceleraciones dadas para periodos de vibración, diferentes al periodo fundamental, menores al T_0 , en este caso el valor de S_a está dado por la Ecuación (4-7):

$$S_a = 2.5 A_a F_a I \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (4-7)$$

En la Figura 4-2, se presenta el resultado del espectro elástico de aceleraciones de diseño.

Figura 4-2: Espectro elástico de aceleraciones de diseño.



Elaboración propia.

4.2 Predimensionamiento Estructural

Se definieron las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales considerando las cargas gravitacionales debidas al peso propio y a las solicitaciones de servicio, con el fin de contemplar el tamaño de las secciones que permitan un trabajo estructural adecuado. Las cargas permanentes y la carga viva se definieron a partir del Título B del reglamento NSR-10. Igualmente se contemplan las restricciones presentes en el Título C.8 para garantizar las dimensiones adecuadas de las secciones y definir las cargas por peso propio de los elementos estructurales.

4.2.1 Dimensionamiento de losas, vigas y nervios

Para el dimensionamiento de la losa en general se siguió las especificaciones dadas en el Título C.8. “*viguetas en losas nervadas*”. y Título C.9. “*requisitos de resistencia y funcionamiento*” del reglamento NSR-10.

Se evaluó la relación ancho y largo para el único módulo de losa, con el fin de definir la dirección de las nervaduras. Al ser una losa cuadrada de una sola luz en ambas direcciones, de ancho 6 m y largo 6 m, se presentó una relación igual a 1, por lo que se

definió una losa en dos direcciones dando cumplimiento a lo expresado por la Ecuación (4-8)

$$\text{Si } 0.8 \leq \frac{a}{l} \leq 1.25 = \text{losa nervada en 2 direcciones} \quad (4-8)$$

Para el espesor de la losa (e), se dio cumplimiento al espesor mínimo de 0.10m y el espesor mínimo calculado para losas sin vigas interiores y sin ábacos para paneles interiores, de 0.18 m con un f_y de 420MPa. Ecuación (4-9)

$$e \geq \frac{l}{33} \quad (4-9)$$

El valor inicial seleccionado para el espesor de la losa de 0.40 m, se tomó como aproximación para el modelo de 2 niveles (MB2N) el cual es el menos solicitado, para los niveles superiores el valor del espesor de losa se incrementó dando cumplimiento a los requisitos de desplazamiento y diseño propios de cada modelo. En cuanto al tamaño de las secciones de las vigas y los nervios, se garantizaron las restricciones dadas en el Título C.8.13 del reglamento NSR-10.

La cantidad de nervios para cada dirección ortogonal, se definieron a partir de la distancia entre nervios y las dimensiones de las vigas, garantizando que no se presentaran traslapos entre los elementos; como se muestra en la Ecuación (4-10). De acuerdo con cada modelo evaluado y con las dimensiones de losa y vigas definido para cada uno de estos, se calculó la cantidad de nervios necesarios en cada modelo.

$$N_{nervios} = \frac{(l - (N_{viga} - 2)B_{viga} - B_{viga})}{S} - 1 \quad (4-10)$$

Donde l es el largo/ancho de losa, N el número de elementos presentes, B el ancho de la sección del elemento y S es la separación definida para cada elemento.

En la Tabla 4-2 se presenta el resumen de las dimensiones de las secciones viga y nervios establecidas para cada uno de los modelos. La loseta superior se definió para un espesor de 0.05 m la cual se conservó igual para todos los modelos.

Tabla 4-2: Dimensionamiento de la losa por tipo de modelo

Modelo	Dimensión de secciones de losa [m]									
	Viga		Nervios				Loseta	Losa		
	Ancho (b)	Alto (h)	Ancho (Bw)	Alto (Hw)	Separación (s)	Cantidad total	Espesor (e)	Ancho (B)	Largo (L)	Alto (hL)
MB2N	0.30	0.40	0.10	0.40	0.80	12	0.05	6.00	6.00	0.40
MC4N	0.35	0.45	0.10	0.45	0.80	12				0.45
MD6N	0.45	0.50	0.10	0.50	1.10	8				0.50
ME8N	0.50	0.55	0.10	0.55	1.10	8				0.55
MF12N	0.55	0.60	0.10	0.60	1.10	8				0.60
MG14N	0.55	0.60	0.10	0.60	1.10	8				0.60
MH16N	0.55	0.60	0.10	0.60	1.10	8				0.60
MI20N	0.55	0.60	0.10	0.60	1.10	8				0.60

A partir de las dimensiones establecidas para la losa y los elementos que la componen, se evaluó la carga por peso propio que estos elementos le transmiten a la estructura. Para este procedimiento se empleó la densidad del concreto ($\gamma_c = 24\text{kN/m}^3$).

A continuación, de la Ecuación (4-11) a la (4-21) se presenta las ecuaciones empleadas para el cálculo de volúmenes y pesos correspondientes a la losa.

▪ **Volumen de losa, vigas y nervios**

1. Vigas

$$V_v = V_{v(dx)} + V_{v(dy)} \quad (4-11)$$

$$V_{v(dx)} = A_v(N_v(dx))(L_v(dx)) \quad (4-12)$$

$$V_{v(dy)} = A_v(N_v(dy))(L_v(dy) - (N_v(dx) - 1)b) \quad (4-13)$$

$$A_v = b(h - e) \quad (4-14)$$

2. Nervios

$$V_n = A_n(N_n(dx)L_n(dx) + N_n(dy)L_n(dy)) \quad (4-15)$$

$$L_n(dx) = L - (N_v(dx) - 2)b - b \quad (4-16)$$

$$L_n (dY) = L - N_n (dX) B_w \quad (4-17)$$

$$A_n = B_w (H_w - e) \quad (4-18)$$

3. Loseta

$$V_L = A_L e \quad (4-19)$$

$$A_L = BL \quad (4-20)$$

- **Peso propio de losa**

$$Pp_L = \frac{V_L + V_n + V_v}{A_L} \gamma_c \quad (4-21)$$

4.2.2 Definición de cargas gravitacionales

Con los valores para el peso propio de los elementos que componen la losa, y siguiendo las recomendaciones dadas en el Título B del reglamento NSR-10 se definieron las cargas para las cuales se modeló la estructura.

En este caso se especificó las cargas permanentes dadas a partir de: cargas de iluminación, fachada, refinado de piso y particiones; las cuales se consideraron a partir de la Tabla B.3.4.3-1 “Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales cuando no se efectúa un análisis más detallado” para una edificación de ocupación residencial. Igualmente, para la ocupación dada se definió el valor de la carga viva a partir de la Tabla B.4.2.1-1. “Cargas vivas uniformemente distribuidas” de la NSR-10.

En la

Tabla **4-3** se presenta de forma general, los valores calculados para las cargas gravitacionales en cada modelo. En el Anexo A-1, se presentan los cálculos detallados para cada uno de los modelos.

Tabla 4-3: Carga muerta y viva por modelo

Modelo	Cargas gravitacionales [kN/m ²]							
	Peso Propio (Pp)			Cargas permanentes (Cp)			Carga muerta (D)	Carga viva (L)
	Loseta (L)	Vigas (v)	Nervios (n)	Iluminación	Acabados - Fachada-Refinado de piso	Particiones		
MB2N	1.20	1.64	1.51	0.20	1.80	3.00	9.35	1.80
MC4N	1.20	2.17	1.71				10.08	
MD6N	1.20	3.12	1.28				10.60	
ME8N	1.20	3.83	1.41				11.44	
MF12N	1.20	4.62	1.54				12.36	
MG14N	1.20	4.62	1.54				12.36	
MH16N	1.20	4.62	1.54				12.36	
MI20N	1.20	4.62	1.54				12.36	

4.2.3 Dimensionamiento de columnas

Las columnas se dimensionaron considerando el área aferente y la carga que transmite cada columna hacia la cimentación. El área aferente se determinó para una columna esquinera, ya que se trata de una losa de una sola luz apoyada en 4 columnas. En las Ecuaciones de la (4-22) a la (4-25) se definen las secciones de las columnas.

$$A_{af} = \frac{L B}{4} \quad (4-22)$$

$$Q_u = D + L \quad (4-23)$$

$$P_u = (1.2D + 1.6L)N_p A_{af} \quad (4-24)$$

$$A_g = \frac{2.5P_u}{f'_c + \rho^1 f_y} \quad (4-25)$$

¹El valor de cuantía empleado para la definición del área bruta de la sección fue de 0.02

Se definió secciones de columna cuadradas, de forma tal que con lo expresado en la Ecuación (4-26) se tiene:

$$H_c = B_c = \sqrt{A_g} \quad (4-26)$$

En la Tabla 4-4 se presentan las dimensiones definitivas para las columnas en cada uno de los modelos. Las dimensiones se definieron a partir del cumplimiento de derivas de acuerdo al reglamento NSR-10. En el Anexo A-2 se presentan los cálculos completos, realizados para definir las dimensiones de las columnas.

Tabla 4-4: Dimensión de secciones de columnas

Modelo	Dimensiones de columnas [m]		
	Área bruta	Sección	
	A_g [m ²]	Ancho	Largo
MB2N	0.017	0.40	0.40
MC4N	0.037	0.45	0.45
MD6N	0.058	0.50	0.50
ME8N	0.082	0.55	0.55
MF12N	0.131	0.60	0.60
MG14N	0.153	0.60	0.60
MH16N	0.175	0.60	0.60
MI20N	0.219	0.60	0.60

Definido el predimensionamiento de los elementos estructurales para cada uno de los modelos, se evaluó la cantidad de carga por metro lineal que se le debe aplicar a los elementos tipo viga para realizar el análisis estructural. Como se presenta en el Capítulo 4.3.3; para el análisis de la fuerza horizontal equivalente también se determina la masa global de la estructura la cual incluye el peso de los elementos de la losa y las columnas.

4.3 Análisis estructural

El análisis estructural con el cual se evaluaron los modelos del presente trabajo se dio a partir del método de análisis dinámico elástico (*análisis modal espectral*), análisis estático lineal (*fuerza horizontal equivalente*) y análisis no lineal estático de plastificación progresiva (*análisis pushover*); como ya se había mencionado. Con los dos primeros se dimensionaron y diseñaron los elementos estructurales; con el último se evaluó la respuesta no lineal de la estructura y se identificó la capacidad y la ductilidad de la misma. Todos los análisis mencionados se desarrollaron considerando las dos direcciones ortogonales de la estructura (d_x y d_y). Debido a la simetría de la estructura y de las cargas en este caso no se tuvo en cuenta la torsión accidental en el análisis.

Los modelos y los análisis se desarrollaron por medio del software MidasGen®; programa que permitió determinar las solicitaciones de diseño y desplazamiento necesarias para definir el tamaño final de las secciones de las estructuras, y evaluar el cumplimiento de los requisitos presentes en el reglamento NSR-10 en cuanto al análisis de derivas. En el Anexo

A-3 se muestra la distribución de elementos vigas y columnas para cada uno de los modelos planteados.

A continuación, se describe el proceso de definición del coeficiente de capacidad de disipación de energía R , establecido a partir de las especificaciones dadas por el reglamento NSR-10 en el Título A.3. y el cual será el punto de comparación para los resultados obtenidos a partir del desarrollo de este trabajo.

4.3.1 Capacidad de disipación de energía

La capacidad de disipación de energía presente en el sistema estructural se da principalmente por la disposición y tipo de material que constituyen los elementos estructurales. Para la modelización de la estructura empleando el software de diseño, se garantizó la disposición del acero de refuerzo y del hormigón para la capacidad de disipación de energía moderada, DMO . Este tipo de capacidad se debe garantizar en zona de amenaza sísmica intermedia y debe cumplir con los requisitos de diseño establecidos en el Título C.21 del reglamento NSR-10. A continuación se enumeran las especificaciones adoptadas para definir el valor del coeficiente R a partir de los criterios de capacidad de disipación de energía.

- **Definición del coeficiente de capacidad de disipación de energía R :** Se usa el valor del coeficiente R para reducir las solicitaciones sísmicas que se dan como resultado en el análisis elástico; esto con el fin de incorporar la capacidad de disipación de energía de los elementos y sus materiales, al análisis y diseñar a partir de las solicitaciones reducidas. El valor de R se define de acuerdo con el sistema estructural de resistencia sísmica seleccionado para la modelación, en este caso como ya se mencionó se empleó pórticos resistentes a momentos en ambas direcciones ortogonales, un total de 2 pórticos en dirección X y 2 pórticos en dirección Y .

El valor del coeficiente R está definido a partir de la Ecuación (4-27)

$$R = R_0 \phi_a \phi_p \phi_r \quad (4-27)$$

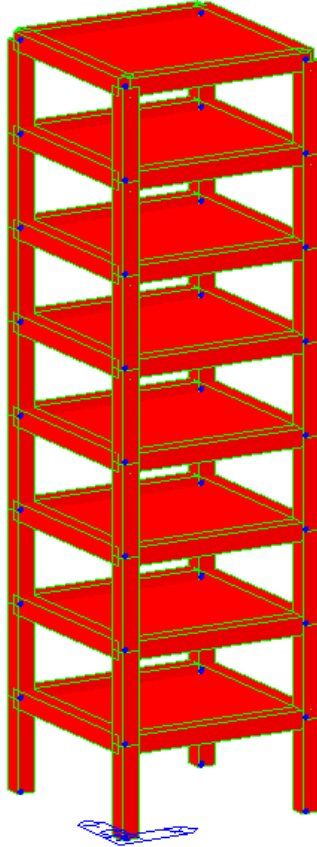
En la Ecuación (4-27), los valores de ϕ_a , ϕ_p y ϕ_r son coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta y por ausencia de redundancia respectivamente; los cuales según la geometría de la estructura afectaran el valor final del coeficiente R . En la estructura desarrollada para este trabajo no se presentó ninguna irregularidad de las mencionadas por el reglamento NSR-10 en las Tablas A.3-6 y A.3-7; Se trató de una estructura simétrica y con igual altura de piso para cada nivel lo que la hace regular geoméricamente. De esta forma el valor de R no se vio reducido por ninguna irregularidad.

Por lo anterior se definió el valor del coeficiente R a partir de la Tabla A.3-3 del reglamento NSR-10. En este el sistema de resistencia símica para fuerzas horizontales y para cargas verticales es el mismo “**Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía**” de concreto, con lo que se tiene un valor del coeficiente R_o igual a **5**. sin ninguna limitación en altura.

4.3.2 Método de análisis dinámico lineal (Análisis modal espectral)

Aunque las estructuras modelizadas en este trabajo presentan características geométricas por debajo de las establecidas como reglamentarias en esta metodología de análisis, como se expresa en el Capítulo 2.1.1; Se realizó por la necesidad de verificar el ajuste a los resultados respecto a los valores de cortante en la base obtenidos por el análisis de la FHE. De esta forma en el software MidasGen® se elaboraron los modelos correspondientes para el análisis de la estructura según el predimensionamiento establecido en el Capítulo 4.2. para cada variable definida; a continuación, se describe el desarrollo del modelado en el software.

- **Modelización en Software MidasGen:** A continuación, se presenta el proceso de modelación realizado en el software de diseño y análisis estructural. En la Figura 4-3 se muestra el modelo en MidasGen®

Figura 4-3: Modelo MF8N en MidasGen®

1. **Definición de la estructura:** se define una estructura de tipo tridimensional, de masa consistente, para la cual el peso propio se convierte en masa dentro del análisis dinámico de la estructura. Como se presentó en el Anexo A-3, se evidencia la distribución de los elementos estructurales para cada modelo según la variación en altura de la estructura.

Para las propiedades de los apoyos se definió una restricción en los 6 grados de libertad, lo que generó empotramientos en la base de las columnas, teniendo entonces restricciones en desplazamientos y rotaciones. De la Figura 4-4 a la Figura 4-6 se presenta los parámetros definidos para el tipo de estructura dados en el software.

Figura 4-4: Definición del tipo de estructura en MidasGen.

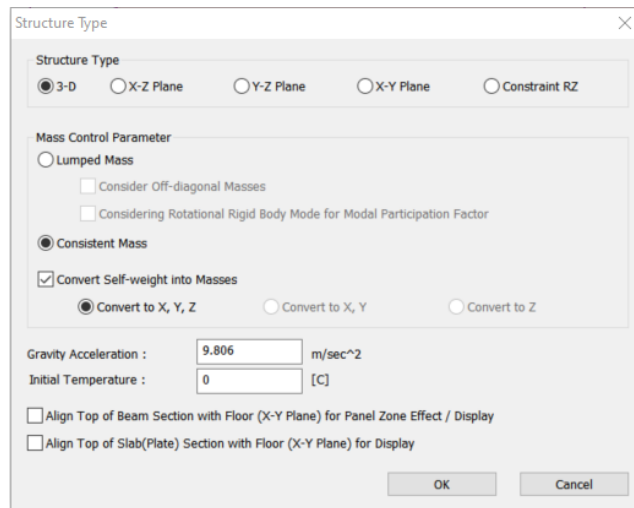
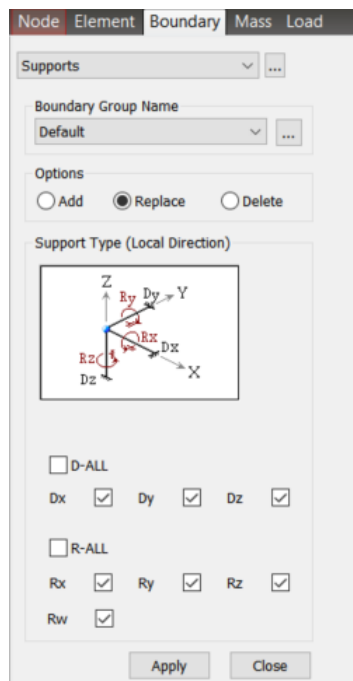


Figura 4-5: Restricciones en los apoyos para MidasGen



Para el análisis desarrollado no se consideró el diafragma de piso en la losa, se buscó garantizar que solo se transmitiera la masa de la losa al análisis más no restringiera los resultados de fuerzas internas en los elementos. En la Figura 4-6 en la sección de *Floor Diaphragm*, se representa la definición de esta característica para el modelo.

Figura 4-6: Características del análisis para cada nivel

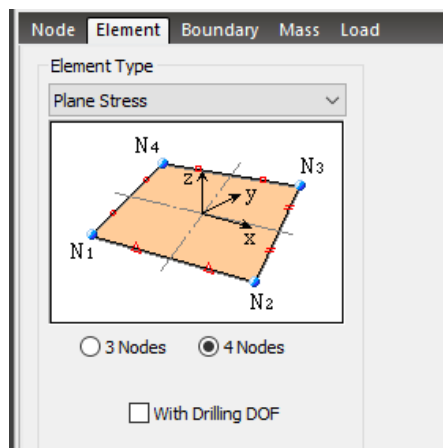
Module Name	Story Name	Level(m)	Height(m)	Floor Diaphragm
Base	Roof	5.60	0.00	Do not consider
Base	2F	2.80	2.80	Do not consider
Base	1F	0.00	2.80	Do not consider

Para la definición de las propiedades de los elementos tipo losa, se tomó un elemento *Plane Stress*, como se muestra en la

Figura 4-7, de manera que se garantice que cuando la estructura este sometida a carga horizontal, la losa no contribuya con su rigidez a la rigidez de la estructura. Se calculó el espesor equivalente de losa en cada uno de los modelos, para considerar, en primer lugar, la masa correspondiente a la loseta y los nervios predimensionados y, en segundo lugar, para tener en cuenta la rigidez de la losa en su propio plano. La Ecuación (4-28) se empleó para definir el espesor equivalente de la losa.

$$e_{eq} = \frac{V_L + V_v + V_n}{A_L} \quad (4-28)$$

Figura 4-7: Definición de tipo y espesor de losa en MidasGen



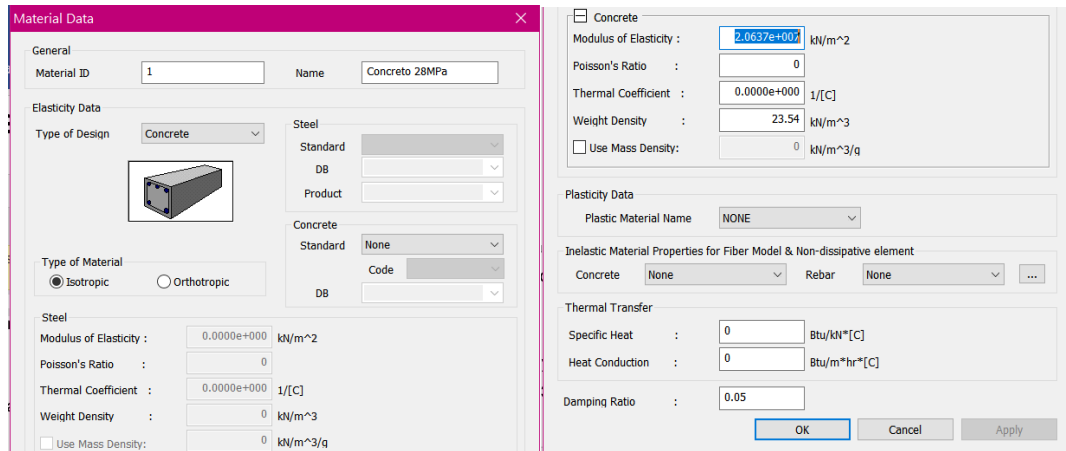
De lo expresado para la definición de la losa, en la Tabla 4-5 se presentan los valores de espesor equivalente (e_{Eq}) para cada uno de los modelos.

Tabla 4-5: Valores de espesor de losa equivalente para modelado en MidasGen

Espesor de losa equivalente [m]	
Modelo	e_{eq}
MB2N	0.18
MC4N	0.21
MD6N	0.23
ME8N	0.27
MF12N	0.31
MG14N	0.31
MH16N	0.31
MI20N	0.31

2. Definición de materiales: Se definen los materiales ya mencionados en el Capítulo 4.1.1 de este trabajo para el concreto y el acero de refuerzo. En la Figura 4-8 se representa la definición del material de concreto con una resistencia a la compresión de 28 MPa.

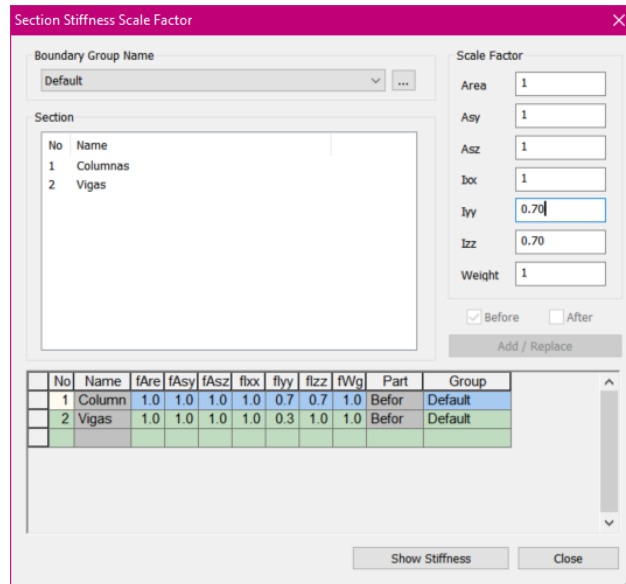
Figura 4-8: Definición de materiales en MidasGen



3. Definición de secciones: Las secciones vigas y secciones columnas se definen de acuerdo con lo presentado en la Tabla 4-2 y Tabla 4-4, garantizando la correcta ubicación de los *local axes*.

El análisis estructural se realizó tanto para las secciones brutas como para las secciones fisuradas. Las secciones fisuradas se definen a partir de la reducción de la inercia para cada una de las secciones. En las secciones tipo viga al ser un elemento sometido a flexión se da la reducción al 35% de la inercia bruta ($0.35I_g$) y para los elementos tipos columna al estar sometido a flexocompresión, se da una reducción al 70% de la inercia bruta ($0.70I_g$). Lo anterior atendiendo a lo establecido en el Título A.10.10.4.1 del reglamento NSR-10. En la Figura 4-9 se define la reducción en la inercia para cada grupo de elementos.

Figura 4-9: Secciones agrietadas en MidasGen®



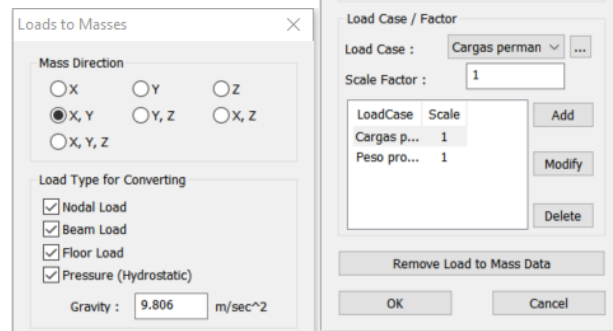
- Asignación de cargas:** Al tratarse de una losa solo con vigas perimetrales y de planta cuadrada, se definió una distribución de áreas aferentes triangulares, permitiendo distribuir la carga calculada en el Capítulo 4.2.2. en carga lineal para cada uno de los elementos tipo viga. La carga lineal representa las cargas vivas, las cargas permanentes y las cargas de peso propio; de estas últimas únicamente se considera el peso propio de los elementos de loseta y viguetas, ya que los elementos tipo viga y columnas son cargados directamente por el programa como peso propio (*selfweight*); En la Tabla 4-6 se presentan los valores de carga distribuida aplicados en los elementos tipo viga.

Tabla 4-6: Carga lineal definida para los modelos en MidasGen

Carga distribuida en elemento tipo viga (kN/m]			
Modelo	Peso Propio	Carga permanente	Carga viva
	(Pp)	(Cp)	(L)
MB2N	4.07	7.50	2.70
MC4N	4.37		
MD6N	3.73		
ME8N	3.92		
MF12N	4.11		
MG14N	4.11		
MH16N	4.11		
MI20N	4.11		

Las cargas de peso propio y permanentes se definieron en el software de forma tal que se convirtieran en masa al momento de realizar el análisis dinámico. En la Figura 4-10 se presenta la definición de esta propiedad en el software.

Figura 4-10: Definición de cargas convertidas en masa para MidasGen



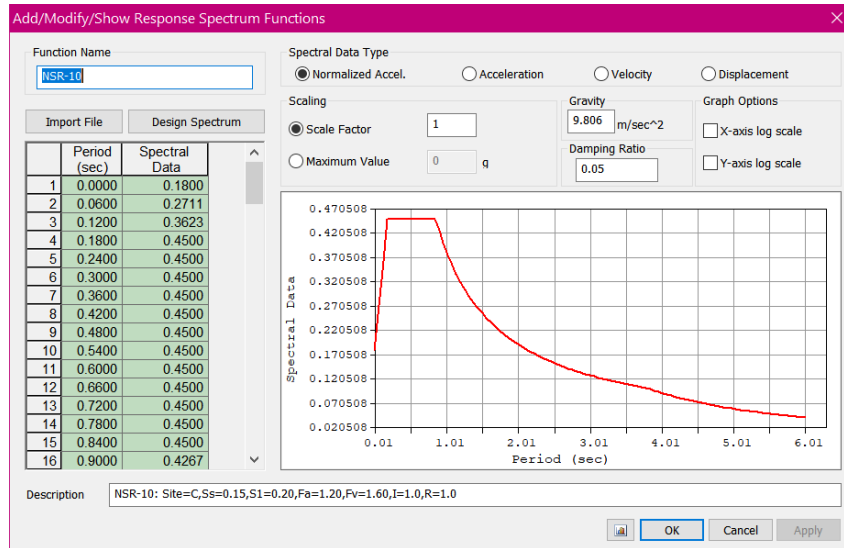
Adicionalmente se definen las cargas sísmicas, SismoX y SismoY, las cuales representaran las cargas horizontales sobre la estructura; se definen en un porcentaje de aplicación del 100% para cada dirección ortogonal en planta de la estructura.

- Definición de movimientos sísmicos de diseño:** Se definió en el software los parámetros sísmicos establecidos por el reglamento NSR-10 para el tipo de suelo C, con esto se elaboró el espectro de diseño.

En este caso el valor del coeficiente *R* implícito en los parámetros del programa, se tomó igual a uno ($R=1$), pues para el análisis la reducción de la fuerza sísmica se generó en las combinaciones de carga correspondientes. En la

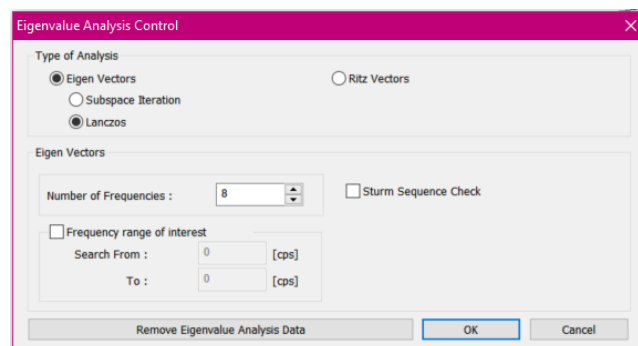
Figura 4-11 se presenta el espectro elástico de diseño elaborado por el programa MidasGen®.

Figura 4-11: Espectro elástico de diseño en MidasGen®



- 6. Características del análisis dinámico:** El análisis dinámico se realizó por medio de un análisis modal espectral, se hizo una evaluación de valores propios (*Eigen values*). Con los valores propios el programa buscó dar solución a la ecuación de equilibrio dinámico haciendo uso de las matrices de rigidez y de masa de la estructura y garantizando un amortiguamiento constante del 5%. En la Figura 4-12, se presenta las propiedades empleadas para definir el análisis modal por medio de los valores propios.

Figura 4-12: Definición de número de frecuencias en análisis modal.



4.3.3 Resultados del análisis modal

Como resultado del análisis modal se obtuvieron los vectores propios (*Eigen vectors*) los cuales representan los modos de vibración de la estructura. Para cada modo de vibrar se tiene un valor de periodo natural de vibración correspondiente. Con el periodo de vibración se determina la respuesta de la estructura ante las aceleraciones inducidas por los movimientos de diseño dados en el espectro de aceleraciones; los modos de vibrar se evalúan hasta el punto en el que se garantice una participación de masa superior al 90% de la masa total de la estructura, tal y como se prescribe en el Título A.5.4.2 del reglamento NSR-10. La participación de masa representa el porcentaje de masa que es afectado por el movimiento sísmico en cada nivel de la estructura. En la **Tabla 4-7** se presentan como ejemplo los resultados obtenidos del análisis modal para el modelo MB2N. En el anexo A-4 se presentan los resultados para los demás modelos.

La respuesta dinámica vista a partir de deflexiones, derivas, fuerzas en cada piso, fuerzas de cortante en la base y fuerzas internas en los elementos se obtiene a partir de aquellos modos que contribuyan significativamente a la respuesta estructural. La respuesta máxima se obtiene a partir de procedimientos estadísticos que combinan la totalidad de las respuestas modales de forma que se considere cada respuesta en el resultado total; estos procedimientos estadísticos se definen mediante la independencia que se da entre los modos de vibrar, con la relación entre los periodos consecutivos de cada modo. Los métodos estadísticos más apropiados son la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC) o Combinación Cuadrática Completa (CQC) descritos en el Capítulo 2.1.1.

Los análisis estadísticos mencionados anteriormente, son realizados internamente por el software MidasGen®, con lo que los resultados obtenidos a partir de este ya representan la respuesta total de la estructura ante las solicitaciones aplicadas.

Tabla 4-7: Resultados del análisis modal para modelo MB2N

Análisis modal sección bruta																
Modo	Período	Frecuencia	Relación de periodos		Participación de masa (Traslacional)			Sum de masa (Traslacional)			Participación de masa (Rotacional)			Sum de masa (Rotacional)		
	[s]	[ciclos/s]			x [%]	y [%]	z [%]	Sum x	Sum y	Sum z	x [%]	y [%]	z [%]	Sum x	Sum y	Sum z
1	0.37	2.74	T_j/T_i		86.19	0.13	0.00	86.19	0.13	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.02	0.00
2	0.37	2.74	T_2/T_1	1.00	0.13	86.19	0.00	86.31	86.31	0.00	0.02	0.00	0.00	0.02	0.02	0.00
3	0.32	3.09	T_3/T_2	0.89	0.00	0.00	0.00	86.31	86.31	0.00	0.00	0.00	1.95	0.02	0.02	1.95
4	0.10	10.27	T_4/T_3	0.30	13.42	0.16	0.00	99.73	86.47	0.00	0.01	0.45	0.00	0.03	0.47	1.95
5	0.10	10.27	T_5/T_4	1.00	0.16	13.42	0.00	99.89	99.89	0.00	0.45	0.01	0.00	0.48	0.48	1.95
Análisis modal sección Agrietada																
Modo	Período	Frecuencia	Relación de periodos		Participación de masa (Traslacional)			Sum de masa (Traslacional)			Participación de masa (Rotacional)			Sum de masa (Rotacional)		
	[s]	[ciclos/s]			x [%]	y [%]	z [%]	Sum x	Sum y	Sum z	x [%]	y [%]	z [%]	Sum x	Sum y	Sum z
1	0.51	1.95	T_j/T_i		72.53	11.20	0.00	72.53	11.20	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00
2	0.51	1.95	T_2/T_1	1.00	11.20	72.53	0.00	83.73	83.73	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.01	0.00
3	0.41	2.44	T_3/T_2	0.80	0.00	0.00	0.00	83.73	83.73	0.00	0.00	0.00	1.95	0.01	0.01	1.95
4	0.12	8.41	T_4/T_3	0.29	0.06	16.06	0.00	83.79	99.79	0.00	0.56	0.00	0.00	0.57	0.01	1.95
5	0.12	8.41	T_5/T_4	1.00	16.06	0.06	0.00	99.85	99.85	0.00	0.00	0.56	0.00	0.57	0.57	1.95
6	0.11	9.14	T_6/T_5	0.92	0.00	0.00	0.00	99.85	99.85	0.00	0.00	0.00	0.32	0.57	0.57	2.27
7	0.07	14.54	T_7/T_6	0.63	0.00	0.00	0.00	99.85	99.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.57	0.57	2.27
8	0.04	23.89	T_8/T_7	0.61	0.00	0.00	0.00	99.85	99.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.57	0.57	2.27

A continuación de muestras los valores del periodo y de las derivas obtenidos para cada uno de los modelos evaluados.

- **Periodo fundamental en el análisis modal:** Del análisis modal se obtuvo los periodos de vibración de cada uno de los modos resultantes en los diferentes modelos evaluados.

En la Tabla 4-8 se muestran los valores del periodo fundamental de vibración en los modelos con sección bruta y sección agrietada con el respectivo porcentaje de participación de masa. En el Anexo A-4 se presentan los resultados completos para la totalidad de los modos de vibrar en cada uno de los modelos, allí se muestra el valor del periodo, la frecuencia, la relación de periodos consecutivos, y la participación de masa, traslacional y rotacional de cada modo de vibrar.

Tabla 4-8: Resultados de periodo fundamental por modelo

Modelo	Periodo fundamental de vibración [s]			
	Sección bruta		Sección fisurada	
	Periodo	Participación de masa	Periodo	Participación de masa
	(T)	(% η)	(T)	(% η)
MB2N	0.37	86.19	0.51	72.53
MC4N	0.64	80.24	0.95	78.75
MD6N	0.80	62.93	1.21	78.85
ME8N	0.96	79.58	1.44	78.72
MF12N	1.36	57.77	2.00	71.90
MG14N	1.64	57.26	2.38	70.18
MH16N	1.94	74.70	2.78	76.67
MI20N	2.60	71.30	3.62	76.94

- **Chequeo de derivas:** Las derivas se revisaron tanto para el modelo con secciones brutas y el modelo con secciones fisuradas. Se revisan para un análisis de cargas por servicio.

El tamaño de las secciones para los elementos viga y columnas de cada uno de los modelos se buscó definir de acuerdo con el cumplimiento de límite máximo de deriva que se presenta en la Tabla A.6.4-1 del reglamento NSR-10; por lo tanto, para estructuras de concreto reforzando se debe garantizar una deriva máxima del 1% de la altura de entrepiso para los modelos con secciones sin fisurar, de igual forma para los modelos con secciones fisuradas se permite un valor máximo de deriva del 1.4% de la altura entre pisos.

Los resultados obtenidos para cada modelo de acuerdo con la evaluación de secciones brutas y fisuradas se presentan en la

Tabla 4-9; en esta se muestra el valor de la deriva máxima obtenida en cada modelo y el cumplimiento de la restricción para la misma de acuerdo con lo especificado en la norma. En el Anexo A-5 se presenta la totalidad de las derivas calculadas en cada uno de los niveles para todos los modelos estudiados en este trabajo.

Tabla 4-9: Resultados de deriva máxima de piso por modelo

Derivas máximas de piso				
Modelo	Sección bruta		Sección agrietada	
	DirX	DirY	DirX	DirY
	ΔX [m]	ΔY [m]	ΔX [m]	ΔY [m]
MB2N	0.37%	0.37%	0.78%	0.78%
MC4N	0.69%	0.69%	1.33%	1.33%
MD6N	0.75%	0.75%	1.22%	1.22%
ME8N	0.74%	0.74%	1.13%	1.13%
MF12N	0.41%	0.68%	1.05%	1.05%
MG14N	0.69%	0.69%	1.08%	1.08%
MH16N	0.69%	0.69%	1.10%	1.10%
MI20N	0.72%	0.72%	1.12%	1.12%

Los resultados obtenidos por medio del análisis dinámico modal espectral, se compararon con los resultados del análisis por fuerza horizontal equivalente el cual se presenta en el capítulo a continuación. Esta comparación permitió identificar si se debió realizar el ajuste a los resultados especificado en el Título A.5.4.5 del reglamento NSR-10; con esto se pudo definir las solicitaciones de fuerzas necesarias para el diseño de los elementos estructurales.

4.3.4 Método de la fuerza horizontal equivalente (FHE)

Este método se emplea en estructuras regulares o irregulares que se encuentren en una zona de amenaza sísmica intermedia y hagan parte del grupo de uso I (Ver Capítulo 2.1.1). Se realiza el análisis de FHE para los 8 modelos definidos en este trabajo; se desarrolló el análisis de forma manual bajo las especificaciones dadas en el Título A.4 del reglamento NSR-10. Igualmente, definidos los valores de la fuerza horizontal de cada nivel en la estructura; se comparó con los valores obtenidos por el programa MidasGen® para este mismo análisis en el módulo de fuerza sísmica; a modo de comprobación. A continuación, se especifica el desarrollo del análisis por el método de la FHE.

- **Periodo fundamental aproximado:** Como alternativa simplificada para definir el periodo de la estructura se emplea la Ecuación.(4-29), en esta los valores para C_r

y α se definen de la Tabla A.4.2-1 del reglamento NSR-10 para “pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de la fuerza sísmica y que no están limitados a componentes más rígidos estructurales o no estructurales que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a fuerzas sísmicas”.

$$T_a = C_t h^\alpha \tag{4-29}$$

De lo anterior se toma un valor de C_t de 0.047 y de α de 0.9. Adicionalmente se debe garantizar que el valor del periodo T con el cual se analiza la estructura no sobrepase el producto de $C_u T_a$, como se muestra en la Ecuación (4-30) donde el valor de C_u se obtiene con la Ecuación (4-31).

$$T_{max} \leq C_u T_a \tag{4-30}$$

$$C_u = 1.75 - 1.2A_v F_v \quad C_u \geq 1.2 \tag{4-31}$$

El valor de C_u calculado para los parámetros sísmicos definidos en la Tabla 4-1 del Capítulo 4.1.2. según la localización de la estructura, tiene un valor de C_u igual a 1.37, este fue el mismo para todos los modelos pues depende netamente de la localización de la estructura.

De forma comparativa, se evalúa el periodo aproximado a partir de la expresión simplificada presentada en la Ecuación (4-32), la cual es válida para pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que presenten menos de 12 pisos y su altura de piso sea inferior a los 3m.

$$T_{aprox} \leq 0.1N \tag{4-32}$$

En la Tabla 4-10 se presentan los valores de periodo T_{max} y T_{aprox} obtenidos para cada uno de los modelos evaluados.

Tabla 4-10: Periodos aproximados por el método de la FHE

Modelo	Periodo de vibración [s]		
	T_a $C_t h^\alpha$	T_{max} $C_u T_a$	T_{aprox} 0.1N
MB2N	0.22	0.30	0.20

Periodo de vibración [s]			
Modelo	T_a	T_{max}	T_{aprox}
	$C_i h^\alpha$	$C_u T_a$	0.1N
MC4N	0.41	0.56	0.40
MD6N	0.60	0.81	0.60
ME8N	0.77	1.05	0.80
MF12N	1.11	1.52	1.20
MG14N	1.28	1.74	1.40
MH16N	1.44	1.97	1.60
MI20N	1.76	2.40	2.00

- **Cortante sísmico en la base (V_s):** La cortante en la base se obtiene como la suma de todas las fuerzas horizontales sísmicas que recaen sobre la estructura debido a los efectos inerciales producidos por los movimientos sísmicos de diseño. El valor de V_s está dado por la Ecuación (4-33)

$$V_s = S_a g M \quad (4-33)$$

De esta ecuación, g es el valor de la aceleración de la gravedad, 9.81 m/s^2 , el valor de S_a es la pseudoaceleración sísmica calculada a partir del periodo de vibración de la estructura que se obtiene del espectro elástico de diseño, definido en Capítulo 4.1.3 de este trabajo. El valor del periodo con el que se evaluó el método de la FHE se definió a partir de la Ecuación (4-34).

$$T_{FHE} = \begin{cases} T_a & \text{si } T_a \leq T_{modal} \leq T_{max} \\ T_{max} & \text{si } T_{max} \leq T_{modal} \text{ y } T_a \leq T_{modal} \end{cases} \quad (4-34)$$

En la Tabla 4-11 se muestra los valores de periodo (T_{FHE}) empleados para la determinación de la pseudoaceleración, los cuales se seleccionaron a partir de la Ecuación (4-34). En la tabla también se presentan los valores de las variables empleadas en el cálculo de la cortante en la base y se calcula la cortante en la base (V_s) para cada uno de los modelos estudiados.

Tabla 4-11: Cálculo de cortante en la base por modelo

Cortante en la base V_s (kN)				
Modelo	Periodo T_{FHE} [s]	Masa M [kg]	Seudoaceleración S_a [%g]	V_s
MB2N	0.30	90603.06	0.45	399.97
MC4N	0.56	196677.68	0.45	868.2336
MD6N	0.60	314183.49	0.45	1386.963
ME8N	0.77	455202.45	0.45	2009.49
MF12N	1.11	741849.54	0.35	2547.14
MG14N	1.28	865491.13	0.30	2547.14
MH16N	1.44	989132.72	0.27	2619.92
MI20N	2.40	1236415.90	0.16	1940.68

El análisis completo de la fuerza horizontal equivalente para cada uno de los niveles en los diferentes modelos se muestra en el Anexo A-6 (b); para conocer el valor de la masa total de la estructura por nivel con la cual se evalúa la cortante en la base, se consideraron todas las cargas gravitacionales y de peso propio definidas en el Capítulo 4.2. A continuación, se muestran las ecuaciones empleadas para determinar las fuerzas sísmicas por nivel.

- **Fuerza sísmica por nivel de piso:** Para la fuerza sísmica por nivel de piso se consideró el porcentaje de masa de cada nivel de piso con respecto a la masa total de la estructura, al igual que se tuvo en cuenta el coeficiente k que involucra en las ecuaciones el valor del periodo estructural. A partir de las Ecuaciones (4-35) a la (4-37) se calculan las variables empleadas en el cálculo de la cortante en la base por piso.

$$V_s = \sum F_x \quad (4-35)$$

$$F_x = C_{vx} V_s \quad (4-36)$$

$$C_{vx} = \frac{m_{vx} h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)} \quad (4-37)$$

Donde k es un coeficiente que se define a partir del valor del periodo de la estructura, como se muestra en la Ecuación (4-38).

$$k = \begin{cases} 1.0 & \text{si } T_{FHE} \leq 0.5_s \\ 0.75 + 0.5T_{FHE} & \text{si } 0.5_s \leq T_{FHE} \leq 2.5_s \\ 2.0 & \text{si } T_{FHE} \geq 2.5_s \end{cases} \quad (4-38)$$

En el Anexo A-6 (a) se presenta el procedimiento y los resultados para el cálculo de la masa y el peso de cada nivel de la estructura, para los diferentes modelos evaluados; seguidamente se presentan el procedimiento de cálculo de la fuerza horizontal equivalente para cada nivel según el procedimiento descrito anteriormente. En la Tabla 4-12 se presentan los resultados de FHE por nivel para los diferentes modelos

Tabla 4-12: Fuerza horizontal equivalente por nivel de piso

Fuerza horizontal equivalente por nivel [kN]								
Nivel	Modelos							
	MB2N	MC4N	MD6N	ME8N	MF12N	MG14N	MH16N	MI20N
20								251.70
19								246.85
18								221.55
17								197.62
16							381.86	175.05
15							371.39	153.85
14						398.79	329.86	134.02
13						385.77	290.40	115.56
12					436.67	340.23	253.07	98.47
11					419.01	296.80	217.91	82.74
10					365.63	255.56	184.98	68.38
9					314.49	216.61	154.34	55.39
8				463.08	265.75	180.05	126.05	43.76
7				423.80	219.56	146.00	100.19	33.51
6			401.21	350.60	176.12	114.63	76.87	24.62
5			347.96	280.17	135.71	86.10	56.19	17.09
4		344.01	269.08	212.92	98.63	60.66	38.29	10.94
3		267.95	193.17	149.46	65.37	38.62	23.35	6.15
2	262.20	173.61	121.08	90.77	36.61	20.44	11.63	2.74
1	137.77	82.67	54.48	38.69	13.59	6.89	3.53	0.68
Suma	399.97	868.23	1386.96	2009.49	2547.14	2547.14	2619.92	1940.68

Los valores de cortante en la base obtenidos a partir del método de la fuerza horizontal equivalente, se compararon con los resultados de cortante en la base obtenidos a partir de análisis dinámico (modal espectral), con esto se revisó el ajuste a los resultados necesario para determinar las respuestas sísmicas de la estructura al ser sometida a los movimientos sísmicos de diseño. En el siguiente subcapítulo se presenta el estudio de los ajustes a los resultados para cada modelo.

4.3.5 Ajuste a los resultados

Como especifica el reglamento NSR-10 en el Título A.5.4.5 los resultados de cortante en la base obtenidos por medio del análisis dinámico que sean menores a los resultados dados por el análisis de la FHE, deben ser ajustados de acuerdo con un factor que relaciona ambas fuerzas. El ajuste debe darse cuando el valor máximo total de la cortante basal, V_s obtenido del análisis modal es menor en un 80% respecto al valor de las cortante en el base obtenido en el análisis de la FHE. Lo anterior para el caso de estructuras regulares.

Se garantizó que el valor de V_s para el análisis estático de FHE fuese calculado empleado un periodo fundamental que cumple con la Ecuación (4-34). prescrita en el cálculo del periodo fundamental aproximado, en este trabajo.

En las Ecuaciones (4-39) y (4-40) se representa la revisión del ajuste a los resultados y el valor del factor por el cual se debe ajustar cada uno de las respuestas estructurales obtenidos del análisis.

$$\text{si } V_{s \text{ modal}} \leq 0.80 V_{s \text{ FHE}} = \text{ajuste de resultados} \quad (4-39)$$

De ser necesaria la aplicación del ajuste, se debe usar el factor de ajuste dado por la Ecuación (4-40).

$$\text{Ajuste} = \frac{0.80 V_{s \text{ FHE}}}{V_{s \text{ modal}}} \quad (4-40)$$

Se verifica el ajuste a los resultados necesarios en cada uno de los modelos de acuerdo con los resultados obtenidos de cortante en la base. En la Tabla 4-13, se presentan los resultados para los ajustes en cada uno de los modelos.

Tabla 4-13: Ajuste a los resultados por modelo

Ajuste a los resultados [%]				
Modelo	V_s dinámico	V_s estático ²	V_{smodal} / V_{SFHE}	Ajuste
	[kN]	[kN]	[%]	
MB2N	285.60	339.42	84%	-
MC4N	545.60	717.09	76%	1.05
MD6N	704.40	1234.13	57%	1.40
ME8N	873.20	1816.15	48%	1.66
MF12N	1065.20	2306.38	46%	1.73
MG14N	1068.40	2343.41	46%	1.75
MH16N	1070.80	2376.84	45%	1.78
MI20N	1045.60	2433.45	43%	1.86

²Los valores empleados para la cortante en la base de la fuerza horizontal equivalente V_{SFHE} , corresponden a los resultados obtenidos, para este análisis, en el software MidasGen; ya que a través del software se representa de una forma más acertada el cálculo de la masa de la estructura.

De lo anterior, a todos los modelos exceptuando el modelo MB2N de 2 niveles necesitaron el ajuste a los resultados; con el fin de garantizar este ajuste en cada una de las respuestas sísmicas de la estructura, en cuanto a desplazamiento y fuerzas, se aplicó el valor del ajuste en las combinaciones de carga concernientes a solicitaciones sísmicas. Este procedimiento se ve reflejado en el siguiente numeral, donde se desarrolla el procedimiento de diseño estructural.

4.4 Diseño estructural

De acuerdo con los chequeos realizados en el capítulo anterior y de los resultados obtenidos en análisis estructural, se definió las solicitaciones para las cuales debe ser diseñada la estructura. El diseño estructural se desarrolló a partir de los criterios establecidos en el Título C del reglamento NSR-10, específicamente el Título C.21; de igual forma se emplearon las combinaciones de carga presentadas en el Título B.2.4. del mismo reglamento, para un análisis por resistencia.

4.4.1 Combinaciones de carga

Para el desarrollo en este trabajo, se determinaron las solicitaciones a partir de las combinaciones de carga afectadas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía R , definido en el numeral 4.3 del análisis estructural, también afectadas por el valor del ajuste a los resultados definido en el numeral 4.3.5. Las combinaciones de carga se definen según las solicitaciones de cargas gravitacionales y de sismo que afectan directamente a la estructura; En el reglamento NSR-10 en el capítulo B.2.4.2 se definen para un análisis por resistencia y en B.2.3.1 para un análisis por servicio. En la Tabla 4-14 se presentan las combinaciones de carga empleadas para el diseño en el desarrollo de este trabajo.

Tabla 4-14: Combinaciones de carga – diseño elástico

Combinación de carga para diseño elástico		
Número	Tipo	Combinación
1	Última	1.4D
2	Última	1.2D + 1.6L
3	Última	1.2D + 1EX + 1L
4	Última	1.2D + 1EY + 1L
5	Última	1.2D – 1EX + 1L
6	Última	1.2D – 1EY + 1L
7	Última	0.9D + 1EX
8	Última	0.9D + 1EY
9	Última	0.9D – 1EX
10	Última	0.9D – 1EY
11	Servicio	1D
12	Servicio	1D + 1L
13	Servicio	1D + 0.7EX
14	Servicio	1D + 0.7EY
15	Servicio	1D - 0.7EX
16	Servicio	1D - 0.7EY
17	Servicio	1D + 0.75L + 0.525EX
18	Servicio	1D + 0.75L + 0.525EY
19	Servicio	1D + 0.75L - 0.525EX
20	Servicio	1D + 0.75L - 0.525EY
21	Servicio	0.6D + 0.7EX
22	Servicio	0.6D + 0.7EY
23	Servicio	0.6D - 0.7EX
24	Servicio	0.6D - 0.7EY
25	ENV	Envolvente

- **Combinaciones de carga para el diseño:** Las combinaciones de carga se modifican por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R y por el factor de ajuste a los resultados A ; se emplean para definir las solicitaciones de diseño de los elementos estructurales permitiendo realizar el diseño considerando de una forma aproximada la disipación de energía de los materiales en el rango de deformaciones inelásticas.

El valor del factor de mayoración que acompaña a la carga sísmica E en cada una de las combinaciones, está dado por lo expresado en la Ecuación (4-41).

$$\text{Factor} = \frac{F \cdot A}{R} \quad (4-41)$$

En la **Tabla 4-15** se presentan los factores F resultantes, que mayoran la carga sísmica correspondiente a las características de cada uno de los modelos evaluados.

Tabla 4-15: Factores de mayoración para carga sísmica E .

Factores de mayoración en carga sísmica E									
Número	Combinación	Modelos							
		MB2N		MC4N		MD6N		ME8N	
		SismoX	SismoY	SismoX	SismoY	SismoX	SismoY	SismoX	SismoY
1	1.4D	-	-	-	-	-	-	-	-
2	1.2D + 1.6L	-	-	-	-	-	-	-	-
3	1.2D + F.A/REX + 1L	0.20	0.00	0.21	0.00	0.28	0.00	0.33	0.00
4	1.2D + F.A/REY + 1L	0.00	0.20	0.00	0.21	0.00	0.28	0.00	0.33
5	1.2D - F.A/REX + 1L	-0.20	0.00	-0.21	0.00	-0.28	0.00	-0.33	0.00
6	1.2D - 1/REY + 1L	0.00	-0.20	0.00	-0.21	0.00	-0.28	0.00	-0.33
7	0.9D + F.A/REX	0.20	0.00	0.21	0.00	0.28	0.00	0.33	0.00
8	0.9D + F.A/REY	0.00	0.20	0.00	0.21	0.00	0.28	0.00	0.33
9	0.9D - F.A/REX	-0.20	0.00	-0.21	0.00	-0.28	0.00	-0.33	0.00
10	0.9D - F.A/REY	0.00	-0.20	0.00	-0.21	0.00	-0.28	0.00	-0.33
11	1D	-	-	-	-	-	-	-	-
12	1D + 1L	-	-	-	-	-	-	-	-
13	1D + 0.7F.A/REX	0.14	0.00	0.15	0.00	0.20	0.00	0.23	0.00
14	1D + 0.7F.A/REY	0.00	0.14	0.00	0.15	0.00	0.20	0.00	0.23

Factores de mayoración en carga sísmica E									
Número	Combinación	Modelos							
		MB2N		MC4N		MD6N		ME8N	
		SismoX	SismoY	SismoX	SismoY	SismoX	SismoY	SismoX	SismoY
15	1D - 0.7F.A/REX	-0.14	0.00	-0.15	0.00	-0.20	0.00	-0.23	0.00
16	1D - 0.7F.A/REY	0.00	-0.14	0.00	-0.15	0.00	-0.20	0.00	-0.23
17	1D + 0.75L + 0.525F.A/REX	0.11	0.00	0.11	0.00	0.15	0.00	0.17	0.00
18	1D + 0.75L + 0.525F.A/REY	0.00	0.11	0.00	0.11	0.00	0.15	0.00	0.17
19	1D + 0.75L - 0.525F.A/REX	-0.11	0.00	-0.11	0.00	-0.15	0.00	-0.17	0.00
20	1D + 0.75L - 0.525F.A/REY	0.00	-0.11	0.00	-0.11	0.00	-0.15	0.00	-0.17
21	0.6D + 0.7F.A/REX	0.14	0.00	0.15	0.00	0.20	0.00	0.23	0.00
22	0.6D + 0.7F.A/REY	0.00	0.14	0.00	0.15	0.00	0.20	0.00	0.23
23	0.6D - 0.7F.A/REX	-0.14	0.00	-0.15	0.00	-0.20	0.00	-0.23	0.00
24	0.6D - 0.7F.A/REY	0.00	-0.14	0.00	-0.15	0.00	-0.20	0.00	-0.23
25	Envolvente	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 4-15 (continuación): Factores de mayoración para carga sísmica E.

Factores de mayoración de carga sísmica E									
Número	Combinación	Modelos							
		MF12N		MG14N		MH16N		MI20N	
		SismoX	SismoY	SismoX	SismoY	SismoX	SismoY	SismoX	SismoY
1	1.4D	-	-	-	-	-	-	-	-
2	1.2D + 1.6L	-	-	-	-	-	-	-	-
3	1.2D + F.A/REX + 1L	0.35	0.00	0.35	0.00	0.36	0.00	0.37	0.00
4	1.2D + F.A/REY + 1L	0.00	0.35	0.00	0.35	0.00	0.36	0.00	0.37
5	1.2D - F.A/REX + 1L	-0.35	0.00	-0.35	0.00	-0.36	0.00	-0.37	0.00
6	1.2D - 1/REY + 1L	0.00	-0.35	0.00	-0.35	0.00	-0.36	0.00	-0.37
7	0.9D + F.A/REX	0.35	0.00	0.35	0.00	0.36	0.00	0.37	0.00
8	0.9D + F.A/REY	0.00	0.35	0.00	0.35	0.00	0.36	0.00	0.37
9	0.9D - F.A/REX	-0.35	0.00	-0.35	0.00	-0.36	0.00	-0.37	0.00
10	0.9D - F.A/REY	0.00	-0.35	0.00	-0.35	0.00	-0.36	0.00	-0.37
11	1D	-	-	-	-	-	-	-	-
12	1D + 1L	-	-	-	-	-	-	-	-
13	1D + 0.7F.A/REX	0.24	0.00	0.25	0.00	0.25	0.00	0.26	0.00
14	1D + 0.7F.A/REY	0.00	0.24	0.00	0.25	0.00	0.25	0.00	0.26
15	1D - 0.7F.A/REX	-0.24	0.00	-0.25	0.00	-0.25	0.00	-0.26	0.00
16	1D - 0.7F.A/REY	0.00	-0.24	0.00	-0.25	0.00	-0.25	0.00	-0.26
17	1D + 0.75L + 0.525F.A/REX	0.18	0.00	0.18	0.00	0.19	0.00	0.20	0.00
18	1D + 0.75L + 0.525F.A/REY	0.00	0.18	0.00	0.18	0.00	0.19	0.00	0.20
19	1D + 0.75L - 0.525F.A/REX	-0.18	0.00	-0.18	0.00	-0.19	0.00	-0.20	0.00
20	1D + 0.75L - 0.525F.A/REY	0.00	-0.18	0.00	-0.18	0.00	-0.19	0.00	-0.20

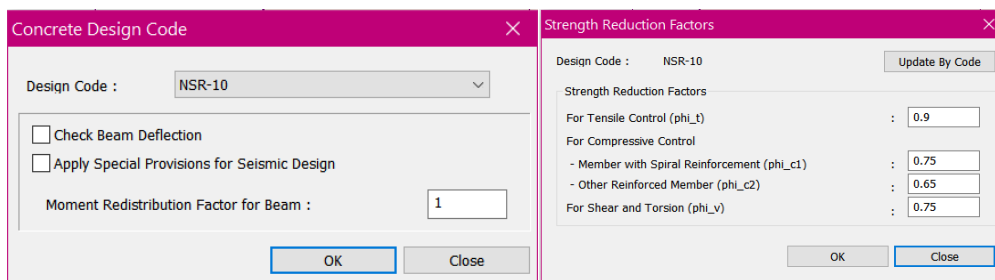
Factores de mayoración de carga sísmica E									
Número	Combinación	Modelos							
		MF12N		MG14N		MH16N		MI20N	
		SismoX	SismoY	SismoX	SismoY	SismoX	SismoY	SismoX	SismoY
21	0.6D + 0.7F.A/REX	0.24	0.00	0.25	0.00	0.25	0.00	0.26	0.00
22	0.6D + 0.7F.A/REY	0.00	0.24	0.00	0.25	0.00	0.25	0.00	0.26
23	0.6D - 0.7F.A/REX	-0.24	0.00	-0.25	0.00	-0.25	0.00	-0.26	0.00
24	0.6D - 0.7F.A/REY	0.00	-0.24	0.00	-0.25	0.00	-0.25	0.00	-0.26
25	Envolvente	-	-	-	-	-	-	-	-

4.4.2 Diseño de elementos estructurales en el programa MidaGen

Para el desarrollo del diseño de los elementos se empleó el módulo de diseño “Concrete Design” presente en el programa MidasGen®; se definieron las características correspondientes a la normativa colombiana en cuanto al tipo de barras de refuerzo a emplear, el material tanto para el acero como para el concreto y los coeficientes de reducción de fuerza para un análisis por resistencia. A continuación, se muestran las características de diseño especificadas en el software y los resultados de diseño obtenidos para cada modelo.

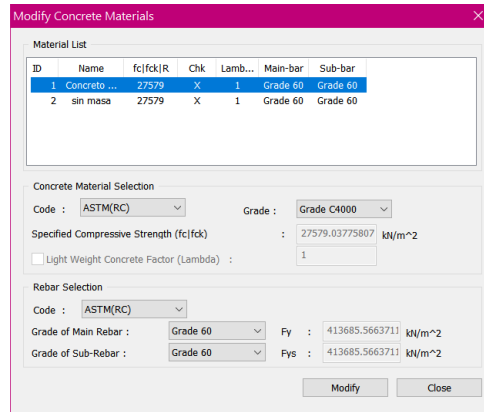
- Características de diseño:** Se definen los parámetros necesarios para realizar el diseño por medio del software. Se define el reglamento NSR-10 como norma de diseño y de verificación de capacidades, así mismo se definen los factores de reducción de esfuerzos; se tomó 0.9 para el análisis por flexión y 0.75 para el análisis por cortante, los cuales son los principales diseños a evaluar en este trabajo. En la Figura 4-13 se presenta lo mencionado.

Figura 4-13: Norma y factores de reducción de esfuerzo en MidasGen.



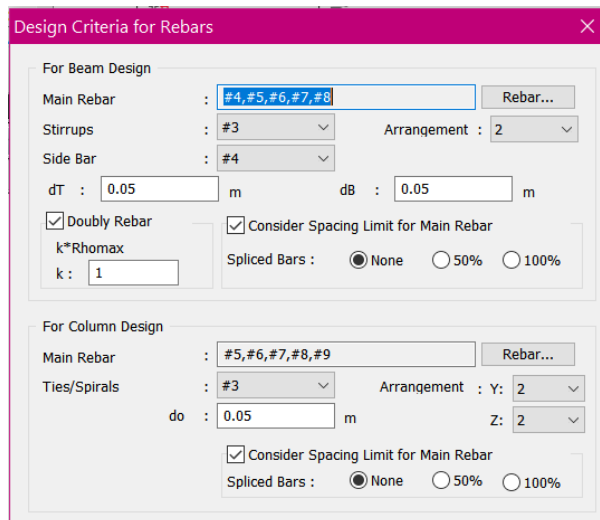
Para los materiales se toma el concreto con resistencia a la compresión de 28 MPa (Gr 4000) y el acero con resistencia a la fluencia de 420 MPa (Gr 60); siguiendo el código ASTM(RC) establecido por el programa de diseño. Esto se muestra en la Figura 4-14

Figura 4-14: Definición de materiales para el diseño en MidasGen



Como criterio de diseño se seleccionó emplear tamaños de barras longitudinales a partir de barras N°4 y estribos a partir de barra N°3 con el fin de garantizar lo establecido en el reglamento NSR-10 en el Título C.21.3.4.3 y C.21.3.4.6 para estructuras bajo los criterios DMO. También se estableció emplear un recubrimiento de 0.05m al eje del acero de refuerzo tanto para los elementos tipo viga como para los elementos tipo columna. Su definición en el software se muestra en la Figura 4-15.

Figura 4-15: Definición de tamaño de barras de refuerzo para diseño en MidasGen®.



- **Resultado de diseño en elementos viga y columna:** De los resultados de diseño obtenidos en cada uno de los modelos, se agruparon los elementos que presentaron el mismo diseño para las respectivas solicitaciones según las combinaciones de carga más críticas. *Por ejemplo: Para el modelo MB2N, los elementos 3, 9, 13 y 15 concluyeron en el mismo diseño (mismo tamaño, cantidad de barras y combinación de carga crítica)*

Para cada uno de los elementos se calculó el valor de cuantía total en la sección para la zona de los extremos y la zona central del elemento; en el Anexo A-7 se presenta una tabla con el diseño discretizado para cada uno de los elementos en cada uno de los modelos evaluados. En la Tabla 4-16 se presenta un resumen del diseño discretizado por grupos de elementos en cada modelo, en esta se muestra el tamaño y cantidad de barras dispuestas para los elementos viga y columna.

Tabla 4-16: Agrupación de elementos por tipo de diseño por modelo.

MODELO	VIGAS										COLUMNAS				
	ELEMENTOS VIGAS	Porcentaje de cuantía	REFUERZO EXTREMOS				REFUERZO CENTRO				REFUERZO TOTAL				
			Refuerzo Longitudinal al a superior		Refuerzo Longitudinal al inferior		Refuerzo Longitudinal al a superior		Refuerzo Longitudinal al a inferior		Refuerzo Longitudinal a compresión				
			Barra	Cant. de barras	Barra	Cant. de barras	Barra	Cant. de barras	Barra	Cant. de barras	Barra	cant barras (Esquina)	cant barras (centrales)	Total cantidad Barras	Distribución (Caras)
%p															
MB2N	3 9 13 y 15	100%	N°4	5	N°4	2	N°4	2	N°4	3	N°6	6	0	6	2
	6 12 14 16		N°5	3	N°4	2	N°4	2	N°4	3					
MC4N	3 9 13 15 6 12 14 16 31 32 33 34	100%	N°7	2	N°4	3	N°4	2	N°4	3	N°8	4	0	4	2
	35 36 37 38		N°5	3	N°4	2	N°4	2	N°4	3					
MD6N	3 9 13 15	100%	N°5	5	N°4	4	N°4	3	N°4	4	N°4	4	16	20	4
	6 12 14 16		N°6	4	N°4	4	N°4	3	N°4	4					
	31 32 33 34		N°4	8	N°4	4	N°4	3	N°4	4					
	35 36 37 38		N°4	7	N°4	4	N°4	3	N°4	4					
	49 50 51 52 53 54 55 56		N°4	6	N°4	3	N°4	3	N°4	3					
ME8N	3 9 13 15	100%	N°6	4	N°5	3	N°4	4	N°5	3	N°8	4	2	6	2
	6 12 14 16 31 32 33 34		N°5	7	N°6	3	N°5	3	N°4	6					

MODELO	VIGAS										COLUMNAS				
	ELEMENTOS VIGAS	Porcentaje de cuantía	REFUERZO EXTREMOS				REFUERZO CENTRO				REFUERZO TOTAL				
			Refuerzo Longitudinal al a superior		Refuerzo Longitudinal al inferior		Refuerzo Longitudinal al a superior		Refuerzo Longitudinal al a inferior		Refuerzo Longitudinal a compresión				
			Barra	Cant. de barras	Barra	Cant. de barras	Barra	Cant. de barras	Barra	Cant. de barras	Barra	cant barras (Esquina)	cant barras (centrales)	Total cantidad Barras	Distribución (Caras)
%p															
	35 36 37 38		N°4	10	N°4	6	N°4	4	N°4	5					
	49 50 51 52		N°6	4	N°5	3	N°4	4	N°5	3					
	53 54 55 56		N°5	5	N°4	4	N°4	3	N°4	4					
	67 68 69 70		N°6	3	N°4	3	N°4	3	N°4	3					
	71 72 73 74		N°5	4	N°4	3	N°4	3	N°4	3					
MF12 N	3 9 13 15	100%	N°4	8	N°5	5	N°5	3	N°5	3	N°4	4	24	28	4
	6 12 14 16 35 36 37 38		N°4	10	N°4	8	N°4	6	N°4	6					
	31 32 33 34		N°5	7	N°4	8	N°4	6	N°4	6					
	49 50 51 52		N°5	6	N°4	8	N°4	5	N°4	6					
	53 54 55 56		N°6	4	N°4	8	N°5	3	N°4	6					
	67 68 69 70		N°4	8	N°5	5	N°5	3	N°5	3					
	71 72 73 74		N°4	8	N°6	3	N°4	4	N°5	3					
	93 94 95 96		N°4	8	N°4	6	N°4	3	N°4	4					
	97 98 99 100		N°4	7	N°4	4	N°4	3	N°4	3					
	101 102 103 104		N°4	6	N°4	3	N°4	3	N°4	3					
	105 106 107 108		N°4	4	N°4	3	N°4	3	N°4	3					
MG14 N	3 9 13 15	100%	N°4	8	N°5	5	N°5	3	N°5	3	N°7	4	6	10	4
	6 12 14 16 49 50 51 52		N°4	10	N°4	8	N°4	6	N°4	6					
	31 32 33 34		N°5	7	N°6	4	N°4	6	N°5	4					
	35 36 37 38		N°5	7	N°4	8	N°4	6	N°5	4					
	53 54 55 56		N°5	6	N°4	8	N°4	5	N°4	6					
	67 68 69 70		N°6	4	N°4	8	N°5	3	N°4	6					
	71 72 73 74		N°6	4	N°4	8	N°5	3	N°4	5					
	93 94 95 96		N°4	8	N°5	5	N°4	4	N°5	3					
	97 98 99 100		N°4	8	N°5	4	N°4	4	N°4	4					
	101 102 103 104		N°4	8	N°4	6	N°4	3	N°4	4					
	105 106 107 108		N°6	3	N°4	4	N°4	3	N°4	3					
	121 122 123 124		N°4	6	N°4	3	N°4	3	N°4	3					
	125 126 127 128		N°4	4	N°4	3	N°4	3	N°4	3					
MH16 N	3 9 13 15	100%	N°4	8	N°4	8	N°5	3	N°4	5	N°7	4	6	10	4
	6 12 14 16		N°5	7	N°4	8	N°4	6	N°5	4					
	31 32 33 34		N°5	7	N°6	4	N°4	6	N°6	3					

Estudio comparativo de pórticos resistentes a momentos empleando el método de análisis estático no lineal de plastificación progresiva para el cálculo simplificado del coeficiente R

MODELO	VIGAS								COLUMNAS						
	ELEMENTOS VIGAS	Porcentaje de cuantía	REFUERZO EXTREMOS				REFUERZO CENTRO				REFUERZO TOTAL				
			Refuerzo Longitudinal al a superior		Refuerzo Longitudinal al inferior		Refuerzo Longitudinal al a superior		Refuerzo Longitudinal al a inferior		Refuerzo Longitudinal a compresión				
			Barra	Cant. de barras	Barra	Cant. de barras	Barra	Cant. de barras	Barra	Cant. de barras	Barra	cant barras (Esquina)	cant barras (centrales)	Total cantidad Barras	Distribución (Caras)
%p															
	35 36 37 38		N°5	7	N°6	4	N°4	6	N°5	4					
	49 50 51 52 53 54 55 56		N°4	10	N°4	8	N°4	6	N°4	6					
	67 68 69 70		N°5	6	N°4	8	N°4	5	N°4	6					
	71 72 73 74		N°6	4	N°4	8	N°5	3	N°4	6					
	93 94 95 96		N°6	4	N°4	8	N°5	3	N°4	5					
	97 98 99 100		N°4	8	N°5	5	N°5	3	N°5	3					
	101 102 103 104		N°4	8	N°4	7	N°4	4	N°5	3					
	105 106 107 108		N°4	8	N°4	6	N°4	4	N°4	4					
	121 121 123 124		N°5	5	N°4	5	N°4	3	N°4	4					
	125 126 127 128		N°6	3	N°4	4	N°4	3	N°4	3					
	139 140 141 142		N°4	5	N°4	3	N°4	3	N°4	3					
	143 144 145 146		N°4	4	N°4	3	N°4	3	N°4	3					
	3 9 13 15		N°6	4	N°4	8	N°5	3	N°4	5					
	6 12 14 16		N°5	7	N°6	4	N°4	6	N°6	3					
	31 32 33 34		N°8	3	N°6	4	N°5	4	N°6	3					
	35 36 37 38		N°6	5	N°6	4	N°5	4	N°6	3					
	49 50 51 52		N°5	7	N°6	4	N°4	6	N°6	3					
	53 54 55 56		N°5	7	N°4	8	N°4	6	N°5	4					
	67 68 69 70 71 72 73 74		N°4	10	N°4	8	N°4	6	N°4	6					
	93 94 95 96		N°6	6	N°4	8	N°4	5	N°4	6					
	97 98 99 100		N°6	4	N°4	8	N°5	3	N°4	6					
MI20N	101 102 103 104	100%	N°6	4	N°4	8	N°5	3	N°4	5	N°5	4	16	20	4
	105 106 107 108		N°4	8	N°4	8	N°5	3	N°4	5					
	121 122 123 124		N°4	8	N°5	5	N°4	4	N°5	3					
	125 126 127 128		N°4	8	N°4	7	N°4	4	N°5	3					
	139 140 141 142		N°4	8	N°5	4	N°4	4	N°4	4					
	143 144 145 146		N°4	8	N°4	6	N°4	3	N°4	4					
	165 166 167 168		N°5	5	N°5	3	N°4	3	N°4	3					
	169 170 171 172		N°4	6	N°4	4	N°4	3	N°4	3					
	173 174 175 176		N°5	3	N°4	3	N°4	3	N°4	3					
	177 178 179 180		N°4	4	N°4	3	N°4	3	N°4	3					

Cant = cantidad, Esquinas = Barras ubicadas en las esquinas de la sección columna,
Centrales = Barras ubicadas a lo largo de la cara de la columna

4.4.3 Clasificación de elementos por tipo de diseño

Para los grupos de elementos presentados en el numeral anterior, como se mencionó, se calculó el valor de la cuantía total en la sección; en los elementos tipo viga se diferenciaron entre el acero en la zona central (c) y las zonas extremas ($i-j$) para verificar si el valor de cuantía empleado en el diseño se encontraba dentro de los límites de cuantía máxima, cuantía mínima y cuantía balanceada especificados para el diseño por el reglamento NSR-10. El valor de cuantía mínima, máxima y balanceada en los elementos tipo viga se calculó a partir de las Ecuaciones (4-42), (4-43) y (4-44) respectivamente. De igual forma para los elementos tipo columna se evaluó el valor de la cuantía mínima y máxima a partir de la Ecuación (4-45) y (4-46).

- **Cuantías en vigas**

$$\rho_{min} \geq \max \left\{ \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y}; \frac{1.4}{f_y} \right\} \quad (4-42)$$

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (4-43)$$

$$\rho_{max} \leq 0.75 \rho_b \text{ o } 0.025 \quad (4-44)$$

- **Cuantías en columnas**

$$\rho_{min} \geq 0.01 \quad (4-45)$$

$$\rho_{max} \leq 0.04 \quad (4-46)$$

En la Tabla 4-17 se presentan los valores de cuantía y área de acero obtenidos en el diseño para la parte extrema y central de la sección de los elementos tipo viga; en esta tabla se verificó el valor de la cuantía obtenida con los límites de cuantía mínima, máxima y balanceada expresados anteriormente; igualmente se definió el área de acero correspondiente a la zona superior y a la zona inferior de la sección.

En la Tabla 4-17, la columna con la palabra “*chequeo*” representa la verificación de las desigualdades expresadas en las Ecuaciones (4-47) a (4-49). Se evaluó que todos los diseños o en su mayoría cumplieran con los valores de cuantías dentro de los límites especificados para ρ .

$$Si \rho \leq \rho_{min} \rightarrow \rho_{min} \quad (4-47)$$

$$si \rho_{min} \leq \rho \leq \rho_b \rightarrow \% \rho \quad (4-48)$$

$$si \rho \geq \rho_b \rightarrow \rho_b \quad (4-49)$$

Tabla 4-17: Cuantías de diseño por grupo de elementos en vigas.

Modelo	Grupo de elementos	CUANTÍA TOTAL EN VIGAS									
		EXTREMOS		$A_{sTE req}$ [mm]	$A_{s'E req}$ [mm]	$A_{sE req}$ [mm]	CENTRO		$A_{sTC req}$ [mm]	$A_{s'C req}$ [mm]	$A_{sC req}$ [mm]
		ρ_{Total}	chequeo				ρ_{Total}	chequeo			
MB2N	3 9 13 y 15	0.0084	% ρ	886.74	633.38	253.35	0.0060	% ρ	633.38	253.35	380.03
	6 12 14 16	0.0081	% ρ	847.15	593.80	253.35	0.0060	% ρ	633.38	253.35	380.03
MC4N	3 9 13 15 6 12 14 16 31 32 33 34	0.0083	% ρ	1155.93	775.90	380.03	0.0045	% ρ	633.38	253.35	380.03
	35 36 37 38	0.0061	% ρ	847.15	593.80	253.35	0.0045	% ρ	633.38	253.35	380.03
MD6N	3 9 13 15	0.0074	% ρ	1496.37	989.66	506.70	0.0044	% ρ	886.74	380.03	506.71
	6 12 14 16	0.0081	% ρ	1646.80	1140.09	506.70	0.0044	% ρ	886.74	380.03	506.71
	31 32 33 34	0.0075	% ρ	1520.12	1013.41	506.70	0.0044	% ρ	886.74	380.03	506.71
	35 36 37 38	0.0069	% ρ	1393.45	886.74	506.70	0.0044	% ρ	886.74	380.03	506.71
	49 50 51 52 53 54 55 56	0.0056	% ρ	1140.09	760.06	380.03	0.0038	% ρ	760.06	380.03	380.03
ME8N	3 9 13 15	0.0069	% ρ	1733.89	1140.09	593.79	0.0044	% ρ	1100.51	506.71	593.80
	6 12 14 16 31 32 33 34	0.0090	% ρ	2240.60	1385.53	855.06	0.0054	% ρ	1353.86	593.80	760.06
	35 36 37 38	0.0081	% ρ	2026.83	1266.77	760.06	0.0046	% ρ	1140.09	506.71	633.38
	49 50 51 52	0.0069	% ρ	1733.89	1140.09	593.79	0.0044	% ρ	1100.51	506.71	593.80
	53 54 55 56	0.0060	% ρ	1496.37	989.66	506.70	0.0035	% ρ	886.74	380.03	506.71
	67 68 69 70	0.0049	% ρ	1235.10	855.07	380.03	0.0030	< ρ_{min}	760.06	380.03	380.03
	71 72 73 74	0.0047	% ρ	1171.76	791.73	380.03	0.0030	< ρ_{min}	760.06	380.03	380.03
MF12N	3 9 13 15	0.0066	% ρ	2003.08	1013.41	989.66	0.0039	% ρ	1187.60	593.80	593.80
	6 12 14 16 35 36 37 38	0.0075	% ρ	2280.18	1266.77	1013.41	0.0050	% ρ	1520.12	760.06	760.06
	31 32 33 34	0.0079	% ρ	2398.94	1385.53	1013.41	0.0050	% ρ	1520.12	760.06	760.06
	49 50 51 52	0.0073	% ρ	2201.01	1187.60	1013.41	0.0046	% ρ	1393.45	633.38	760.06
	53 54 55 56	0.0071	% ρ	2153.51	1140.09	1013.41	0.0045	% ρ	1353.86	593.80	760.06
	67 68 69 70	0.0066	% ρ	2003.08	1013.41	989.66	0.0039	% ρ	1187.60	593.80	593.80
	71 72 73 74	0.0062	% ρ	1868.48	1013.41	855.06	0.0036	% ρ	1100.51	506.71	593.80
	93 94 95 96	0.0059	% ρ	1773.48	1013.41	760.06	0.0029	< ρ_{min}	886.74	380.03	506.71
	97 98 99 100	0.0046	% ρ	1393.45	886.74	506.70	0.0025	< ρ_{min}	760.06	380.03	380.03
	101 102 103 104	0.0038	% ρ	1140.09	760.06	380.03	0.0025	< ρ_{min}	760.06	380.03	380.03
	105 106 107 108	0.0029	< ρ_{min}	886.74	506.71	380.03	0.0025	< ρ_{min}	760.06	380.03	380.03
MG14N	3 9 13 15	0.0066	% ρ	2003.08	1013.41	989.66	0.0039	% ρ	1187.60	593.80	593.80
	6 12 14 16 49 50 51 52	0.0075	% ρ	2280.18	1266.77	1013.41	0.0050	% ρ	1520.12	760.06	760.06
	31 32 33 34	0.0083	% ρ	2525.62	1385.53	1140.09	0.0051	% ρ	1551.79	760.06	791.73

Modelo	Grupo de elementos	CUANTÍA TOTAL EN VIGAS									
		EXTREMOS		A _{sTE req} [mm]	A _{s'E req} [mm]	A _{sE req} [mm]	CENTRO		A _{sTC req} [mm]	A _{s'C req} [mm]	A _{sC req} [mm]
		ρ Total	chequeo				ρ Total	chequeo			
	35 36 37 38	0.0079	%ρ	2398.94	1385.53	1013.41	0.0051	%ρ	1551.79	760.06	791.73
	53 54 55 56	0.0073	%ρ	2201.01	1187.60	1013.41	0.0046	%ρ	1393.45	633.38	760.06
	67 68 69 70	0.0071	%ρ	2153.51	1140.09	1013.41	0.0045	%ρ	1353.86	593.80	760.06
	71 72 73 74	0.0071	%ρ	2153.51	1140.09	1013.41	0.0041	%ρ	1227.18	593.80	633.38
	93 94 95 96	0.0066	%ρ	2003.08	1013.41	989.66	0.0036	%ρ	1100.51	506.71	593.80
	97 98 99 100	0.0060	%ρ	1805.15	1013.41	791.73	0.0034	%ρ	1013.41	506.71	506.71
	101 102 103 104	0.0059	%ρ	1773.48	1013.41	760.06	0.0029	< ρ _{min}	886.74	380.03	506.71
	105 106 107 108	0.0045	%ρ	1361.78	855.07	506.70	0.0025	< ρ _{min}	760.06	380.03	380.03
	121 122 123 124	0.0038	%ρ	1140.09	760.06	380.03	0.0025	< ρ _{min}	760.06	380.03	380.03
	125 126 127 128	0.0029	< ρ _{min}	886.74	506.71	380.03	0.0025	< ρ _{min}	760.06	380.03	380.03
	MH16N	3 9 13 15	0.0067	%ρ	2026.83	1013.41	1013.41	0.0041	%ρ	1227.18	593.80
6 12 14 16		0.0079	%ρ	2398.94	1385.53	1013.41	0.0051	%ρ	1551.79	760.06	791.73
31 32 33 34		0.0083	%ρ	2525.62	1385.53	1140.09	0.0053	%ρ	1615.13	760.06	855.07
35 36 37 38		0.0083	%ρ	2525.62	1385.53	1140.09	0.0051	%ρ	1551.79	760.06	791.73
49 50 51 52 53 54 55 56		0.0075	%ρ	2280.18	1266.77	1013.41	0.0050	%ρ	1520.12	760.06	760.06
67 68 69 70		0.0073	%ρ	2201.01	1187.60	1013.41	0.0046	%ρ	1393.45	1187.60	760.06
71 72 73 74		0.0071	%ρ	2153.51	1140.09	1013.41	0.0045	%ρ	1353.86	593.80	760.06
93 94 95 96		0.0071	%ρ	2153.51	1140.09	1013.41	0.0041	%ρ	1227.18	593.80	633.38
97 98 99 100		0.0066	%ρ	2003.08	1013.41	989.66	0.0039	%ρ	1187.60	593.80	593.80
101 102 103 104		0.0063	%ρ	1900.15	1013.41	886.73	0.0036	%ρ	1100.51	506.71	593.80
105 106 107 108		0.0059	%ρ	1773.48	1013.41	760.06	0.0034	%ρ	1013.41	506.71	506.71
121 121 123 124		0.0054	%ρ	1623.05	989.66	633.38	0.0029	< ρ _{min}	886.74	380.03	506.71
125 126 127 128		0.0045	%ρ	1361.78	855.07	506.70	0.0025	< ρ _{min}	760.06	380.03	380.03
139 140 141 142		0.0034	%ρ	1013.41	633.38	380.03	0.0025	< ρ _{min}	760.06	380.03	380.03
143 144 145 146	0.0029	< ρ _{min}	886.74	506.71	380.03	0.0025	< ρ _{min}	760.06	380.03	380.03	
MI20N	3 9 13 15	0.0071	%ρ	2153.51	1140.09	1013.41	0.0041	%ρ	1227.18	593.80	633.38
	6 12 14 16	0.0083	%ρ	2525.62	1385.53	1140.09	0.0053	%ρ	1615.13	760.06	855.07
	31 32 33 34	0.0088	%ρ	2660.21	1520.12	1140.09	0.0054	%ρ	1646.80	791.73	855.07
	35 36 37 38	0.0085	%ρ	2565.21	1425.11	1140.09	0.0054	%ρ	1646.80	791.73	855.07
	49 50 51 52	0.0083	%ρ	2525.62	1385.53	1140.09	0.0053	%ρ	1615.13	760.06	855.07
	53 54 55 56	0.0079	%ρ	2398.94	1385.53	1013.41	0.0051	%ρ	1551.79	760.06	791.73
	67 68 69 70 71 72 73 74	0.0075	%ρ	2280.18	1266.77	1013.41	0.0050	%ρ	1520.12	760.06	760.06
	93 94 95 96	0.0073	%ρ	2201.01	1187.60	1013.41	0.0046	%ρ	1393.45	633.38	760.06
	97 98 99 100	0.0071	%ρ	2153.51	1140.09	1013.41	0.0045	%ρ	1353.86	593.80	760.06
	101 102 103 104	0.0071	%ρ	2153.51	1140.09	1013.41	0.0041	%ρ	1227.18	593.80	633.38
	105 106 107 108	0.0067	%ρ	2026.83	1013.41	1013.41	0.0041	%ρ	1227.18	593.80	633.38
	121 122 123 124	0.0066	%ρ	2003.08	1013.41	989.66	0.0036	%ρ	1100.51	506.71	593.80
	125 126 127 128	0.0063	%ρ	1900.15	1013.41	886.73	0.0036	%ρ	1100.51	506.71	593.80

Modelo	Grupo de elementos	CUANTÍA TOTAL EN VIGAS									
		EXTREMOS		$A_{sTE req}$ [mm]	$A_{s'E req}$ [mm]	$A_{sE req}$ [mm]	CENTRO		$A_{sTC req}$ [mm]	$A_{s'C req}$ [mm]	$A_{sC req}$ [mm]
		ρ_{Total}	chequeo				ρ_{Total}	chequeo			
	139 140 141 142	0.0060	% ρ	1805.15	1013.41	791.73	0.0034	% ρ	1013.41	506.71	506.71
	143 144 145 146	0.0059	% ρ	1773.48	1013.41	760.06	0.0029	< ρ_{min}	886.74	380.03	506.71
	165 166 167 168	0.0052	% ρ	1583.46	989.66	593.79	0.0025	< ρ_{min}	760.06	380.03	380.03
	169 170 171 172	0.0042	% ρ	1266.77	760.06	506.70	0.0025	< ρ_{min}	760.06	380.03	380.03
	173 174 175 176	0.0032	< ρ_{min}	973.83	593.80	380.03	0.0025	< ρ_{min}	760.06	380.03	380.03
	177 178 179 180	0.0029	< ρ_{min}	886.74	506.71	380.03	0.0025	< ρ_{min}	760.06	380.03	380.03

En la Tabla 4-18 se presentan los valores obtenidos para la cuantía total en los elementos tipo columna para cada uno de los modelos; igualmente en esta se realizó la verificación de cuantía mínima y máxima explicada anteriormente.

Tabla 4-18: Cuantías de diseño para los elementos tipo columna.

Modelo	CUANTÍA TOTAL EN COLUMNAS													
	Cuantía Total				Refuerzo Longitudinal a compresión				Total barras	$\rho' colo$	$A_s col$	Estribos		
	% ρT	A_s [mm ²]	A_g [m ²]	Barras (Esquina)	Cantidad barras	Barras (Centrales)	Cantidad barras	Barra				S [mm]	A_v [mm ²]	
MB2N	0.0107	% ρ	1710.14	0.16	N°6	6	N°6	0	6	0.0107	1710.14	N°3	300	142.51
MC4N	0.0100	% ρ	2026.83	0.20	N°8	4	N°6	0	4	0.0100	2026.83	N°3	400	285.02
MD6N	0.0101	% ρ	2533.54	0.25	N°4	4	N°4	16	20	0.0101	2533.54	N°3	200	285.02
ME8N	0.0101	% ρ	3040.24	0.30	N°8	4	N°8	2	6	0.0101	3040.24	N°3	400	285.02
MF12N	0.0099	< ρ_{min}	3546.95	0.36	N°4	4	N°4	24	28	0.0099	3546.95	N°3	200	285.02
MG14N	0.0108	% ρ	3879.48	0.36	N°7	4	N°7	6	10	0.0108	3879.48	N°3	270	285.02
MH16N	0.0108	% ρ	3879.48	0.36	N°7	4	N°7	6	10	0.0108	3879.48	N°3	270	285.02
MI20N	0.0110	% ρ	3958.65	0.36	N°5	4	N°5	16	20	0.0110	3958.65	N°3	250	285.02

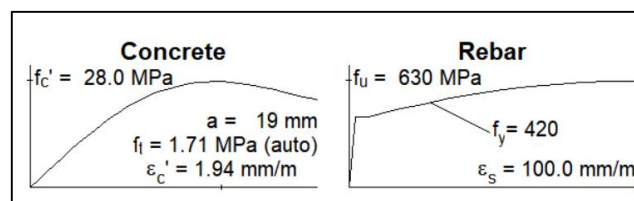
Para cada grupo de elementos definidos para las vigas en cada uno de los modelos estudiados, se realizó el estudio del comportamiento de la ductilidad local a partir de diagramas momento curvatura. En el capítulo 5 se presenta detalladamente el desarrollo de este análisis. Adicionalmente como se mencionó al inicio de este capítulo, en el capítulo 5 y el capítulo 6 se toma el modelo MB2N, para realizar un análisis detallado de la ductilidad local y global haciendo un análisis de sensibilidad con variaciones de cuantía en la sección. Este procedimiento se explica de una forma detallada en cada uno de los capítulos mencionados.

5. Capítulo 5: Análisis de ductilidad local

Con el fin de caracterizar la capacidad de deformación de los elementos estructurales hasta el punto de falla; se realizó el análisis de momento-curvatura para cada uno de los grupos de diseño de cada modelo definidos en el capítulo 4. El análisis se realizó a través del software RESPONSE2000®; el cual permitió definir las características de la sección de acuerdo con la geometría, la resistencia de los materiales y el área de acero requerida. Como resultado se obtuvo el gráfico de capacidad a flexión de la sección, con valores de momento en las ordenadas y de deformación de curvatura en las abscisas.

De los diagramas momento-curvatura se estudió el comportamiento inelástico del elemento al pasar de un comportamiento elástico con rigidez constante a un comportamiento inelásticos con rigidez reducida justo después del punto de fluencia. En la Figura 5-1 se presentan los modelos constitutivos del acero y el concreto empleados por el software RESPONSE2000.

Figura 5-1: Modelos constitutivos del concreto y el acero RESPONSE2000



Response2000®

A partir de los resultados dados para los diagramas de momento curvatura en el programa, se identificó la ductilidad local de cada uno de los elementos que conforman la estructura. En este trabajo se realizó únicamente el análisis de ductilidad en los elementos tipo viga, pues ante acciones sísmicas en estructuras de pórticos, son los elementos en los que se debe garantizar la formación de las rótulas plásticas para cumplir con la premisa de viga

débil, columna fuerte. A continuación, se describe el desarrollo del análisis de ductilidad local.

5.1 Momento-Curvatura en RESPONSE 2000®

En el programa RESPONSE2000® para cada uno de los grupos de elementos se definió las dimensiones de las secciones (Figura 5-2), la resistencia a la compresión del concreto y la resistencia a la fluencia del acero (Figura 5-3) y el área de acero resultante del diseño, (

Figura 5-4 y

Figura 5-5); el área de acero se discretizó en acero en la cara superior y en la cara inferior como se presenta en el Anexo A-7. Los datos geométricos empleados para este análisis se presentan en las *Tabla 4-2: Dimensionamiento de la losa por tipo de modelo*; y de cuantías en la *Tabla 4-17: Cuantías de diseño por grupo de elementos en vigas*.

Figura 5-2: Definición de secciones en RESPONSE2000

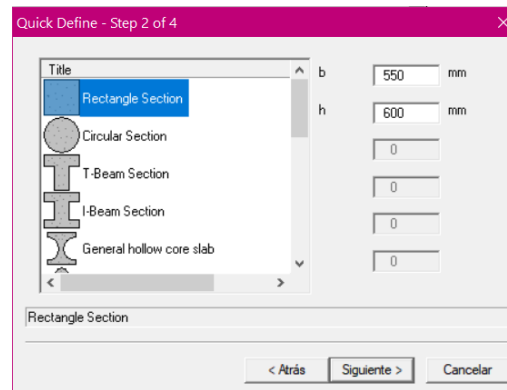


Figura 5-3: Definición de resistencia de materiales en RESPONSE2000

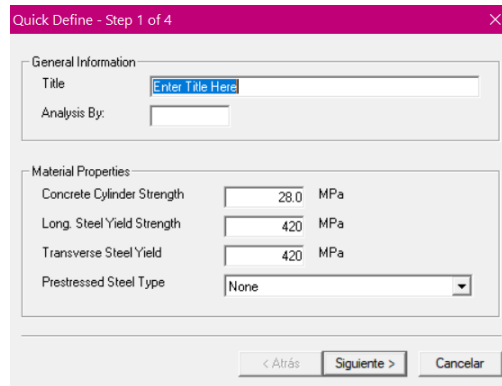


Figura 5-4: Definición de área de acero longitudinal en RESPONSE2000

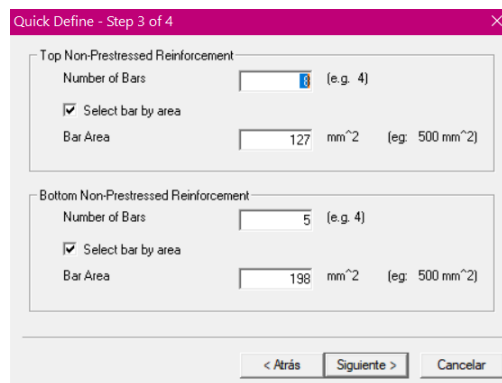
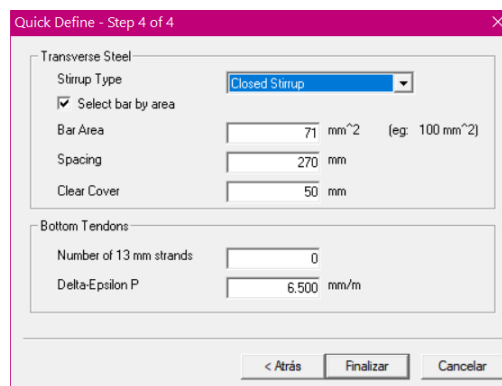


Figura 5-5: Definición de área de acero transversal en RESPONSE2000



Como resultado del análisis de momento curvatura, el programa presenta un resumen de la definición de la sección y sus características, lo que se muestra en la

Figura 5-6.

Figura 5-6

Figura 5-6: Resumen definición de la sección RESPONSE2000

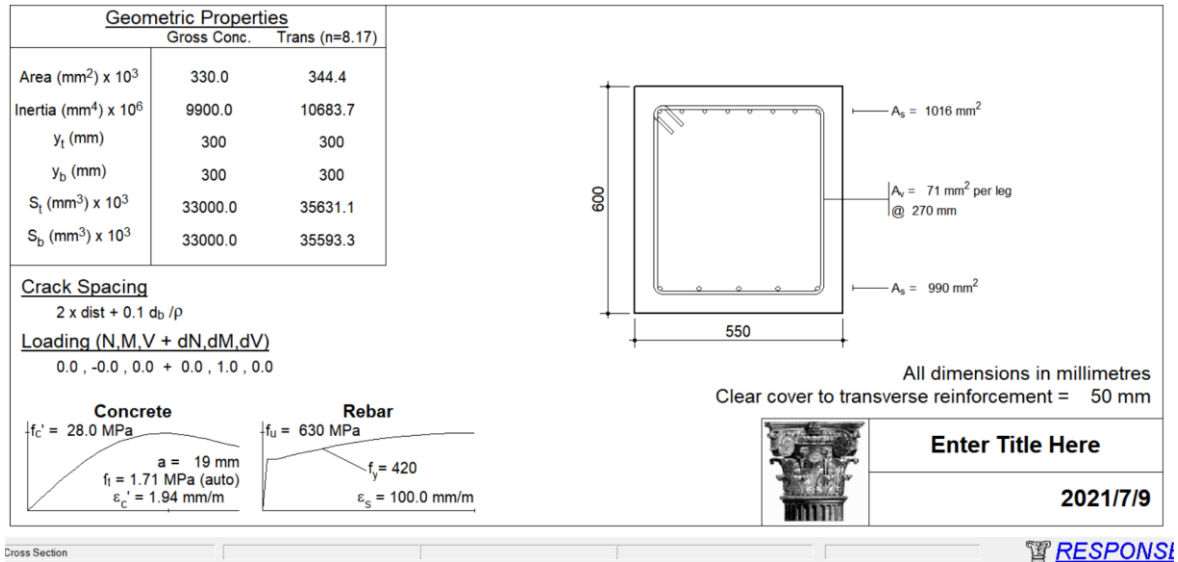
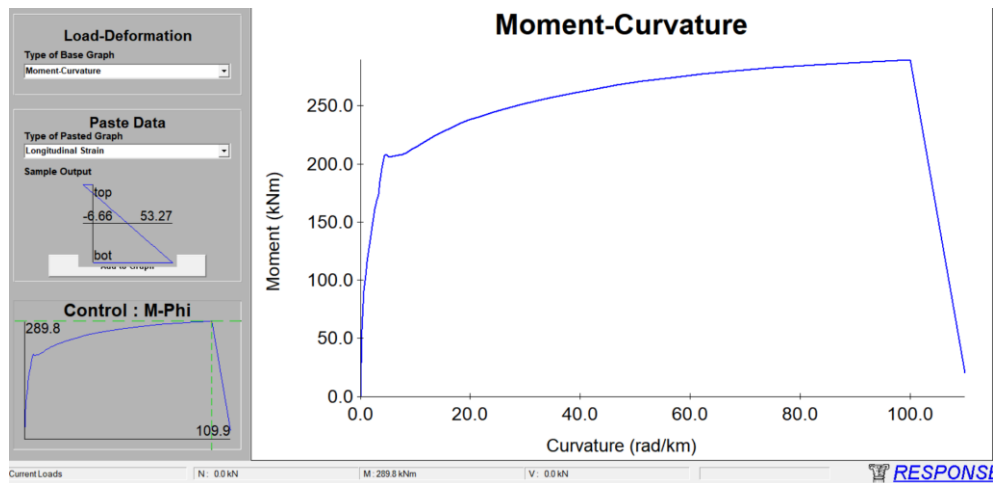


Figura 5-7: Momento – Curvatura resultante en RESPONSE2000



Response2000®

A continuación, se presentan los resultados para los diagramas de momento-curvatura obtenidos del programa RESPONSE2000®.

5.1.1 Resultados diagramas de momento curvatura en vigas

Para cada uno de los modelos se determinó el diagrama de momento curvatura de acuerdo con los grupos de elementos definidos. Se realizó tanto para la sección central (C) como para la sección extrema (E). En el Anexo B-1 se presentan las tablas con los resultados de momento y curvatura obtenidos del análisis; de igual forma de la Figura 5-8 a la Figura

5-15 se presentan los diagramas de momento-curvatura correspondientes para cada modelo; en estos se puede identificar los grupos de elementos que compone cada modelo según la variación en el número de niveles.

Figura 5-8: Diagrama momento curvatura modelo MB2N

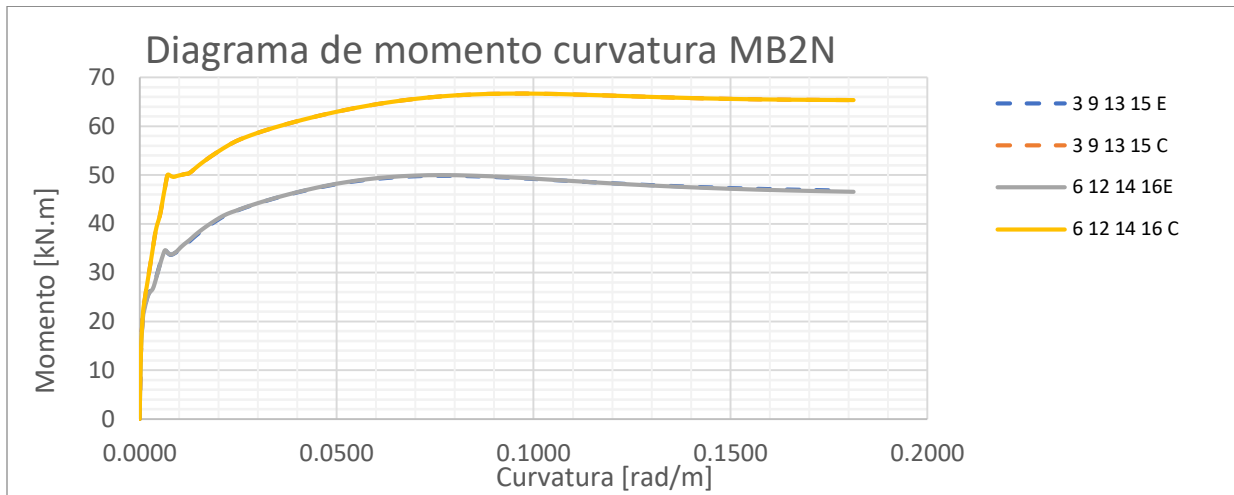


Figura 5-9: Diagrama momento curvatura modelo MC4N

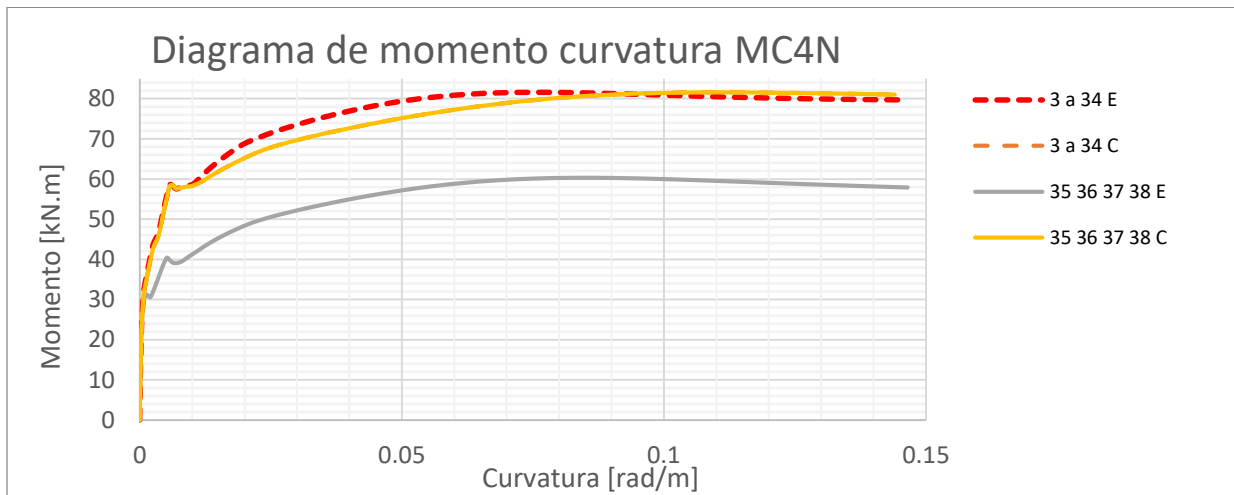


Figura 5-10: Diagrama momento curvatura modelo MD6N

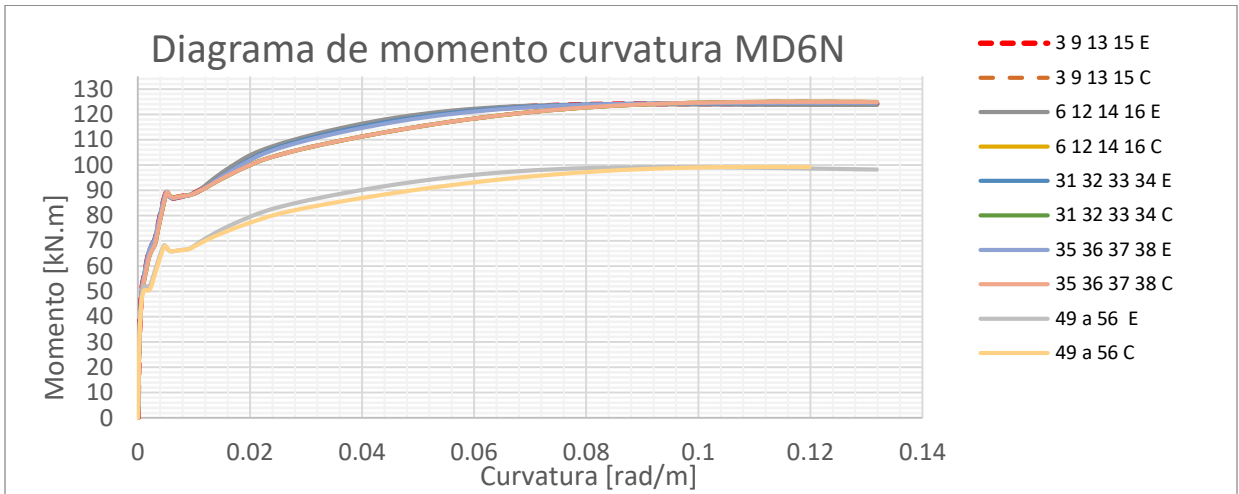


Figura 5-11: Diagrama momento curvatura modelo ME8N

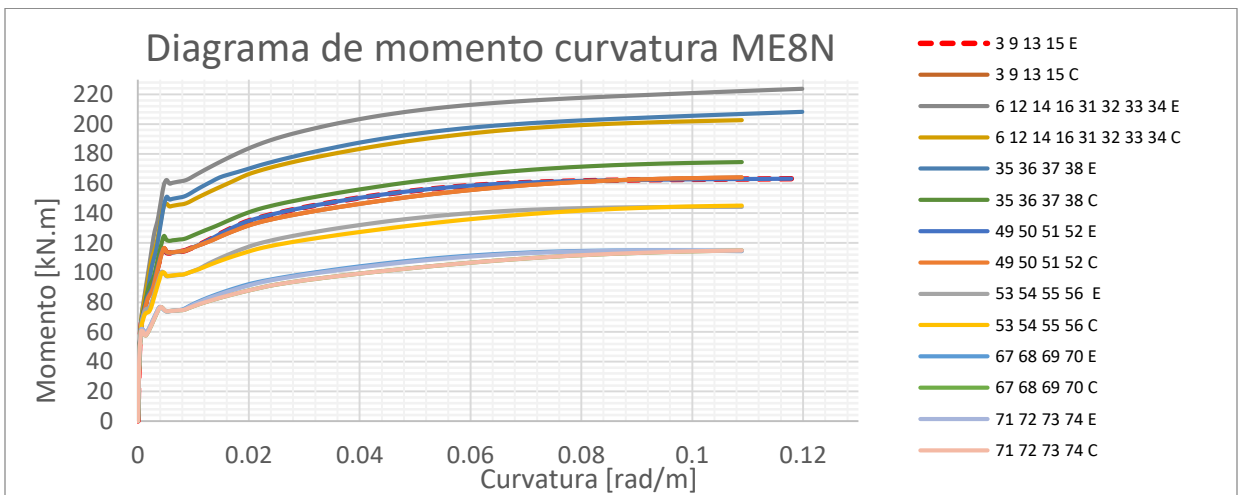


Figura 5-12: Diagrama momento curvatura modelo MF12N

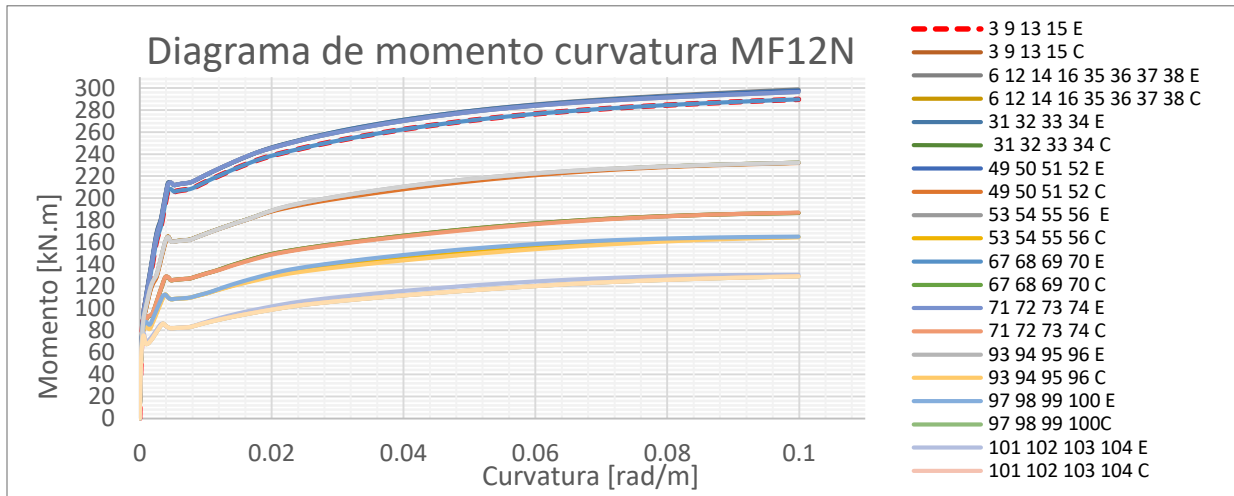


Figura 5-13: Diagrama momento curvatura modelo MG14N

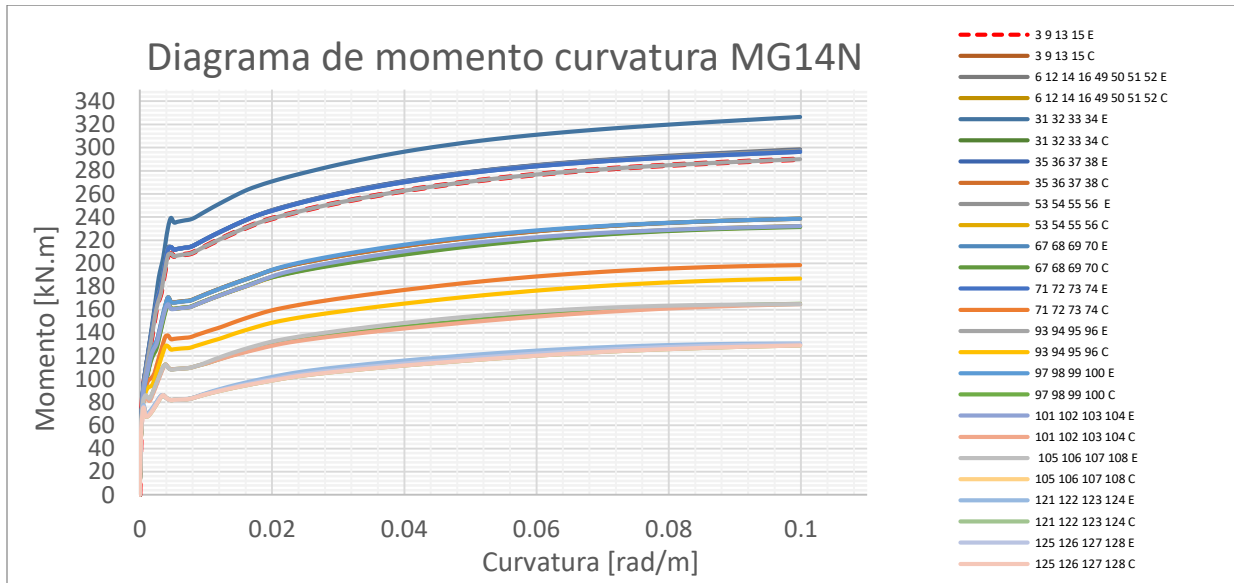


Figura 5-14: Diagrama momento curvatura modelo MH16N

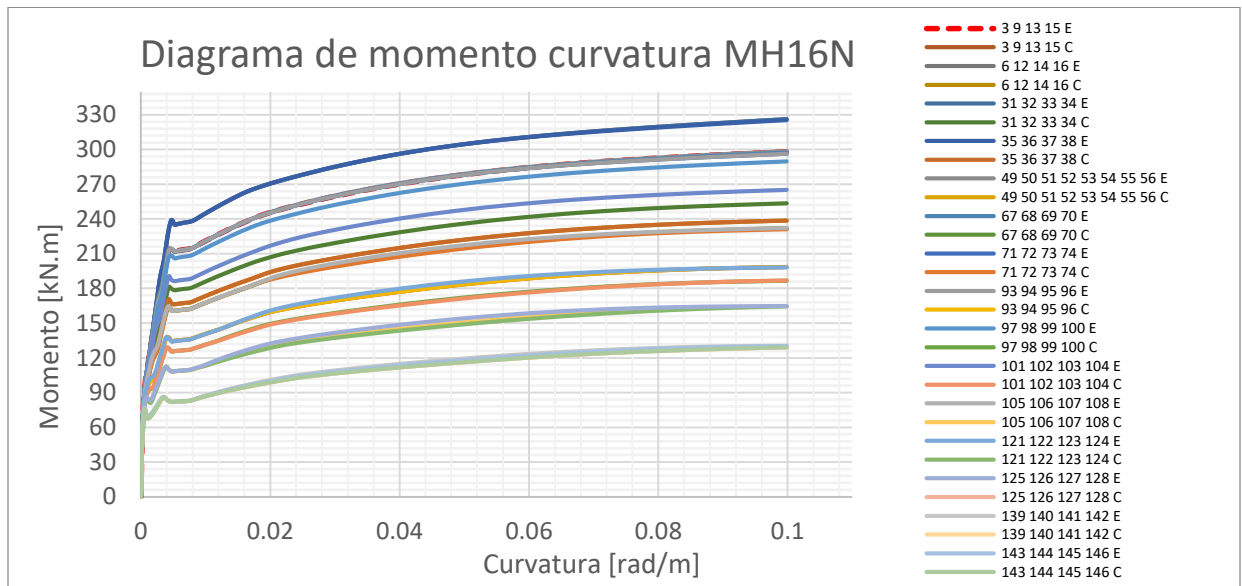
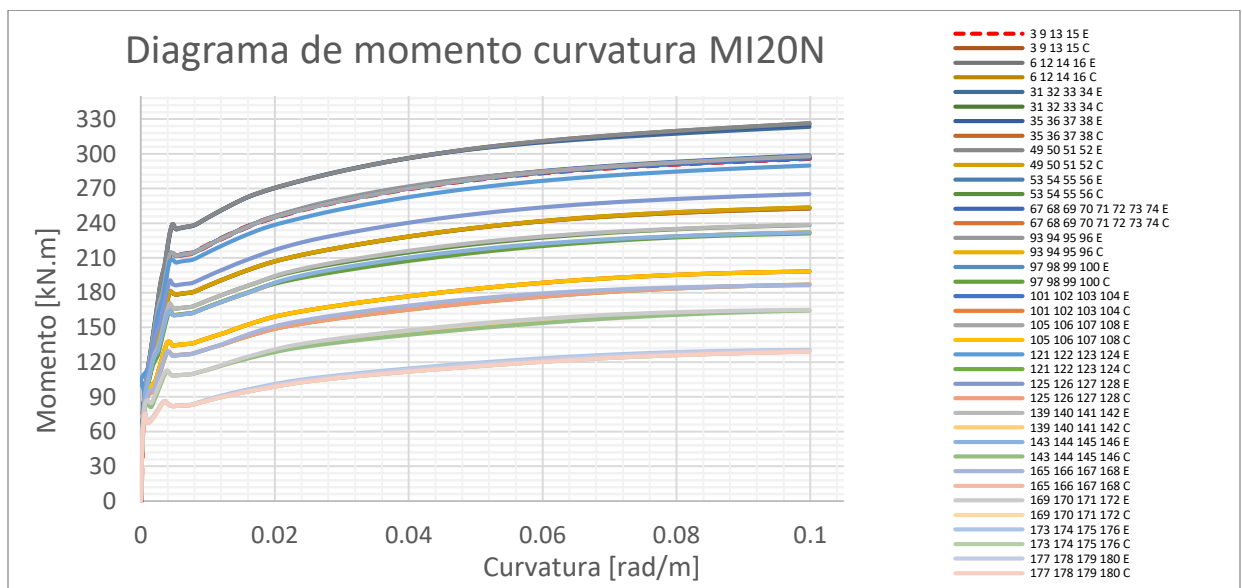


Figura 5-15: Diagrama momento curvatura modelo MI20N



De los diagramas presentados anteriormente, fue importante evaluar cuatro puntos de medida; para los valores de momento se midió el punto límite de cedencia (M_y) y el punto de falla última (M_u); para los valores de curvatura se midió el punto de límite elástico (ϕ_y) y la curvatura máxima al momento de la falla (ϕ_{max}). Con estos puntos se evaluó el comportamiento de la ductilidad en los elementos, donde el área bajo la curva generada por el punto de fluencia y el punto de falla representa la energía disipada en la deformación

inelástica del elemento, y la relación entre la curvatura en el límite elástico y en el punto de falla representan la ductilidad del elemento.

Para definir los valores en cada punto de medición mencionados anteriormente, a partir de los resultados obtenidos para las curvas en el software RESPONSE2000, en las tablas de resultados (Anexo B-1) se midió el momento de cedencia (M_y) en el punto donde los valores de momento dejan de aumentar; para el valor de M_y se tomó el correspondiente valor de curvatura de cedencia (φ_y). La curvatura máxima (φ_{max}) se midió el punto donde la resistencia del elemento decrece súbitamente, El valor de momento se tomó en función de la curvatura máxima ($M_{f(\varphi_{max})}$). justo antes de la falla del elemento. En el Anexo B-1 se muestran los valores obtenidos a partir de los resultados para los diagramas de momento curvatura en cada grupo de elementos. El cálculo de la ductilidad local de los elementos se describe en el numeral a continuación.

5.1.2 Ductilidad local

Con los valores de deformación obtenidos por los diagramas de momento curvatura se evaluó la ductilidad (μ) de la sección en cada elemento, se evaluó a partir de la relación entre los valores de curvatura última y los valores de curvatura elástica al inicio de la cedencia como se muestra en la Ecuación (5-1).

$$\mu = \frac{\varphi_{max}}{\varphi_y} \quad (5-1)$$

La evaluación al igual que los diagramas de momento curvatura, se realizó para la sección central y la sección extrema de cada grupo de elementos que conforman cada uno de los modelos evaluados. En la Tabla 5-1 se presenta los valores de ductilidad local obtenidos para cada grupo de elementos, al igual que el valor de momento de fluencia para el cual se tomó el valor de curvatura de cedencia respectivo. Igualmente, en la Figura 5-16 y Figura 5-17 se presentan las gráficas donde se relaciona la ductilidad local para cada uno de los grupos de elementos evaluados en cada modelo; las gráficas están dadas para las secciones en el extremo y en el centro.

Tabla 5-1: Ductilidad local por grupo de elementos tipo viga por modelo

Ductilidad en elementos tipo viga								
Modelo	Grupo de elemento		EXTREMO			CENTRO		
			Cuantía (ρ)	Ductilidad (μ)	(M _y) [kN.m]	Cuantía (ρ)	Ductilidad (μ)	(M _y) [kN.m]
MB 2N	1	Viga 3 9 13 15	0.0084	25.13	34.06	0.0060	23.22	49.86
	2	Viga 6 12 14 16	0.0081	25.55	34.10	0.0060	23.22	49.86
MC4 N	1	Viga 3 9 13 15 6 12 14 16 31 32 33 34	0.0083	21.11	57.54	0.0045	20.77	57.57
	2	Viga 35 36 37 38	0.0061	25.55	39.85	0.0045	20.77	57.57
MD6N	1	Viga 3 9 13 15	0.0074	23.22	87.44	0.0044	23.22	87.81
	2	Viga 6 12 14 16	0.0081	23.22	87.40	0.0044	23.22	87.81
	3	Viga 31 32 33 34	0.0075	23.22	87.40	0.0044	23.22	87.81
	4	Viga 35 36 37 38	0.0069	23.22	87.47	0.0044	23.22	87.81
	5	Viga 49 50 51 52 53 54 55 56	0.0056	25.55	67.19	0.0038	23.22	67.39
ME8N	1	Viga 3 9 13 15	0.0069	22.84	113.47	0.0044	21.11	113.84
	2	Viga 6 12 14 16 31 32 33 34	0.0090	21.11	159.95	0.0054	19.19	144.56
	3	Viga 35 36 37 38	0.0081	21.11	149.23	0.0046	21.11	121.98
	4	Viga 49 50 51 52	0.0069	22.84	113.47	0.0044	21.11	113.84
	5	Viga 53 54 55 56	0.0060	23.22	99.54	0.0035	21.11	97.80
	6	Viga 67 68 69 70	0.0049	25.55	76.39	0.0030	23.22	75.05
	7	Viga 71 72 73 74	0.0047	25.55	76.40	0.0030	23.22	75.05
MF12N	1	Viga 3 9 13 15	0.0066	19.19	206.06	0.0039	23.22	128.31
	2	Viga 6 12 14 16 35 36 37 38	0.0075	19.19	211.83	0.0050	21.11	160.99
	3	Viga 31 32 33 34	0.0079	19.19	211.74	0.0050	21.11	160.99
	4	Viga 49 50 51 52	0.0073	19.19	211.87	0.0046	19.19	160.68
	5	Viga 53 54 55 56	0.0071	19.19	211.85	0.0045	23.22	110.05
	6	Viga 67 68 69 70	0.0066	19.19	206.06	0.0039	23.22	128.31
	7	Viga 71 72 73 74	0.0062	19.19	211.85	0.0036	23.22	128.36
	8	Viga 93 94 95 96	0.0059	21.11	160.73	0.0029	23.22	110.17
	9	Viga 97 98 99 100	0.0046	23.22	109.83	0.0025	25.55	84.44
	10	Viga 101 102 103 104	0.0038	25.55	84.21	0.0025	25.55	84.44
	11	Viga 105 106 107 108	0.0029	21.11	160.73	0.0025	25.55	84.44
MG14N	1	Viga 3 9 13 15	0.0066	19.19	206.06	0.0039	25.55	128.48
	2	Viga 6 12 14 16 49 50 51 52	0.0075	19.19	211.83	0.0050	21.11	160.99
	3	Viga 31 32 33 34	0.0083	19.19	235.17	0.0051	21.11	166.87
	4	Viga 35 36 37 38	0.0079	19.19	211.74	0.0051	21.11	166.87
	5	Viga 53 54 55 56	0.0073	19.19	211.87	0.0046	21.11	161.05
	6	Viga 67 68 69 70	0.0071	19.19	211.85	0.0045	21.11	161.08
	7	Viga 71 72 73 74	0.0071	19.19	211.85	0.0041	21.11	134.44
	8	Viga 93 94 95 96	0.0066	19.19	206.06	0.0036	23.22	128.36
	9	Viga 97 98 99 100	0.0060	21.11	166.66	0.0034	23.22	110.05
	10	Viga 101 102 103 104	0.0059	21.11	110.17	0.0029	23.22	110.17

Ductilidad en elementos tipo viga								
Modo lo	Grupo de elemento		EXTREMO			CENTRO		
			Cuantía (ρ)	Ductilidad (μ)	(M_y) [kN.m]	Cuantía (ρ)	Ductilidad (μ)	(M_y) [kN.m]
	11	Viga 105 106 107 108	0.0045	19.19	108.45	0.0025	25.55	84.44
	12	Viga 121 122 123 124	0.0038	25.55	84.21	0.0025	25.55	84.44
	13	Viga 125 126 127 128	0.0029	25.55	84.37	0.0025	25.55	84.44
MH16N	1	Viga 3 9 13 15	0.0067	19.19	211.99	0.0041	21.11	134.44
	2	Viga 6 12 14 16	0.0079	19.19	235.17	0.0051	21.11	166.87
	3	Viga 31 32 33 34	0.0083	19.19	235.17	0.0053	21.11	179.70
	4	Viga 35 36 37 38	0.0083	19.19	235.07	0.0051	21.11	166.87
	5	Viga 49 50 51 52 53 54 55 56	0.0075	19.19	211.83	0.0050	21.11	160.99
	6	Viga 67 68 69 70	0.0073	19.19	211.87	0.0046	19.19	160.68
	7	Viga 71 72 73 74	0.0071	19.19	211.85	0.0045	19.19	160.73
	8	Viga 93 94 95 96	0.0071	19.19	211.85	0.0041	21.11	134.44
	9	Viga 97 98 99 100	0.0066	19.19	206.06	0.0039	23.22	128.31
	10	Viga 101 102 103 104	0.0063	21.11	187.45	0.0036	23.22	128.36
	11	Viga 105 106 107 108	0.0059	21.11	160.73	0.0034	23.22	110.05
	12	Viga 121 121 123 124	0.0054	23.22	137.13	0.0029	23.22	110.17
	13	Viga 125 126 127 128	0.0045	23.22	109.91	0.0025	25.55	84.44
	14	Viga 139 140 141 142	0.0034	25.55	84.33	0.0025	25.55	84.44
	15	Viga 143 144 145 146	0.0029	25.55	84.37	0.0025	25.55	84.44
M120N	1	Viga 3 9 13 15	0.0071	19.19	211.85	0.0041	21.11	134.44
	2	Viga 6 12 14 16	0.0083	19.19	235.17	0.0053	21.11	179.70
	3	Viga 31 32 33 34	0.0088	19.19	234.91	0.0054	21.11	179.64
	4	Viga 35 36 37 38	0.0085	19.19	235.07	0.0054	21.11	179.64
	5	Viga 49 50 51 52	0.0083	19.19	235.17	0.0053	21.11	179.70
	6	Viga 53 54 55 56	0.0079	19.19	211.74	0.0051	21.11	166.87
	7	Viga 67 68 69 70 71 72 73 74	0.0075	19.19	211.83	0.0050	21.11	160.99
	8	Viga 93 94 95 96	0.0073	21.11	213.44	0.0046	19.19	160.68
	9	Viga 97 98 99 100	0.0071	19.19	211.85	0.0045	21.11	161.08
	10	Viga 101 102 103 104	0.0071	19.19	211.85	0.0041	21.11	134.44
	11	Viga 105 106 107 108	0.0067	19.19	211.99	0.0041	21.11	134.44
	12	Viga 121 122 123 124	0.0066	19.19	206.06	0.0036	23.22	128.36
	13	Viga 125 126 127 128	0.0063	21.11	187.45	0.0036	23.22	128.36
	14	Viga 139 140 141 142	0.0060	21.11	166.66	0.0034	23.22	110.05
	15	Viga 143 144 145 146	0.0059	21.11	160.73	0.0029	23.22	110.17
	16	Viga 165 166 167 168	0.0052	23.22	127.99	0.0025	25.55	84.44
	17	Viga 169 170 171 172	0.0042	23.22	109.92	0.0025	25.55	84.44
	18	Viga 173 174 175 176	0.0032	25.55	84.32	0.0025	25.55	84.44
	19	Viga 177 178 179 180	0.0029	25.55	84.37	0.0025	25.55	84.44

Figura 5-16: Ductilidad por grupo de elementos y modelo – sección extrema

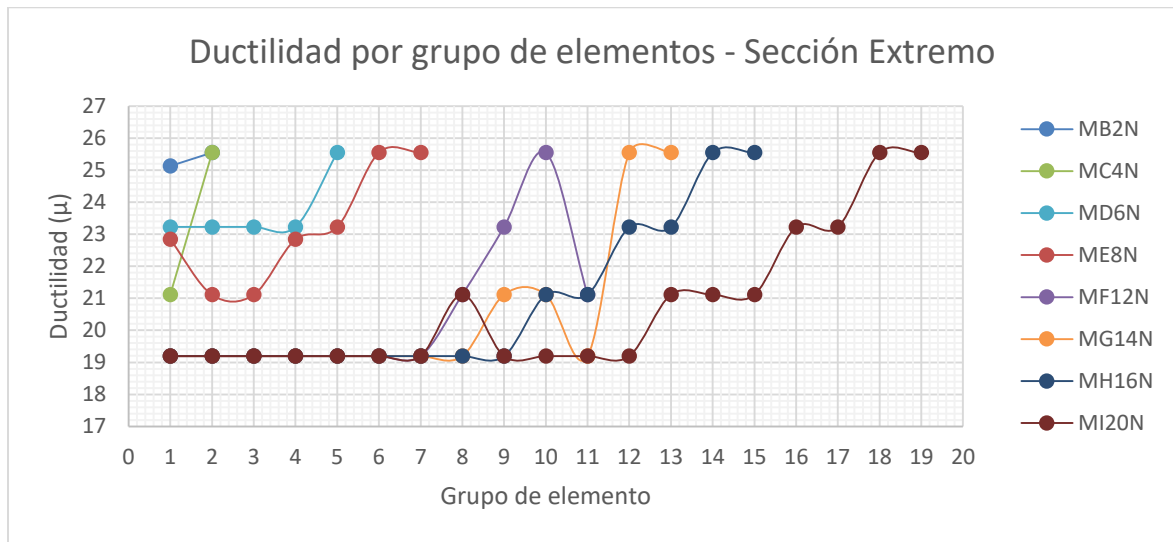
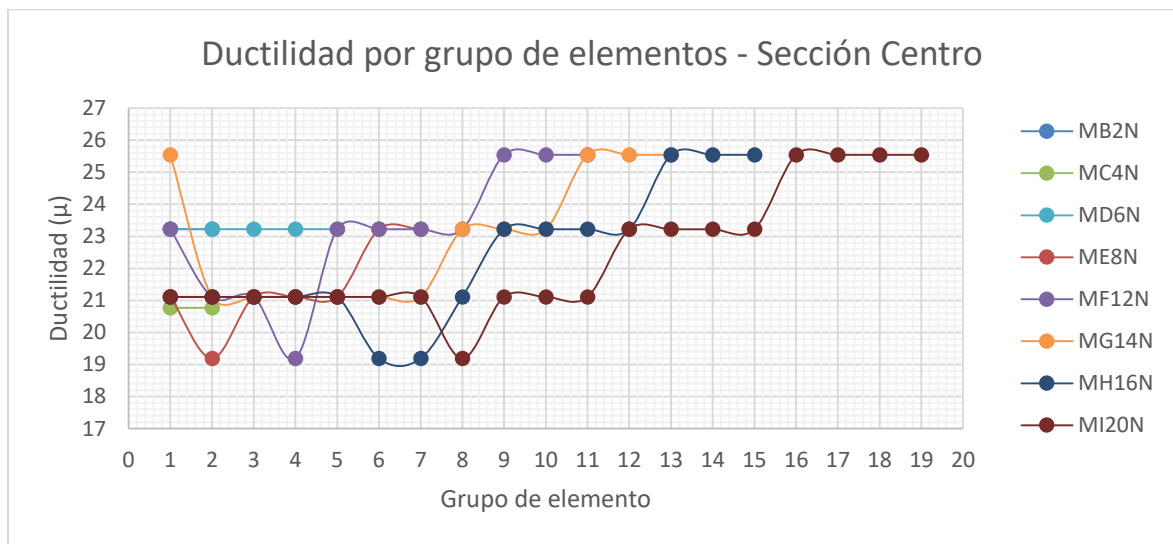


Figura 5-17: Ductilidad por grupo de elementos y modelo – sección centro



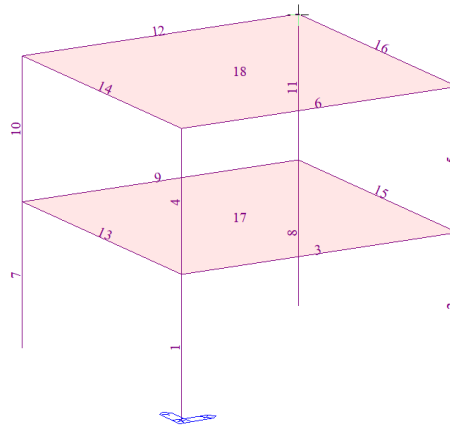
Con las Figura 5-16 y Figura 5-17, se evaluó la ductilidad local presente en cada grupo de elementos al momento de la falla a flexión para la variación en el número de niveles, de acuerdo con el porcentaje de cuantía total en la sección para cada grupo de elementos requerido para su diseño.

El análisis presentado en este capítulo se realizó nuevamente para el modelo de dos niveles (MB2N), Se hizo el análisis de sensibilidad a partir de la variación de cuantías para la misma dimensión de la sección definida para este modelo, en el Capítulo 5.2 se desarrolla el análisis mencionado.

5.2 Momento curvatura con variación en el porcentaje de cuantías

Se realizaron los diagramas de momento-curvatura para la sección tipo viga de 0.30 m x 0.40 m definida en el modelo MB2N que tiene dos niveles en altura, en la Figura 5-18 se muestra un esquema del modelo. El análisis se realizó variando los porcentajes de cuantía en la misma geometría de la sección, se evaluó también el comportamiento de la ductilidad local de los elementos a medida que la cantidad de acero en la sección aumentaba.

Figura 5-18: Elementos del pórtico MB2N



5.2.1 Variación de cuantías

La variación de cuantías se realizó a partir del valor de cuantía obtenido en el diseño resultante del programa MidasGen®, los resultados del módulo de diseño conformaron el porcentaje del 100% de la cuantía total de la sección, como se muestra en la Tabla 4-17 para el modelo MB2N.

A partir del área de acero definida por el diseño, se determinó la cuantía en la zona superior y la zona inferior de la sección. Partiendo del valor de cuantía del 100% se realizó la variación en los porcentajes y se estableció como límites inferior y superior el 20% y el 300% de cuantía, respectivamente; estos valores fueron definidos respecto a los límites de cuantía mínima y de cuantía balanceada, como se calculó con las Ecuaciones, (4-47), (4-48) y (4-49); la evaluación se observa en la columna “chequeo” de la Tabla 4-17

De esta forma para los valores de cuantía (ρ) requerida por cada porcentaje a evaluar, se determinó el área de acero requerida en la parte superior (A'_s) e inferior (A_s) de la sección empleando la Ecuación (5-2) tanto para la sección en los extremos como en el centro. Con el área de acero requerida se definió el tamaño y cantidad de barras necesarias para suplir el porcentaje de cuantía evaluado ($\% \rho$).

$$A_{sreq} = \% \rho (bd) \tag{5-2}$$

En la Tabla 5-2 se presenta el área de acero requerida para la sección de extremo (E) y de centro (C) en la zona superior e inferior de la misma, para cada porcentaje de cuantía evaluado en cada grupo de elementos.

Tabla 5-2: Área de acero requerida por variación de cuantía

Área de acero requerida en la sección con variación de cuantías											
Grupo de elementos	Porcentaje de cuantía $\% \rho$	EXTREMO					CENTRO				
		Cuantía requerida	Che queo	AsTE _{req} [mm ²]	As'E _{req} [mm ²]	AsE _{req} [mm ²]	Cuantía requerida	Che queo	AsTE _{req} [mm ²]	As'C _{req} [mm ²]	AsC _{req} [mm ²]
3 9 13 y 15	20%	0.0017	< ρ_{min}	177.35	126.68	50.67	0.0012	< ρ_{min}	126.68	50.67	76.01
	30%	0.0025	< ρ_{min}	266.02	190.02	76.01	0.0018	< ρ_{min}	190.02	76.01	114.01
	40%	0.0034	$\% \rho$	354.70	253.35	101.34	0.0024	< ρ_{min}	253.35	101.34	152.01
	50%	0.0042	$\% \rho$	443.37	316.69	126.68	0.0030	< ρ_{min}	316.69	126.68	190.02
	60%	0.0051	$\% \rho$	532.04	380.03	152.01	0.0036	$\% \rho$	380.03	152.01	228.02
	70%	0.0059	$\% \rho$	620.72	443.37	177.35	0.0042	$\% \rho$	443.37	177.35	266.02
	80%	0.0068	$\% \rho$	709.39	506.71	202.68	0.0048	$\% \rho$	506.71	202.68	304.02
	90%	0.0076	$\% \rho$	798.06	570.05	228.02	0.0054	$\% \rho$	570.05	228.02	342.03
	100%	0.0084	$\% \rho$	886.74	633.38	253.35	0.0060	$\% \rho$	633.38	253.35	380.03
	120%	0.0101	$\% \rho$	1064.09	760.06	304.02	0.0072	$\% \rho$	760.06	304.02	456.04
	140%	0.0118	$\% \rho$	1241.43	886.74	354.70	0.0084	$\% \rho$	886.74	354.70	532.04
	160%	0.0135	$\% \rho$	1418.78	1013.41	405.37	0.0097	$\% \rho$	1013.41	405.37	608.05
	180%	0.0152	$\% \rho$	1596.13	1140.09	456.04	0.0109	$\% \rho$	1140.09	456.04	684.06
	200%	0.0169	$\% \rho$	1773.48	1266.77	506.71	0.0121	$\% \rho$	1266.77	506.71	760.06
	220%	0.0186	$\% \rho$	1950.82	1393.45	557.38	0.0133	$\% \rho$	1393.45	557.38	836.07
240%	0.0203	$\% \rho$	2128.17	1520.12	608.05	0.0145	$\% \rho$	1520.12	608.05	912.07	
280%	0.0236	$\% \rho$	2482.87	1773.48	709.39	0.0169	$\% \rho$	1773.48	709.39	1064.09	
300%	0.0253	$\% \rho$	2660.21	1900.15	760.06	0.0181	$\% \rho$	1900.15	760.06	1140.09	
6 12 14 16	20%	0.0016	< ρ_{min}	169.43	118.76	50.67	0.0012	< ρ_{min}	126.68	50.67	76.01
	30%	0.0024	< ρ_{min}	254.15	178.14	76.01	0.0018	< ρ_{min}	190.02	76.01	114.01
	40%	0.0032	< ρ_{min}	338.86	237.52	101.34	0.0024	< ρ_{min}	253.35	101.34	152.01
	50%	0.0040	$\% \rho$	423.58	296.90	126.68	0.0030	< ρ_{min}	316.69	126.68	190.02

60%	0.0048	% ρ	508.29	356.28	152.01	0.0036	% ρ	380.03	152.01	228.02
70%	0.0056	% ρ	593.01	415.66	177.35	0.0042	% ρ	443.37	177.35	266.02
80%	0.0065	% ρ	677.72	475.04	202.68	0.0048	% ρ	506.71	202.68	304.02
90%	0.0073	% ρ	762.44	534.42	228.02	0.0054	% ρ	570.05	228.02	342.03
100%	0.0081	% ρ	847.15	593.80	253.35	0.0060	% ρ	633.38	253.35	380.03
120%	0.0097	% ρ	1016.58	712.56	304.02	0.0072	% ρ	760.06	304.02	456.04
140%	0.0113	% ρ	1186.01	831.32	354.70	0.0084	% ρ	886.74	354.70	532.04
160%	0.0129	% ρ	1355.44	950.08	405.37	0.0097	% ρ	1013.41	405.37	608.05
180%	0.0145	% ρ	1524.87	1068.84	456.04	0.0109	% ρ	1140.09	456.04	684.06
200%	0.0161	% ρ	1694.30	1187.60	506.71	0.0121	% ρ	1266.77	506.71	760.06
220%	0.0177	% ρ	1863.73	1306.36	557.38	0.0133	% ρ	1393.45	557.38	836.07
240%	0.0194	% ρ	2033.16	1425.11	608.05	0.0145	% ρ	1520.12	608.05	912.07
280%	0.0226	% ρ	2372.02	1662.63	709.39	0.0169	% ρ	1773.48	709.39	1064.09
300%	0.0242	% ρ	2541.45	1781.39	760.06	0.0181	% ρ	1900.15	760.06	1140.09

El tamaño y la cantidad de barras necesarias, según el área de acero requerida que se calculó para el porcentaje de cuantía, se presenta en la Tabla 5-3 en la cual se define la cantidad de acero longitudinal en la sección para la zona superior y para la zona inferior.

Se garantizó que el acero en la zona a compresión no tuviera una diferencia en el tamaño de las barras de más de dos diámetros con respecto al tamaño de barra empleado en la zona a tracción. Se garantizó mínimo una barra en cada esquina de la sección y con estribos de ganchos cerrados N°3 a una separación de 170mm. El tamaño mínimo de barra longitudinal se dispuso con barras N°3 en adelante, criterio que desobedece lo especificado por el reglamento para diseños con capacidad DMO, pero necesario para definir la variación de cuantía para porcentajes menores dentro del análisis del trabajo.

Se garantizó que la cuantía colocada a compresión no superase la cuantía colocada en la zona a tracción. Se garantizó también que la cantidad de barras longitudinales colocadas en cada cara cupieran dentro de la sección con su respectivo recubrimiento, en donde se empleó una separación mínima entre barras longitudinales de un diámetro de barra longitudinal ($S = d_b$) como uno de los criterios especificados en la NSR-10 que se adoptó al cálculo del número de barras. Lo anterior se expresa en la Ecuación (5-3)

$$\#barras = \frac{B - 2r - d_b}{S} + 1 \quad (5-3)$$

Donde (S) se toma para la separación mínima de un diámetro de barras longitudinal (d_b).

Los datos de la columna “*capacidad*” en la Tabla 5-3 indican la verificación de cantidad de barras que caben dentro de la sección para el tamaño de barras seleccionado. En la columna “ A_{scol} ” se verifica que el área de acero colocada, sea superior al área de acero requerida, la cual se presentó en la Tabla 5-2.

Tabla 5-3: Área de acero colocada para variación de la cuantía

Área de acero colocada en la sección con variación de cuantías											
Grupo de elementos	Porcentaje de cuantía	Refuerzo en EXTREMO									
		Longitudinal superior					Longitudinal inferior				
		%p	Barra	Cantidad	ρ' col	As'E col	capacidad	Barra	Cantidad	ρ' col	As'E col
3 9 13 y 15	20%	N°3	2	0.0014	142.51	11	N°3	2	0.0014	142.51	11
	30%	N°3	3	0.0020	213.77	11	N°3	2	0.0014	142.51	11
	40%	N°4	2	0.0024	253.35	8	N°3	2	0.0014	142.51	11
	50%	N°3	5	0.0034	356.28	11	N°3	2	0.0014	142.51	11
	60%	N°4	3	0.0036	380.03	8	N°3	3	0.0020	213.77	11
	70%	N°3	7	0.0048	498.79	11	N°3	3	0.0020	213.77	11
	80%	N°4	4	0.0048	506.71	8	N°3	3	0.0020	213.77	11
	90%	N°5	3	0.0057	593.80	7	N°4	2	0.0024	253.35	11
	100%	N°4	5	0.0060	633.38	8	N°4	2	0.0024	253.35	8
	120%	N°4	6	0.0072	760.06	8	N°3	5	0.0034	356.28	8
	140%	N°4	7	0.0084	886.74	8	N°4	3	0.0036	380.03	11
	160%	N°8	2	0.0097	1013.41	4	N°6	2	0.0054	570.05	8
	180%	N°6	4	0.0109	1140.09	6	N°4	4	0.0048	506.71	6
	200%	N°6	5	0.0136	1425.11	6	N°4	4	0.0048	506.71	8
	220%	N°6	5	0.0136	1425.11	6	N°6	2	0.0054	570.05	8
	240%	N°8	3	0.0145	1520.12	4	N°6	3	0.0081	855.07	6
280%	N°7	5	0.0185	1939.74	5	N°5	4	0.0075	791.73	6	
300%	N°8	4	0.0193	2026.83	4	N°6	3	0.0081	855.07	7	
6 12 14 16	20%	N°3	2	0.0014	142.51	11	N°3	2	0.0014	142.51	11
	30%	N°3	3	0.0020	213.77	11	N°3	2	0.0014	142.51	11
	40%	N°4	2	0.0024	253.35	8	N°3	2	0.0014	142.51	11
	50%	N°3	5	0.0034	356.28	11	N°3	2	0.0014	142.51	11
	60%	N°3	5	0.0034	356.28	11	N°3	3	0.0020	213.77	11
	70%	N°3	6	0.0041	427.53	11	N°3	3	0.0020	213.77	11
	80%	N°3	7	0.0048	498.79	11	N°3	3	0.0020	213.77	11
	90%	N°6	2	0.0054	570.05	6	N°4	2	0.0024	253.35	11
	100%	N°5	3	0.0057	593.80	7	N°4	2	0.0024	253.35	8
	120%	N°3	10	0.0068	712.56	11	N°3	5	0.0034	356.28	8
	140%	N°6	3	0.0081	855.07	6	N°4	3	0.0036	380.03	11
	160%	N°5	5	0.0094	989.66	7	N°3	6	0.0041	427.53	8
	180%	N°6	4	0.0109	1140.09	6	N°3	7	0.0048	498.79	11

Estudio comparativo de pórticos resistentes a momentos empleando
el método de análisis estático no lineal de plastificación progresiva
para el cálculo simplificado del coeficiente R

Área de acero colocada en la sección con variación de cuantías											
Grupo de elementos	Porcentaje de cuantía	Refuerzo en EXTREMO									
		Longitudinal superior					Longitudinal inferior				
	%p	Barra	Cantidad	ρ' col	As'E col	capacidad	Barra	Cantidad	ρ' col	As'E col	capacidad
	200%	N°6	5	0.0136	1425.11	6	N°4	4	0.0048	506.71	11
	220%	N°6	5	0.0136	1425.11	6	N°6	2	0.0054	570.05	8
	240%	N°6	5	0.0136	1425.11	6	N°4	5	0.0060	633.38	6
	280%	N°7	5	0.0185	1939.74	5	N°5	4	0.0075	791.73	8
	300%	N°7	5	0.0185	1939.74	5	N°5	4	0.0075	791.73	7

Tabla 5-3 continuación: Área de acero colocada para variación de la cuantía

Área de acero colocada en la sección con variación de cuantías											
Grupo de elementos	Porcentaje de cuantía	Refuerzo en CENTRO									
		Longitudinal superior					Longitudinal inferior				
	%p	Barra	Cantidad	ρ' col	As'E col	capacidad	Barra	Cantidad	ρ' col	As'E col	capacidad
3 9 13 y 15	20%	N°3	2	0.0014	142.51	11	N°3	2	0.0014	142.51	11
	30%	N°3	2	0.0014	142.51	11	N°3	2	0.0014	142.51	11
	40%	N°3	2	0.0014	142.51	11	N°3	3	0.0020	213.77	11
	50%	N°3	2	0.0014	142.51	11	N°3	3	0.0020	213.77	11
	60%	N°3	3	0.0020	213.77	11	N°4	2	0.0024	253.35	11
	70%	N°3	3	0.0020	213.77	11	N°3	4	0.0027	285.02	8
	80%	N°3	3	0.0020	213.77	11	N°3	5	0.0034	356.28	11
	90%	N°4	2	0.0024	253.35	11	N°4	3	0.0036	380.03	11
	100%	N°4	2	0.0024	253.35	8	N°4	3	0.0036	380.03	8
	120%	N°3	5	0.0034	356.28	8	N°3	7	0.0048	498.79	8
	140%	N°4	3	0.0036	380.03	11	N°6	2	0.0054	570.05	10
	160%	N°3	6	0.0041	427.53	8	N°4	5	0.0060	633.38	6
	180%	N°3	7	0.0048	498.79	11	N°4	6	0.0072	760.06	8
	200%	N°4	4	0.0048	506.71	11	N°4	6	0.0072	760.06	8
	220%	N°6	2	0.0054	570.05	8	N°6	3	0.0081	855.07	8
	240%	N°4	5	0.0060	633.38	6	N°5	5	0.0094	989.66	6
280%	N°4	6	0.0072	760.06	8	N°6	4	0.0109	1140.09	7	
300%	N°5	4	0.0075	791.73	8	N°6	4	0.0109	1140.09	6	
6 12 14 16	20%	N°3	2	0.0014	142.51	11	N°3	2	0.0014	142.51	11
	30%	N°3	2	0.0014	142.51	11	N°3	2	0.0014	142.51	11
	40%	N°3	2	0.0014	142.51	11	N°3	3	0.0020	213.77	11
	50%	N°3	2	0.0014	142.51	11	N°3	3	0.0020	213.77	11
	60%	N°3	3	0.0020	213.77	11	N°4	2	0.0024	253.35	11
	70%	N°3	3	0.0020	213.77	11	N°3	4	0.0027	285.02	8

Área de acero colocada en la sección con variación de cuantías											
Grupo de elementos	Porcentaje de cuantía	Refuerzo en CENTRO									
		Longitudinal superior					Longitudinal inferior				
		%p	Barra	Cantidad	ρ' col	As'E col	capacidad	Barra	Cantidad	ρ' col	As'E col
	80%	N°3	3	0.0020	213.77	11	N°3	5	0.0034	356.28	11
	90%	N°4	2	0.0024	253.35	11	N°4	3	0.0036	380.03	11
	100%	N°4	2	0.0024	253.35	8	N°4	3	0.0036	380.03	8
	120%	N°3	5	0.0034	356.28	8	N°3	7	0.0048	498.79	8
	140%	N°4	3	0.0036	380.03	11	N°6	2	0.0054	570.05	10
	160%	N°3	6	0.0041	427.53	8	N°4	5	0.0060	633.38	6
	180%	N°3	7	0.0048	498.79	11	N°4	6	0.0072	760.06	8
	200%	N°4	4	0.0048	506.71	11	N°4	6	0.0072	760.06	8
	220%	N°6	2	0.0054	570.05	8	N°6	3	0.0081	855.07	8
	240%	N°4	5	0.0060	633.38	6	N°5	5	0.0094	989.66	6
	280%	N°4	6	0.0072	760.06	8	N°6	4	0.0109	1140.09	7
	300%	N°5	4	0.0075	791.73	8	N°6	4	0.0109	1140.09	6

De la selección del tamaño y la cantidad de barras presentado en la tabla anterior, se garantizó que se cumpliera con el área de acero requerida por el porcentaje de cuantía en la sección y que el aumento en el valor de la cuantía colocada se diera de forma ascendente para garantizar el aumento en el porcentaje de cuantía. Con el fin de no analizar dos diseños idénticos por la definición del área de acero colocada para su respectivo porcentaje de cuantía, debido a que por el tamaño de las barras a medida que se aumenta el porcentaje de cuantía se hace difícil definir una combinación de tamaño de barra y cantidad de barras que garanticen áreas de acero diferentes, se verificó que no se repitieran diseños y en caso de presentarse diseños repetidos se omitió ese porcentaje de cuantía, pues no representaba una diferencia en el análisis.

A continuación, se presentan los diagramas de momento curvatura obtenidos del análisis de variación de cuantías.

5.2.2 Diagrama de momento-curvatura para variación de cuantías

Al igual que en el numeral 5.1.1 del presente trabajo, se realizaron los diagramas momento-curvatura empleando el programa RESPONSE2000®, para el cual se definió las mismas características de los materiales ya definidas para la estructura, la geometría de la sección de viga para el modelo MB2N y el área de acero requerida en cada porcentaje de cuantía. A continuación, se presenta los resultados obtenidos para los diagramas momento

curvatura. En la Figura 5-19 y Figura 5-20 se presenta el resultado para el primer grupo de elementos, tanto en la sección extrema como en el centro; y en la Figura 5-21 y Figura 5-22 se presenta el mismo resultado para el segundo grupo de elementos del modelo.

Figura 5-19: Diagrama momento curvatura para cuantías variables (Elementos 3,9,12,15 Extremo)

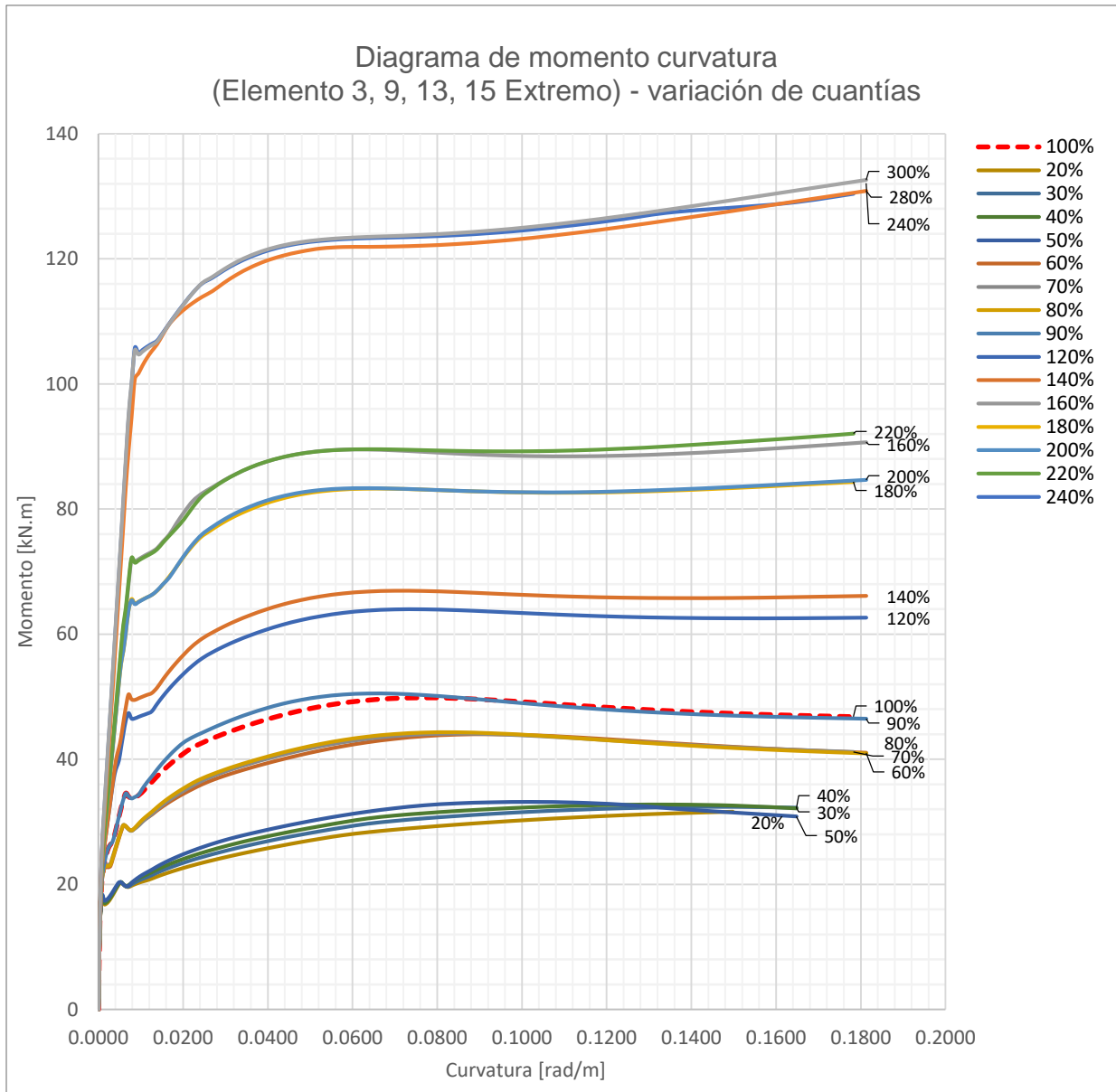


Figura 5-20: Diagrama momento curvatura para cuantías variables (Elementos 3,9,12,15 Centro)

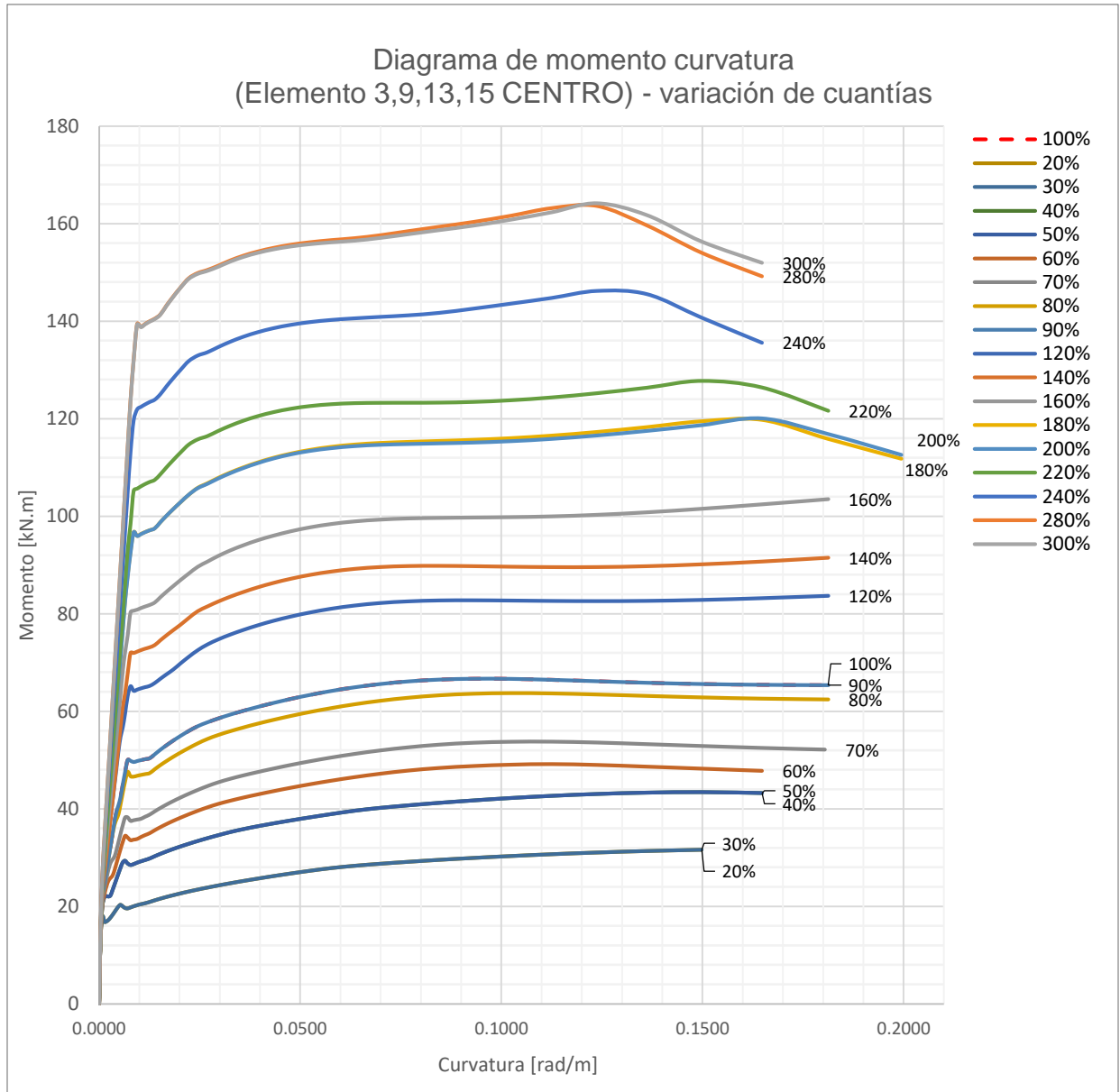


Figura 5-21: Diagrama momento curvatura para cuantías variables (Elementos 6 12 14 16 Extremo)

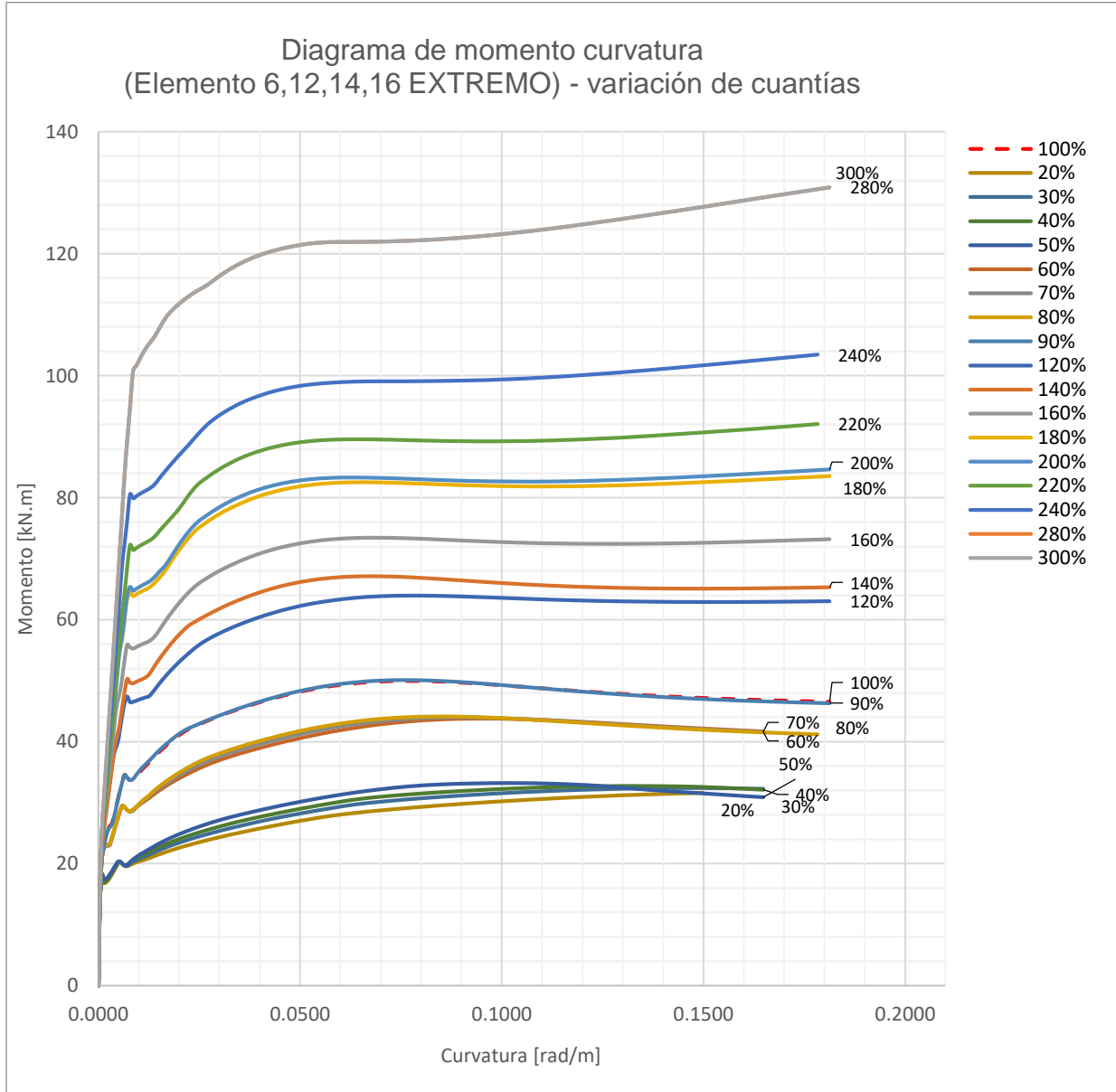
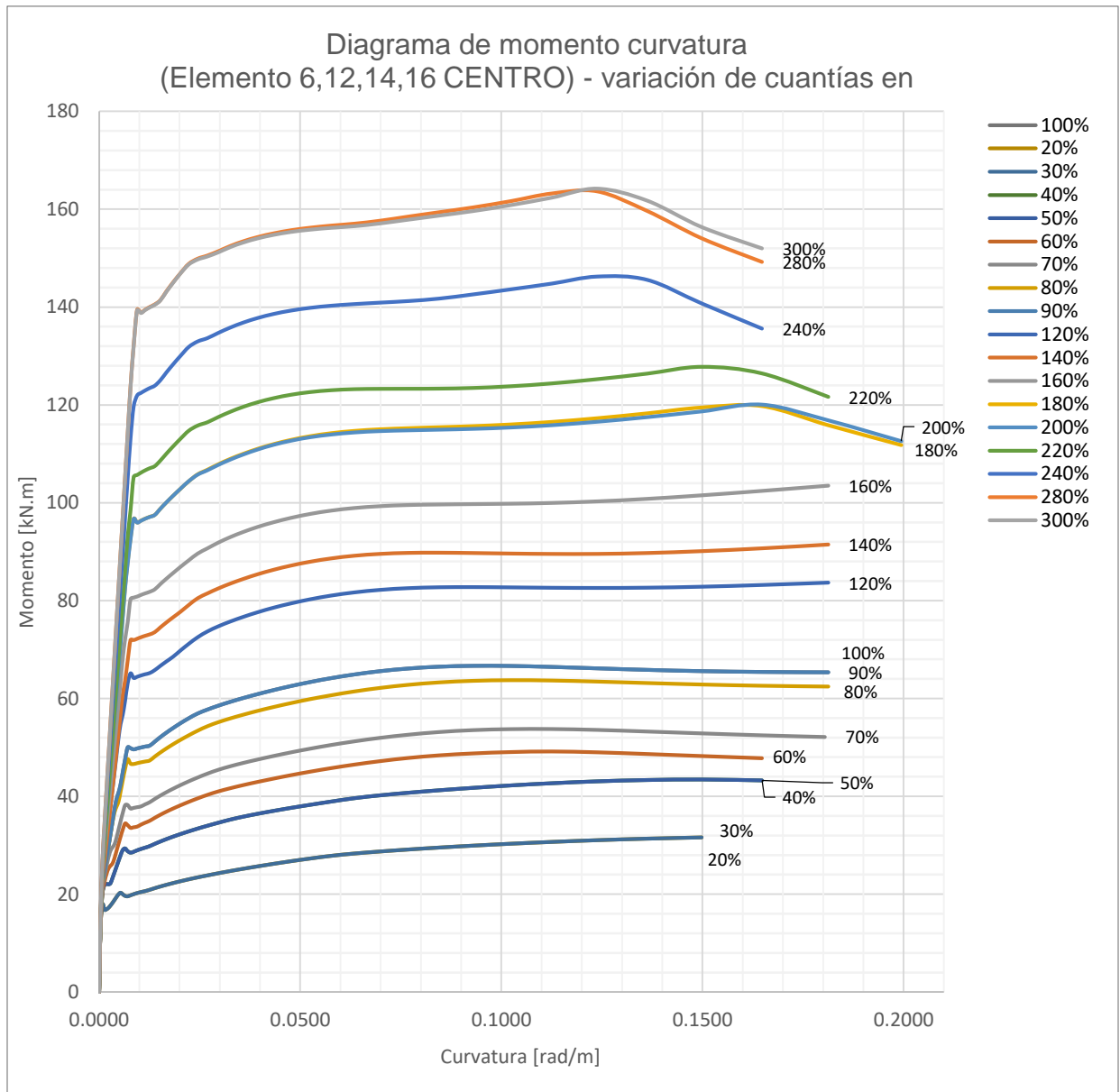


Figura 5-22: Diagrama momento curvatura para cuantías variables (Elementos 6 12 14 16 Centro)



En el Anexo B-2, se presentan los diagramas correspondientes a cada grupo de elementos del modelo MB2N para los porcentajes de cuantía evaluados, tanto en la sección central (C) como en la sección de extremo (E).

5.2.3 Ductilidad local para variación de cuantía

Para cada uno de los porcentajes de cuantía evaluados con los diagramas de momento curvatura, se determinó el valor de la ductilidad local de los elementos, tomando el valor

de curvatura en el punto de fluencia y comparándolo con la curvatura máxima obtenida, como se expresó en la Ecuación (5-1).

En la Tabla 5-4 se presentan los resultados obtenidos para la ductilidad local de los elementos y la sensibilidad presentada por la variación en el valor de cuantía en la sección de extremo y de centro; se presenta también el valor de momento de cedencia (M_y) para el cual se tomó inicialmente el valor de la curvatura de cedencia.

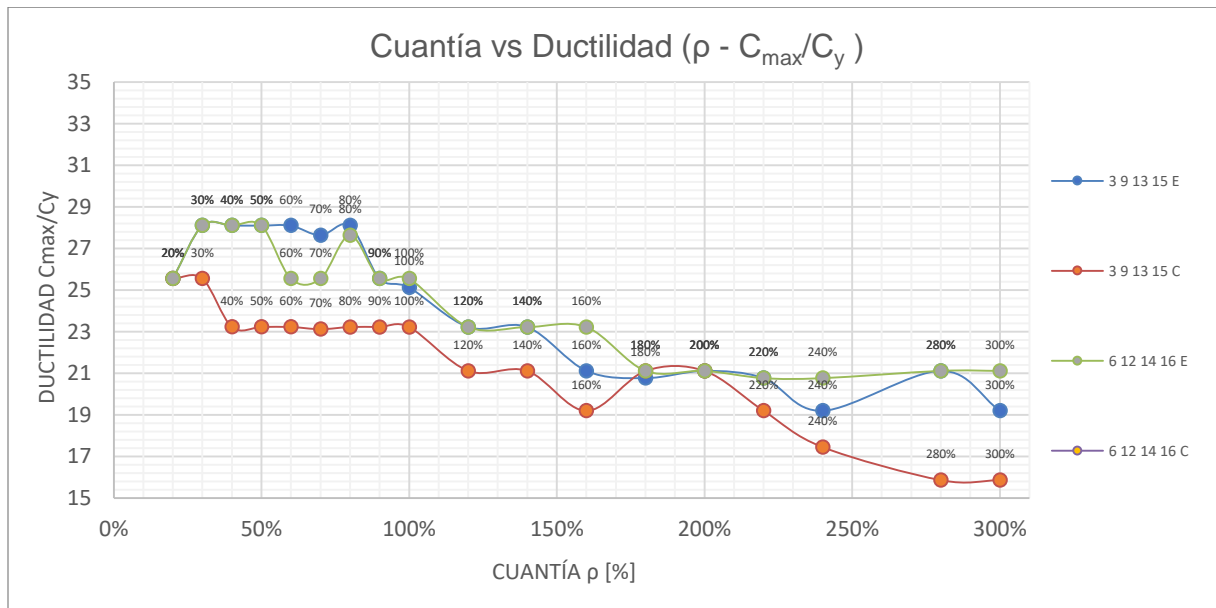
Tabla 5-4: Ductilidad local con variación de cuantías en elementos tipo viga

Ductilidad en elementos tipo viga y variación de cuantías en modelo MB2N								
% ρ	Grupo de elemento	EXTREMO			CENTRO			
		Cuantía (ρ)	Ductilidad (μ)	(M_y) [kN.m]	Cuantía (ρ)	Ductilidad (μ)	(M_y) [kN.m]	
20%	1	Viga 3 9 13 15	0.0017	25.55	20.00	0.0012	25.55	20.00
30%			0.0025	28.10	20.00	0.0018	25.55	20.00
40%			0.0034	28.10	20.03	0.0024	23.22	28.79
50%			0.0042	28.10	20.02	0.0030	23.22	28.79
60%			0.0051	28.10	29.32	0.0036	23.22	34.10
70%			0.0059	27.64	29.27	0.0042	23.12	37.53
80%			0.0068	28.10	29.30	0.0048	23.22	46.69
90%			0.0076	25.55	34.07	0.0054	23.22	49.86
100%			0.0084	25.13	34.06	0.0060	23.22	49.86
120%			0.0101	23.22	46.51	0.0072	21.11	64.18
140%			0.0118	23.22	49.57	0.0084	21.11	71.94
160%			0.0135	21.11	71.63	0.0097	19.19	80.81
180%			0.0152	20.76	64.87	0.0109	21.11	95.96
200%			0.0169	21.11	64.78	0.0121	21.11	95.94
220%			0.0186	20.76	71.43	0.0133	19.19	105.66
240%			0.0203	19.19	104.96	0.0145	17.45	121.91
280%			0.0236	21.11	100.82	0.0169	15.86	138.88
300%	0.0253	19.19	104.69	0.0181	15.86	138.78		
20%	2	Viga 6 12 14 16	0.0016	25.55	20.00	0.0012	25.55	20.00
30%			0.0024	28.10	20.00	0.0018	25.55	20.00
40%			0.0032	28.10	20.03	0.0024	23.22	28.79
50%			0.0040	28.10	20.02	0.0030	23.22	28.79
60%			0.0048	25.55	29.30	0.0036	23.22	34.10
70%			0.0056	25.55	29.29	0.0042	23.12	37.53
80%			0.0065	27.64	29.27	0.0048	23.22	46.69
90%			0.0073	25.55	34.14	0.0054	23.22	49.86
100%			0.0081	25.55	34.10	0.0060	23.22	49.86

Ductilidad en elementos tipo viga y variación de cuantías en modelo MB2N							
%ρ	Grupo de elemento	EXTREMO			CENTRO		
		Cuantía (ρ)	Ductilidad (μ)	(My) [kN.m]	Cuantía (ρ)	Ductilidad (μ)	(My) [kN.m]
120%		0.0097	23.22	46.49	0.0072	21.11	64.18
140%		0.0113	23.22	49.67	0.0084	21.11	71.94
160%		0.0129	23.22	55.48	0.0097	19.19	80.81
180%		0.0145	21.11	63.88	0.0109	21.11	95.96
200%		0.0161	21.11	64.78	0.0121	21.11	95.94
220%		0.0177	20.76	71.43	0.0133	19.19	105.66
240%		0.0194	20.76	79.90	0.0145	17.45	121.91
280%		0.0226	21.11	100.82	0.0169	15.86	138.88
300%		0.0242	21.11	100.82	0.0181	15.86	138.78

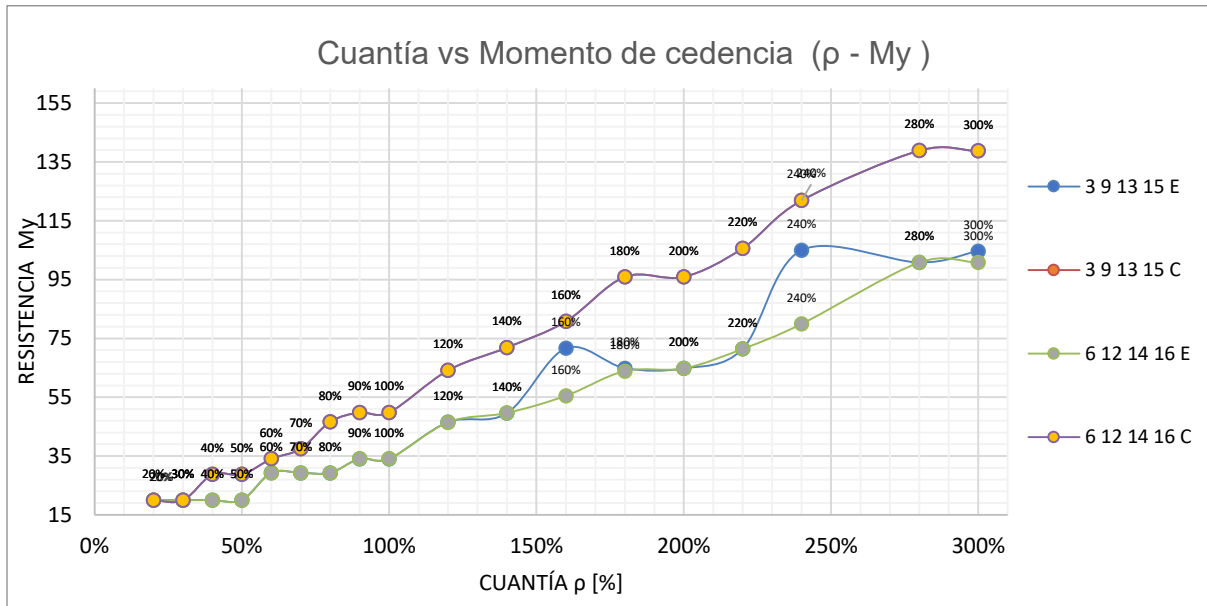
En la Figura 5-23 se muestra un gráfico comparativo del valor de ductilidad local obtenido para cada porcentaje de cuantía en ambas partes de la sección para los grupos de elementos evaluados en el modelo MB2N.

Figura 5-23: Comparativa ductilidad para variación de cuantías



En la **Figura 5-24** de igual forma se presenta una comparativa del valor del momento de cedencia (M_y) con el porcentaje de cuantía que se evaluó para los elementos del modelo MB2N en la sección de extremo y de centro del elemento.

Figura 5-24: Relación de momento de cedencia y porcentaje de cuantía



Con los resultados de ductilidad local obtenidos en el análisis para cada uno de los modelos evaluados, se realizó un análisis comparativo del comportamiento de los elementos con respecto a la ductilidad global de la estructura. Se calculó la ductilidad que presenta cada elemento al momento de formar las rótulas plásticas cuando se incursiona en el intervalo inelástico de deformaciones; para lo que se realizó el análisis no lineal de plastificación progresiva (*pushover*). Este análisis se presenta en el siguiente capítulo.

6. Capítulo 6: Método de análisis no lineal estático de plastificación progresiva (*Pushover*)

Este procedimiento, aunque no es de obligatorio cumplimiento para el análisis sísmico especificado en el reglamento NSR-10, permite determinar la respuesta no lineal de la estructura al entrar al intervalo de deformaciones inelásticas debidas al movimiento del terreno; como su nombre lo dice, el análisis *pushover* se basa en cargar sucesivamente y monotónicamente a la estructura con una combinación de cargas horizontales y verticales, y evaluar en cada paso de carga el comportamiento en cuanto a deformaciones, capacidad y formación de rótulas plásticas de cada elemento que la compone. Para el desarrollo del análisis se emplearon algunas especificaciones del Apéndice A-3 del reglamento NSR-10 “*Procedimiento no lineal estático de plastificación progresiva*”

Este análisis se realizó empleando el software de diseño MidasGen® en el módulo “*Pushover*”, principalmente para evaluar la capacidad de disipación de energía de la estructura y sus elementos estructurales al someterlos a las fuerzas sísmicas generadas por el espectro de diseño de la zona y para calcular el valor de R o coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas. De acuerdo con las especificaciones del reglamento NSR-10, el R es definido en función de la capacidad de disipación de energía de la estructura según el sistema estructural y los materiales empleados; para tal caso, en el diseño desarrollado con los parámetros del reglamento, para cada uno de los modelos se empleó un valor de $R = 5$ como se especificó en el numeral 4.3.1.

Hasta este punto, para todos los modelos estudiados, ya se ha definido la geometría estructural, el sistema de resistencia sísmica, el análisis y diseño de los elementos estructurales y el chequeo de cumplimiento de derivas. Para estudiar el comportamiento no lineal y las posibles etapas de la rigidez de los elementos antes de entrar y al entrar al intervalo de deformaciones inelásticas, se empleó el análisis momento curvatura que se

desarrolló en el Capítulo 5 de este trabajo como modelo de fuerza-deformación no lineal, con este se considera la degradación de la resistencia y de la rigidez cuando se sobrepasa la fluencia de los elementos.

A continuación, se describen los parámetros necesarios empleados en el análisis *pushover*.

6.1 Parámetros del análisis *pushover*

El análisis *pushover*, se realizó a partir de modelos tridimensionales en los que se consideraron los grados de libertad traslacionales y rotacionales en la estructura. Por otro lado, se tuvo en cuenta la inclusión de los efectos P-Delta, se emplearon las secciones sin fisurar para evaluar la degradación de la rigidez y se definieron las cargas laterales estáticas por medio de la fuerza horizontal equivalente.

Como se mencionó anteriormente, el análisis *pushover* consiste en cargar monotónicamente la estructura a través de fuerzas laterales estáticas que se incrementan en cada paso de evaluación hasta el punto en donde un nodo de control alcance el desplazamiento objetivo del análisis o la estructura presente un estado de falla o colapso.

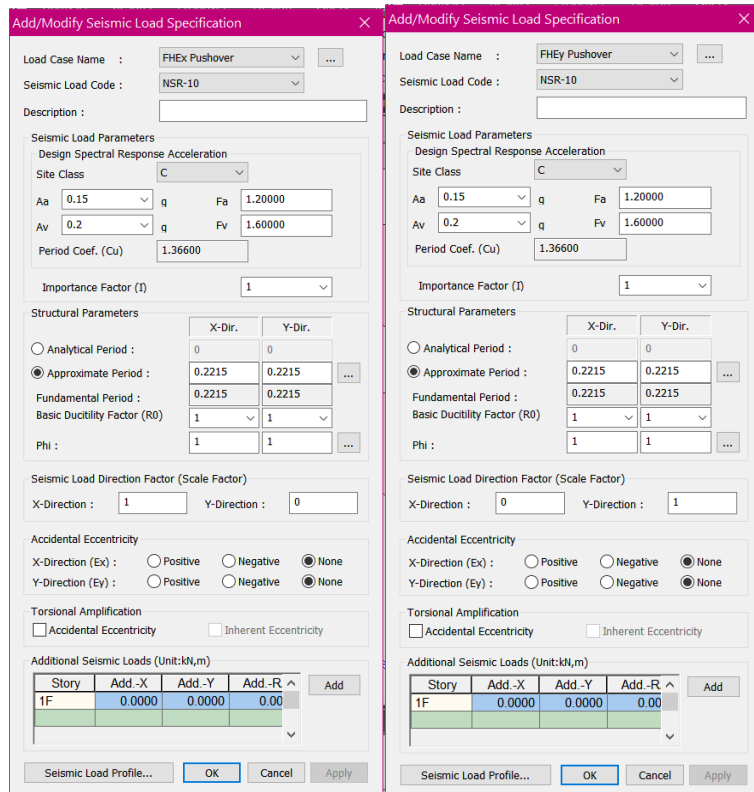
Para definir las cargas laterales aplicadas al centro de masa de cada uno de los niveles de la estructura, se emplearon las fuerzas obtenidas en el análisis de la Fuerza Horizontal Equivalente y se combinaron considerando cargas gravitacionales de peso propio, cargas permanentes y carga viva, que estaban ya definidas desde el capítulo de análisis y diseño, (Capítulo 4). El reglamento NSR-10 especifica en el capítulo A-3.2.2 que la estructura debe analizarse a partir de la carga sísmica ocurriendo simultáneamente con la carga muerta y al menos el 25% de la carga viva (Asociación colombiana de ingeniería sísmica, 2010); para este caso se realizó el análisis a partir del 100% de las cargas gravitacionales, así como las cargas sísmicas distribuidas de forma triangular invertida, siendo esto una aproximación de la distribución dada por la forma de vibración del modo fundamental en la estructura.

Los parámetros necesarios para el análisis se describen a continuación:

- Fuerza sísmica:** La fuerza sísmica se tomó del análisis de Fuerza Horizontal Equivalente desarrollado previamente con el programa de diseño de MidasGen en el Capítulo 4.3.4. Se definieron dos casos de carga sísmica para cada dirección ortogonal de análisis, FHE_x y FHE_y; en estas se consideraron los requerimientos del reglamento NSR-10 para el análisis de FHE, para lo cual se definió: el tipo de suelo, la aceleración pico efectiva A_a y A_v , los factores de amplificación de las aceleraciones F_a y F_v , el factor de importancia I y el periodo aproximado calculado según lo definido en el Título A.4 del reglamento.

La fuerza sísmica calculada para el análisis *pushover* no incluye el coeficiente R , pues se realizó un análisis no lineal con el cual se modeliza directamente el comportamiento inelástico de la estructura. En la Figura 6-1 se presentan los parámetros definidos para la fuerza sísmica empleada en el análisis *pushover* para las direcciones principales de análisis.

Figura 6-1: Parámetros para Fuerza Horizontal Equivalente típico en el modelo MB2N para las direcciones principales de análisis.



En la Tabla 6-1 se presentan las fuerzas sísmicas por nivel de acuerdo con los resultados obtenidos en el análisis de fuerza horizontal equivalente. Estas se aplicarán en cada portico para ser empleadas en el análisis pushover en cada uno de los modelos.

Tabla 6-1: Fuerza sísmica aplicada al método *pushover*

Fuerza Horizontal Equivalente resultante por nivel en MidasGen [kN]								
Nivel	Modelos							
	MB2N	MC4N	MD6N	ME8N	MF12N	MG14N	MH16N	MI20N
20								277.48
19								278.86
18								255.34
17								232.62
16							315.27	210.73
15							313.28	189.69
14						341.31	283.07	169.51
13						336.45	253.85	150.23
12					375.10	301.06	225.67	131.85
11					365.83	266.80	198.58	114.42
10					323.03	233.73	172.62	97.95
9					281.52	201.92	147.85	82.50
8				401.11	241.39	171.46	124.34	68.09
7				373.94	202.78	142.44	102.18	54.77
6			340.95	313.88	165.81	114.99	81.46	42.60
5			303.27	255.18	130.69	89.28	62.31	31.65
4		291.19	240.04	198.05	97.66	65.49	44.89	22.00
3		232.95	177.58	142.84	67.09	43.92	29.41	13.76
2	222.02	115.30	116.12	90.13	39.51	25.01	16.20	7.11
1	117.40	77.65	56.17	41.02	15.98	9.55	5.85	2.30
Suma	339.42	717.09	1234.13	1816.15	2306.38	2343.41	2376.84	2433.45

En el Anexo C-1 se presenta para cada modelo, la distribución del patrón de carga sísmica en cada nivel de la estructura. Las cargas mencionadas, en cada dirección ortogonal presentaron el mismo patrón de carga debido a la simetría de la estructura.

- **Carga gravitacional:** Dentro de los parámetros de control global que se establecen para el módulo de *pushover* en el programa MidasGen, se especificaron los casos de carga que participan para una etapa inicial en el análisis no lineal. Como se menciona, para el análisis se empleó el 100% de la carga muerta y la carga viva en cada uno de los niveles de la estructura, por lo que se definió en cada una de las cargas un factor de escala de 1 según lo requerido en el control global del programa; con esto se le indicó al programa que, antes de iniciar la aplicación de las cargas laterales, la estructura ya ha sufrido deformaciones debidas a las cargas verticales. En la Figura 6-2 en la sección de *Initial Load*, se presenta la asignación de los casos de carga estáticos de peso propio, cargas permanentes y carga viva mencionados.

Con lo anterior, a partir de las fuerzas sísmicas se definió la carga *pushover* aplicada a la estructura en cada paso de análisis, nombradas *PUSHX* y *PUXHY*, estas emplearon como caso de carga la *FHE_x* y la *FHE_y* respectivamente. Las cargas laterales se aplicaron al modelo de acuerdo con la definición del desplazamiento objetivo en el punto de control y el número de iteraciones para desarrollar en el análisis *pushover*. Lo relacionado con el punto de control se especifica más adelante en el numeral 6.1.3, Ver Figura 6-3.

6.1.1 Definición de parámetros no lineales

Para el análisis no lineal no se consideró la no linealidad geométrica, ya que el análisis de la estructura se desarrolla a partir de criterios de desplazamientos y deformaciones pequeños.

Dentro de estos parámetros, como se definió en al inicio de este numeral, el análisis no lineal se inició a partir de cargas gravitacionales estáticas iniciales que generan en la estructura unas primeras deformaciones por carga gravitacional propias del servicio de la misma, a partir de este punto, se inició el estudio del comportamiento ante fuerzas laterales. Las cargas gravitacionales iniciales definidas se presentan en la Figura 6-2

Para los parámetros de convergencia, se adopta la tolerancia por defecto definida en el módulo de *pushover*, la cual se define para la relación entre desplazamientos en la estructura, considerando un tolerancia de 0.1%

- 11 Estudio comparativo de pórticos resistentes a momentos empleando
 2 el método de análisis estático no lineal de plastificación progresiva
 para el cálculo simplificado del coeficiente R

Para el análisis *pushover* fue necesario incluir las características de los efectos P-Delta, debido a la respuesta estructural de los elementos tipo columna al estar sometidos a cargas laterales en combinación con cargas verticales; la influencia de esta carga genera en el elemento momentos y cortantes por la flexocompresión actuante.

Figura 6-2: Parámetros de control global en MidasGen para análisis pushover

Pushover Global Control

Geometric Nonlinearity Type
 None Large Displacements

Initial Load
 Perform Nonlinear Static Analysis for Initial Load
 Import Static Analysis / Construction Stage Analysis Results
 - When the boundary conditions are different between initial load and pushover load
 - When the element forces in the last construction stage are used as an initial load

Load Case: FHEy Pushover Scale Factor: 1

Static Load Case	Scale
Peso propio	1
Cargas permanentes	1
Caraga viva	1

Consider 'Ignore Elements for NL. Analysis Initial Load'

Nonlinear Analysis Option
 Permit Convergence Failure
 Max. Number of Substeps: 10
 Maximum Iteration: 10

Convergence Criteria
 Displacement Norm: 0.001
 Force Norm: 0.001
 Energy Norm: 0.001

Analysis Stop
 Shear Component Yield
 Beam/Column Wall
 Axial Component Collapse/Buckling
 Beam/Column Wall Truss
 Support Uplifting/Collapse : Dz-Direction
 Uplifting Collapse

Pushover Hinge Data Option
 Fiber Model Option
 Assign Hinge Properties to Member only for Moment-Rotation Beam/Column

Default Stiffness Reduction Ratio of Skeleton Curve
 Trilinear / Slip Trilinear Type
 Symmetric

	(+)	(-)
Alpha1	0.1	0.1
Alpha2	0.05	0.05

Bilinear / Slip Bilinear Type
 Symmetric

	(+)	(-)
Alpha1	0.05	0.05

Point Spring Support & Elastic Link : Nonlinear Type
 Data for Auto-Calculation of Strength
 Reference Location only for Distributed Hinges: I-end
 Calc. Yield Surface of Beam considering Buckling

Remove Pushover Global Control Misc... Wall Node Connectivity... OK Cancel

6.1.2 Punto de control

El reglamento NSR-10 especifica en el Capítulo A-3.2.2 que las iteraciones en el análisis *pushover*, deben realizarse en pasos lo suficientemente pequeños para garantizar la detección del comportamiento no lineal de cada uno de los elementos individuales de la estructura; también define que en cada paso de carga se debe calcular el valor V_j , correspondiente a la cortante basal total para cada incremento de carga j , así como el desplazamiento δ_j generado en un punto de control para el mismo incremento de carga, y a partir de esto construir la curva de capacidad hasta un punto límite.

En el análisis se definió dos casos de carga, PUSHX y PUSHY, como ya se mencionó, caracterizados por los valores de FHE_x y FHE_y respectivamente; para estos casos de carga se estableció un total de 20 pasos o iteraciones en los cuales se aplicó monótonicamente la carga a la estructura.

En cada uno de los modelos se estableció un nodo maestro en el último nivel o “nivel de azotea”; en este nodo se verificó por medio del análisis, el desplazamiento para cada incremento de carga en ambos casos de carga. El proceso iterativo del análisis *pushover* se detuvo para el paso en que se alcanzó un desplazamiento máximo que provocó la reducción súbita de la resistencia de la estructura.

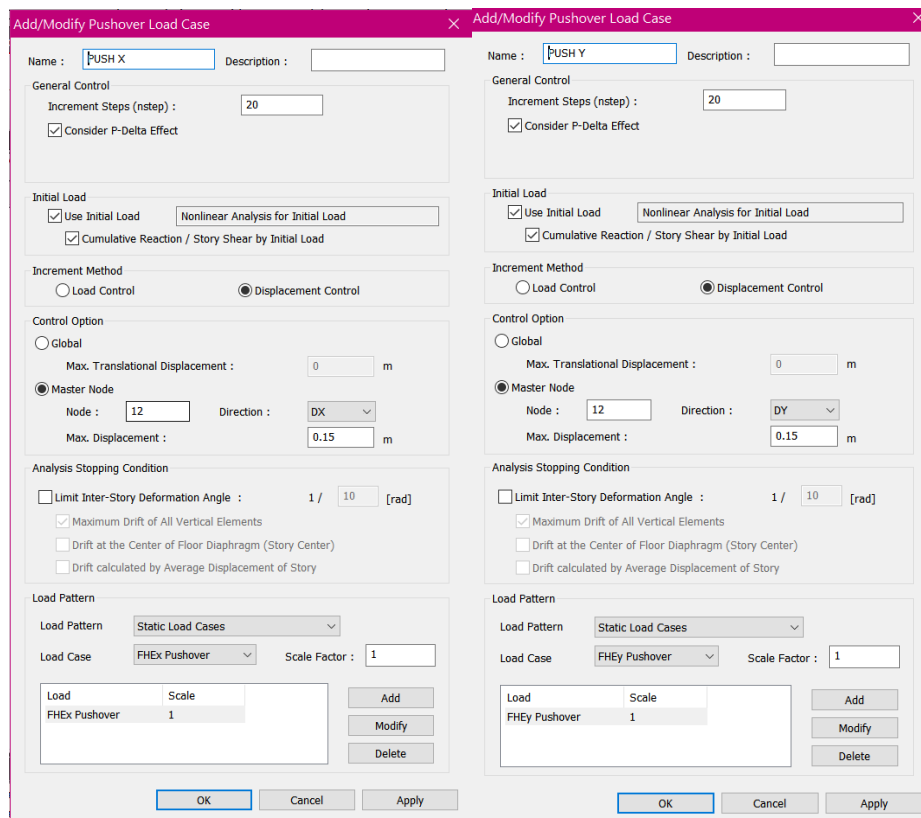
En la Figura 6-3, se observa las características establecidas para los casos de carga del análisis *pushover* en cada dirección de análisis; en este paso se especifica considerar los efectos P-Delta, iniciar el análisis a partir de las cargas gravitacionales previas y acumular las respuestas estructurales dentro de la cortante evaluada en cada paso. En la Tabla 6-2 se presenta un resumen de las características definidas para el punto del control y el número de iteraciones en cada uno de los modelos estudiados, además de el tamaño de paso entre las iteraciones.

Tabla 6-2: Parámetros del punto de control para el análisis *pushover*.

Parámetros del punto de control				
Modelo	Número de pasos	Nodo maestro	Max desplazamiento [m]	Tamaño de paso
MB2N	20	12	0.15	0.008
MC4N	20	18	0.25	0.013
MD6N	20	28	0.20	0.010
ME8N	20	34	0.50	0.025

Parámetros del punto de control				
MF12N	20	52	0.60	0.030
MG14N	20	60	0.70	0.035
MH16N	20	68	0.60	0.030
MI20N	20	84	0.80	0.040

Figura 6-3: Parámetros de caso de carga *pushover* típico del modelo MB2N



6.1.3 Definición de rótulas plásticas

Para los elementos tipo viga y tipo columna que conforman los pórticos de cada modelo, se definieron las propiedades de las rótulas plásticas de acuerdo con las especificaciones establecidas por el del *Federal Emergency Management Agency* (FEMA 356, 2000). Ver Figura 6-5.

Para los elementos viga, en el programa se estableció un elemento tipo *viga/columna*, evaluado a partir de curvas de momento-rotación y sin considerar las acciones de la carga axial, ya que es un elemento sometido solamente a flexión. La ubicación de las rótulas

plásticas se definen para ambos extremos ($I - J$) del elemento en la componente M_y ; en la Figura 6-4 se detalla la información establecida para la rótulas plásticas en los elementos vigas.

Figura 6-4: Propiedades de rótulas plásticas en elementos vigas

The dialog box 'Add/Modify Pushover Hinge Properties' is shown with the following settings:

- Name:** Viga PUSHOVER
- Description:** (empty)
- Element Type:** Beam/Column, Wall, Truss, General Link, Point Spring Support
- Material Type:** RC / SRC (encased), Steel / SRC (filled), Masonry
- Wall Type:** Membrane, Plate
- Definition:** Moment - Rotation (M-Theta), Moment - Curvature (M-Phi Lumped), Moment - Curvature (M-Phi Distributed). Includes checkboxes for 'Consider Hinge Length' and 'Integration Point'.
- Hinge Type:** Skeleton Model, Fiber Model
- Axial-Moment Interaction Type:** None, P-M Interaction, P-M-M in Status Determination
- Axial-Shear Interaction Type of RC:** None, P-Q Interaction
- Fiber Section:** Auto Generation, User Defined. Includes dropdowns for 'Section' and 'Fiber Name', and a button for 'Out-of-plane Nonlinearity of Fiber Wall'.
- Component Properties:**

Component	Hinge Location	Skeleton Curve	Properties...
<input type="checkbox"/> Fx	I&J-end	Trilinear Type	Properties...
<input type="checkbox"/> Fy	I&J-end	Trilinear Type	Properties...
<input type="checkbox"/> Fz	I&J-end	Trilinear Type	Properties...
<input type="checkbox"/> Mx	I&J-end	Trilinear Type	Properties...
<input checked="" type="checkbox"/> My	I&J-end	FEMA	Properties...
<input type="checkbox"/> Mz	I&J-end	Trilinear Type	Properties...

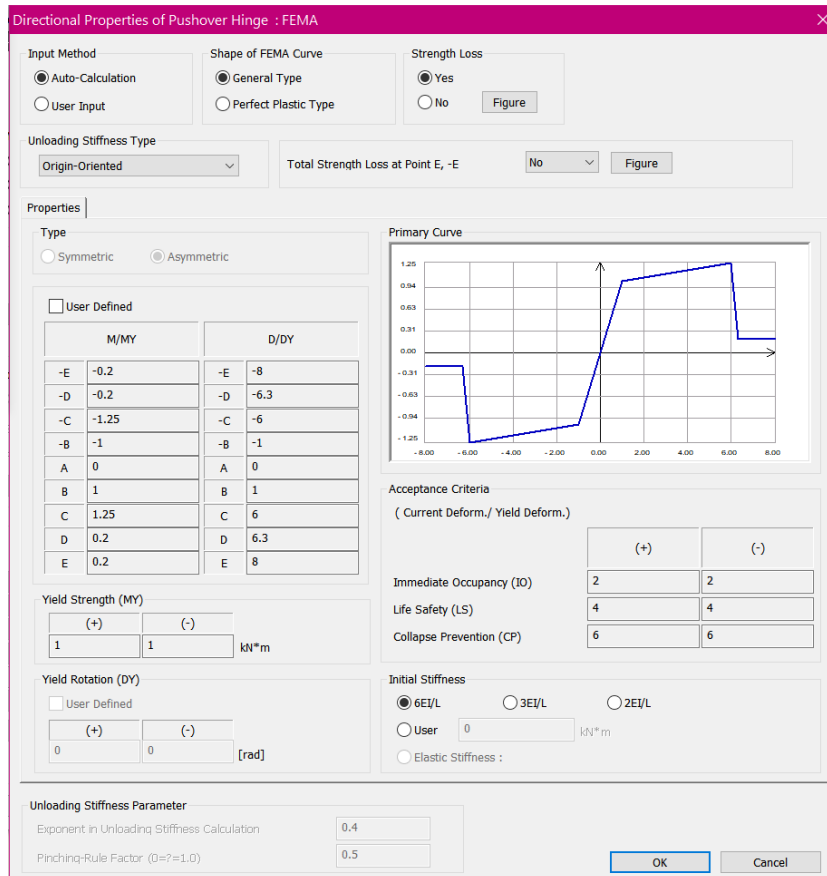
Buttons at the bottom: OK, Cancel, Apply.

Dentro del modelo se definió que los esfuerzos de fluencia se calcularan automáticamente por el programa MidasGen® empleando la información de la sección y del material dispuesto. Las secciones se evaluaron inelásticamente a partir de análisis de momento-rotación, con rotaciones y traslaciones en cada extremo y centro de la sección, implicando que las demás zonas del elemento se comportasen elásticamente. Para el material, se definió RC como concreto reforzado; este establece que la primera fluencia de la sección se da cuando esta alcanza deformaciones a flexión que superan el esfuerzo de agrietamiento del concreto; y que la segunda fluencia se alcanza cuando en el bloque a

tracción de la sección se alcanza el esfuerzo último o el acero de refuerzo fluye. (Midas Gen On-line Manual, 2018)

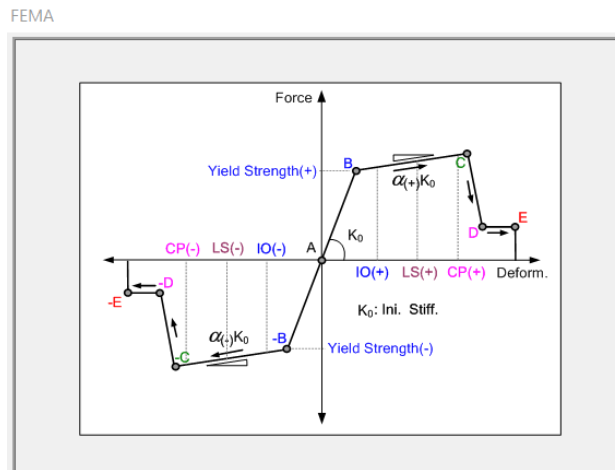
El comportamiento histéretico, se caracterizó a través de *skeleton curves*, las cuales dentro del programa MidasGen® emplea modelos histéreticos empíricos; en estos, cada componente direccional es independiente una de la otra, siendo un modelo de histéresis uniaxial, en donde se presentan 3 rótulas rotacionales y 3 rótulas traslacionales. (Midas Gen On-line Manual, 2018). De la Figura 6-5 se observa que en el programa se definió emplear el cálculo automático de las propiedades de fluencia; en esta figura se presenta la curva histéretica dada por el FEMA 356, la cual permite evaluar el estado de resistencia última de los elementos y analizar a partir de esta, en qué momento la estructura comienza a fallar o a ser inestable, evaluando cinco puntos de estado de desempeño según la relación con el momento y el desplazamiento en la fluencia. Ver Capitulo 2.1.7.

Figura 6-5: Propiedades para las rótulas plásticas según FEMA 356



En la Figura 6-6, se presentan los estados de desempeño evaluados por el FEMA 356 para la curva histerética empleada en el análisis, estos son: ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS), probabilidad de colapso (CP) y estado último; con estos se evaluó los niveles límites de daño en los elementos estructurales. Los estados de desempeño dados por el FEMA 356 se explicaron en el Capítulo 2.1.7.

Figura 6-6: Estados de desempeño según FEMA 356



En cuanto a los elementos tipo columna, la definición de las propiedades para las rótulas plásticas fue exactamente la misma empleada para las vigas. A diferencia de que las columnas al ser elementos sometido a flexo compresión, la propiedad de tipo de interacción se definió para la interacción de fuerzas axiales con momentos biaxiales, considerando tres dimensiones en la posible formación de rótulas plásticas. En la Figura 6-7 se presenta lo mencionado.

Figura 6-7: Propiedades de rótulas plásticas en elementos columnas

Add/Modify Pushover Hinge Properties

Name : Description :

Element Type

Beam/Column Wall
 Truss General Link
 Point Spring Support

Material Type

RC / SRC (encased)
 Steel / SRC (filled)
 Masonry

Wall Type

Membrane
 Plate

Definition

Moment - Rotation (M-Theta)
 Moment - Curvature (M-Phi Lumped)
 Consider Hinge Length
 Moment - Curvature (M-Phi Distributed)

Hinge Type

Skeleton Model
 Fiber Model

Axial-Moment Interaction Type

None P-M Interaction
 P-M-M in Status Determination

Axial-Shear Interaction Type of RC

None P-Q Interaction

Fiber Section

Auto Generation User Defined

Section :

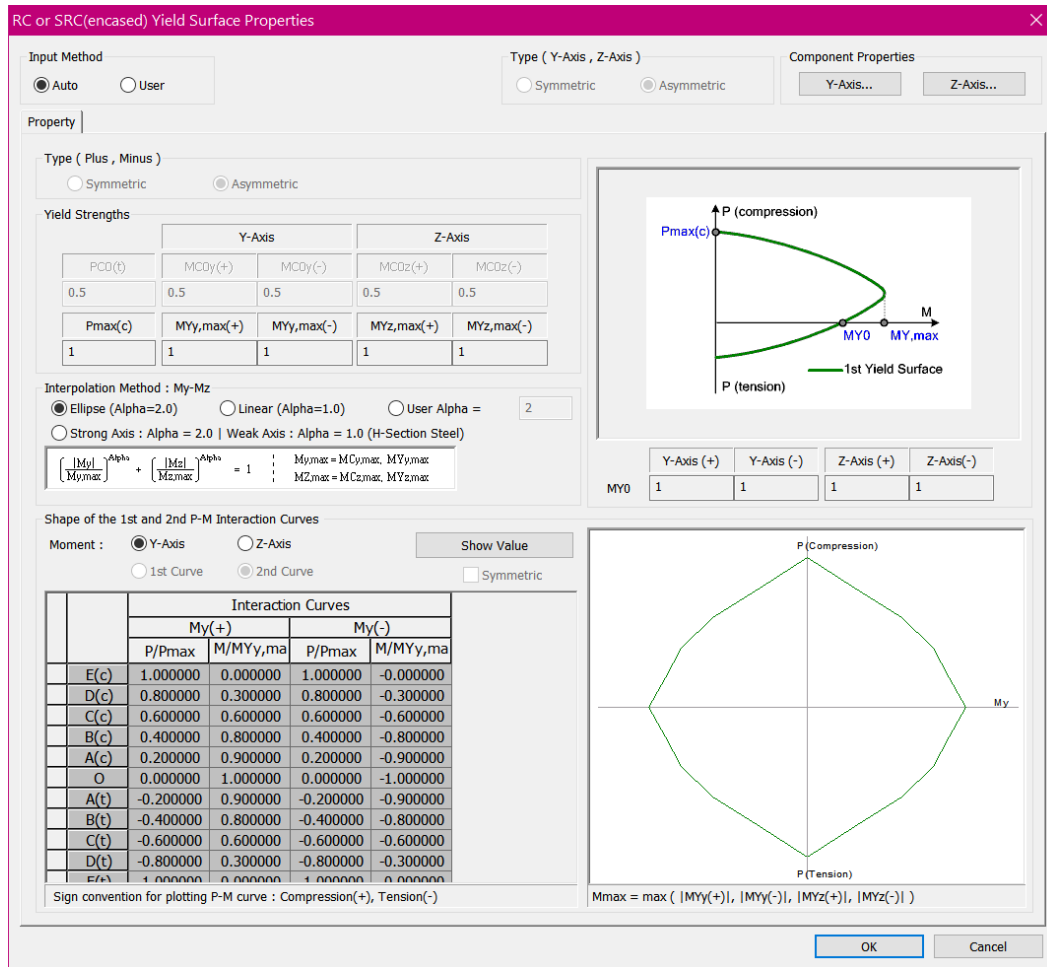
Fiber Name :

Component Properties

Component	Hinge Location	Skeleton Curve	
<input type="checkbox"/> Fx	I&J-end	Trilinear Type	<input type="button" value="Properties..."/>
<input type="checkbox"/> Fy	I&J-end	Trilinear Type	<input type="button" value="Properties..."/>
<input type="checkbox"/> Fz	I&J-end	Trilinear Type	<input type="button" value="Properties..."/>
<input type="checkbox"/> Mx	I&J-end	Trilinear Type	<input type="button" value="Properties..."/>
<input checked="" type="checkbox"/> My	I&J-end	FEMA	<input type="button" value="Properties..."/>
<input checked="" type="checkbox"/> Mz	I&J-end	FEMA	<input type="button" value="Properties..."/>

Al considerar las tres dimensiones en la fluencia, debido a la interacción con la fuerza axial en la componente Z y los momentos biaxiales en las componentes X y Y , se evaluó la capacidad de la sección a partir del diagrama de interacción tridimensional, presentado en la Figura 6-8.

Figura 6-8: Propiedades para la fluencia en la sección



Finalmente, a cada tipo de elemento en el modelo, se le asigno las propiedades respectivas de las rótulas plásticas definidas, para posteriormente continuar con el análisis no lineal.

6.1.4 Definición del detallado de acero en la sección

Como se mencionó al inicio de este capítulo, para realizar el procedimiento del análisis *pushover*, es necesario tener conocimiento del detallado de refuerzo en la sección, de esta forma, para cada uno de los modelos evaluados, se definió el detallado de refuerzo en los elementos viga y columna, de acuerdo con los resultados obtenidos para el diseño en el programa MidasGen.

En cuanto al diseño, para los elementos tipo viga se estableció grupos de elementos que obtuvieron el mismo tipo de diseño como resultado en el programa MidasGen; en cuanto a las columnas se definió el mismo diseño para la totalidad las columnas de la estructura.

En la Tabla 6-3 se presenta el resumen del detallado del tamaño y cantidad de barras de refuerzo obtenido en el diseño de los elementos y aplicado en las secciones para el desarrollo del análisis *pushover*.

Tabla 6-3: Detallado de acero en secciones vigas y columnas por modelo

MODELO	VIGAS									COLUMNAS				
	GRUPO DE ELEMENTOS DE VIGAS	REFUERZO EXTREMOS				REFUERZO CENTRO				REFUERZO TOTAL				
		Refuerzo Longitudinal al superior		Refuerzo Longitudinal inferior		Refuerzo Longitudinal superior		Refuerzo Longitudinal inferior		Refuerzo Longitudinal a compresión				
		N° Barra	cantidad barras	N° Barra	cantidad barras	N° Barra	Cantidad barras	N° Barra	cantidad barras	N° Barra	cantidad barras (equina)	Cantidad barras (centrales)	Total cantidad Barras	Distribución (# Caras)
MB2N	3 9 13 y 15	N°4	5	N°4	2	N°4	2	N°4	3	N°6	6	0	6	2
	6 12 14 16	N°5	3	N°4	2	N°4	2	N°4	3					
MC4N	3 9 13 15 6 12 14 16 31 32 33 34	N°7	2	N°4	3	N°4	2	N°4	3	N°8	4	0	4	2
	35 36 37 38	N°5	3	N°4	2	N°4	2	N°4	3					
MD6N	3 9 13 15	N°5	5	N°4	4	N°4	3	N°4	4	N°4	4	16	20	4
	6 12 14 16	N°6	4	N°4	4	N°4	3	N°4	4					
	31 32 33 34	N°4	8	N°4	4	N°4	3	N°4	4					
	35 36 37 38	N°4	7	N°4	4	N°4	3	N°4	4					
	49 50 51 52 53 54 55 56	N°4	6	N°4	3	N°4	3	N°4	3					
ME8N	3 9 13 15	N°6	4	N°5	3	N°4	4	N°5	3	N°8	4	2	6	2
	6 12 14 16 31 32 33 34	N°5	7	N°6	3	N°5	3	N°4	6					
	35 36 37 38	N°4	10	N°4	6	N°4	4	N°4	5					
	49 50 51 52	N°6	4	N°5	3	N°4	4	N°5	3					
	53 54 55 56	N°5	5	N°4	4	N°4	3	N°4	4					
	67 68 69 70	N°6	3	N°4	3	N°4	3	N°4	3					
	71 72 73 74	N°5	4	N°4	3	N°4	3	N°4	3					
MF12N	3 9 13 15	N°4	8	N°5	5	N°5	3	N°5	3	N°4	4	24	28	4
	6 12 14 16 35 36 37 38	N°4	10	N°4	8	N°4	6	N°4	6					
	31 32 33 34	N°5	7	N°4	8	N°4	6	N°4	6					
	49 50 51 52	N°5	6	N°4	8	N°4	5	N°4	6					
	53 54 55 56	N°6	4	N°4	8	N°5	3	N°4	6					
	67 68 69 70	N°4	8	N°5	5	N°5	3	N°5	3					
	71 72 73 74	N°4	8	N°6	3	N°4	4	N°5	3					

	93 94 95 96	N°4	8	N°4	6	N°4	3	N°4	4					
	97 98 99 100	N°4	7	N°4	4	N°4	3	N°4	3					
	101 102 103 104	N°4	6	N°4	3	N°4	3	N°4	3					
	105 106 107 108	N°4	4	N°4	3	N°4	3	N°4	3					

MG14 N	3 9 13 15	N°4	8	N°5	5	N°5	3	N°5	3	N°7	4	6	10	4
	6 12 14 16 49 50 51 52	N°4	10	N°4	8	N°4	6	N°4	6					
	31 32 33 34	N°5	7	N°6	4	N°4	6	N°5	4					
	35 36 37 38	N°5	7	N°4	8	N°4	6	N°5	4					
	53 54 55 56	N°5	6	N°4	8	N°4	5	N°4	6					
	67 68 69 70	N°6	4	N°4	8	N°5	3	N°4	6					
	71 72 73 74	N°6	4	N°4	8	N°5	3	N°4	5					
	93 94 95 96	N°4	8	N°5	5	N°4	4	N°5	3					
	97 98 99 100	N°4	8	N°5	4	N°4	4	N°4	4					
	101 102 103 104	N°4	8	N°4	6	N°4	3	N°4	4					
	105 106 107 108	N°6	3	N°4	4	N°4	3	N°4	3					
	121 122 123 124	N°4	6	N°4	3	N°4	3	N°4	3					
	125 126 127 128	N°4	4	N°4	3	N°4	3	N°4	3					

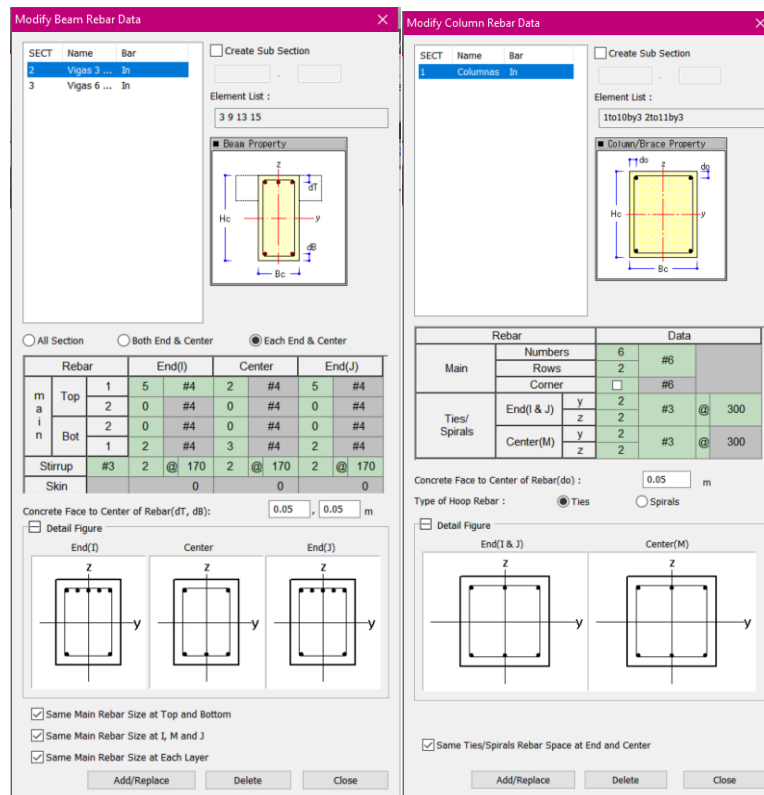
MH16 N	3 9 13 15	N°4	8	N°4	8	N°5	3	N°4	5	N°7	4	6	10	4
	6 12 14 16	N°5	7	N°4	8	N°4	6	N°5	4					
	31 32 33 34	N°5	7	N°6	4	N°4	6	N°6	3					
	35 36 37 38	N°5	7	N°6	4	N°4	6	N°5	4					
	49 50 51 52 53 54 55 56	N°4	10	N°4	8	N°4	6	N°4	6					
	67 68 69 70	N°5	6	N°4	8	N°4	5	N°4	6					
	71 72 73 74	N°6	4	N°4	8	N°5	3	N°4	6					
	93 94 95 96	N°6	4	N°4	8	N°5	3	N°4	5					
	97 98 99 100	N°4	8	N°5	5	N°5	3	N°5	3					
	101 102 103 104	N°4	8	N°4	7	N°4	4	N°5	3					
	105 106 107 108	N°4	8	N°4	6	N°4	4	N°4	4					
	121 121 123 124	N°5	5	N°4	5	N°4	3	N°4	4					
	125 126 127 128	N°6	3	N°4	4	N°4	3	N°4	3					
	139 140 141 142	N°4	5	N°4	3	N°4	3	N°4	3					
143 144 145 146	N°4	4	N°4	3	N°4	3	N°4	3						

MI20 N	3 9 13 15	N°6	4	N°4	8	N°5	3	N°4	5	N°5	4	16	20	4
	6 12 14 16	N°5	7	N°6	4	N°4	6	N°6	3					
	31 32 33 34	N°8	3	N°6	4	N°5	4	N°6	3					
	35 36 37 38	N°6	5	N°6	4	N°5	4	N°6	3					
	49 50 51 52	N°5	7	N°6	4	N°4	6	N°6	3					
	53 54 55 56	N°5	7	N°4	8	N°4	6	N°5	4					
	67 68 69 70 71 72 73 74	N°4	10	N°4	8	N°4	6	N°4	6					
93 94 95 96	N°6	6	N°4	8	N°4	5	N°4	6						

97 98 99 100	N°6	4	N°4	8	N°5	3	N°4	6
101 102 103 104	N°6	4	N°4	8	N°5	3	N°4	5
105 106 107 108	N°4	8	N°4	8	N°5	3	N°4	5
121 122 123 124	N°4	8	N°5	5	N°4	4	N°5	3
125 126 127 128	N°4	8	N°4	7	N°4	4	N°5	3
139 140 141 142	N°4	8	N°5	4	N°4	4	N°4	4
143 144 145 146	N°4	8	N°4	6	N°4	3	N°4	4
165 166 167 168	N°5	5	N°5	3	N°4	3	N°4	3
169 170 171 172	N°4	6	N°4	4	N°4	3	N°4	3
173 174 175 176	N°5	3	N°4	3	N°4	3	N°4	3
177 178 179 180	N°4	4	N°4	3	N°4	3	N°4	3

Para definir el detallado del refuerzo en el programa MidasGen, en el módulo de diseño se definió el tamaño y la cantidad de barras longitudinales y transversales necesarias en la sección de cada modelo. El recubrimiento empleado para las vigas como para las columnas fue de 0.05 m a eje de estribo. En la Figura 6-9, se presenta el procedimiento realizado en el programa MidasGen para definir el acero de refuerzo en las secciones.

Figura 6-9: Detalle de refuerzo en MidasGen para elementos vigas y columnas



6.2 Curvas de capacidad

Finalizada la definición de los parámetros necesarios para el análisis no lineal, se corrió el análisis *pushover* para cada una de las direcciones de análisis establecidas, empleando las cargas laterales PUSHX y PUSHY. En cada paso del análisis, el programa se encargó de aplicar en el centro de masa de la estructura la carga lateral de forma acumulativa. En cada paso determinó la cortante en la base generada por las cargas laterales en combinación con las cargas gravitacionales definidas en el control global; de igual forma registró el desplazamiento en el punto de control ubicado en el último nivel de la estructura. Se llevó el registro de estas dos variables y se construyó la curva de capacidad hasta alcanzar un estado de falla o el desplazamiento objetivo.

La curva de capacidad se construyó con los valores de cortante en la base para cada estado de carga en las ordenadas; y con los valores de desplazamiento en el punto de control en las abscisas. En la Figura 6-10 y Figura 6-11 se presentan las curvas de capacidad resultantes para cada modelo evaluado en la dirección X y Y respectivamente.

Figura 6-10: Curvas de capacidad por modelo para caso de carga PUSHX

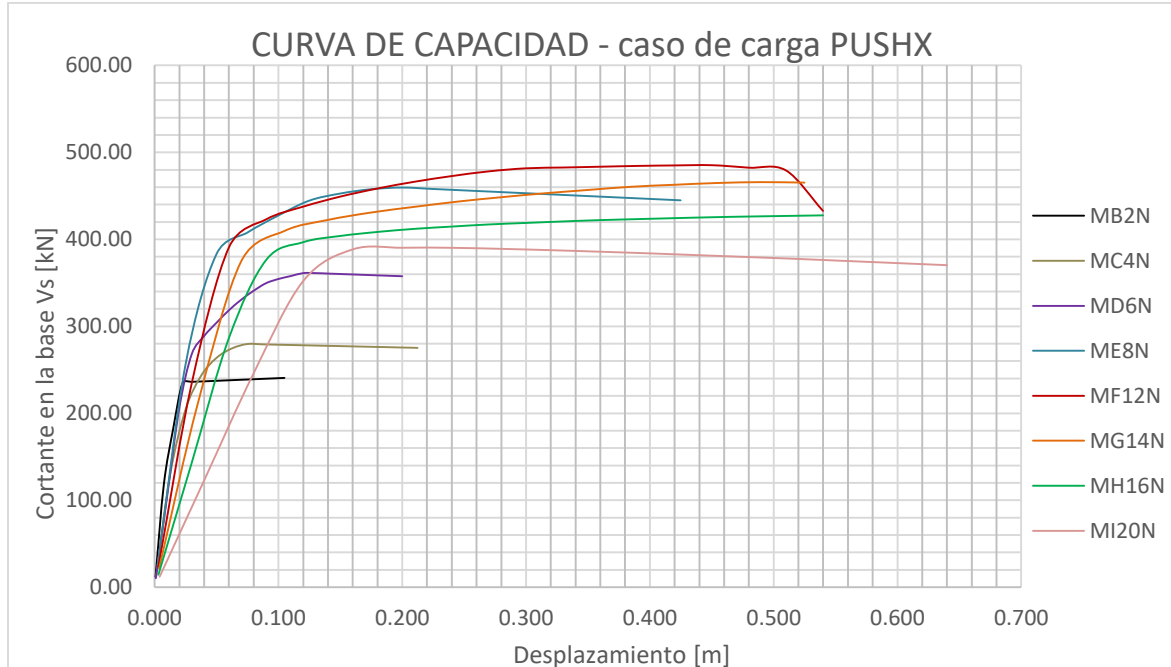
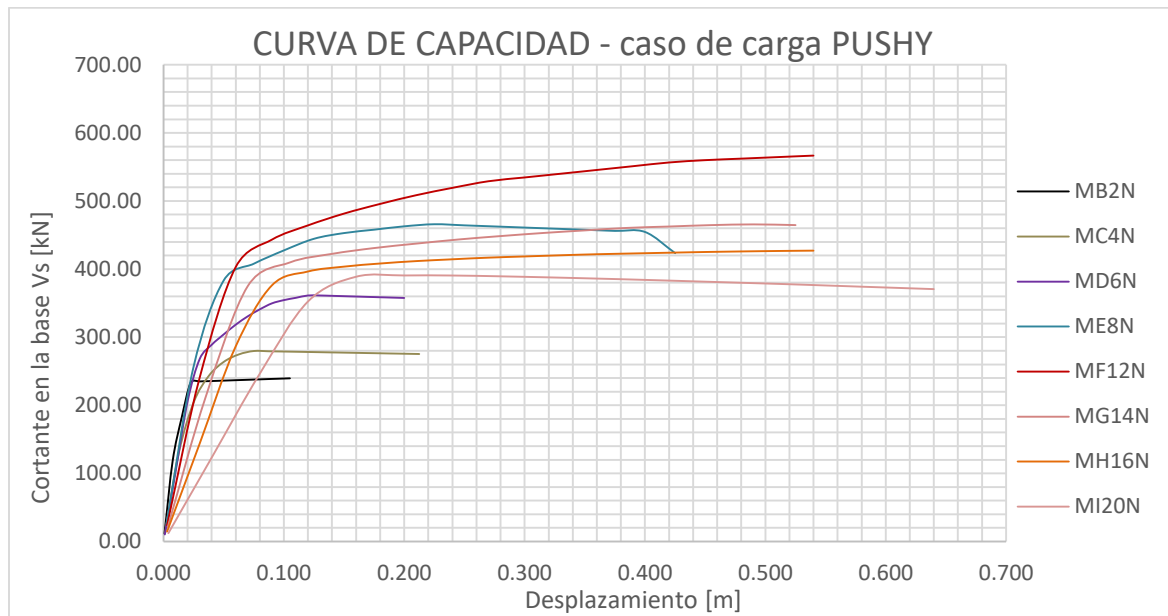


Figura 6-11: Curvas de capacidad por modelo para caso de carga PUSHY

A partir de las curvas de capacidad para cada uno de los modelos, se calcularon los valores de ductilidad global de la estructura y el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía R ; de acuerdo con las disposiciones del detallado de acero y a las características del sistema de resistencia sísmica. Este análisis se desarrolla en el numeral a continuación.

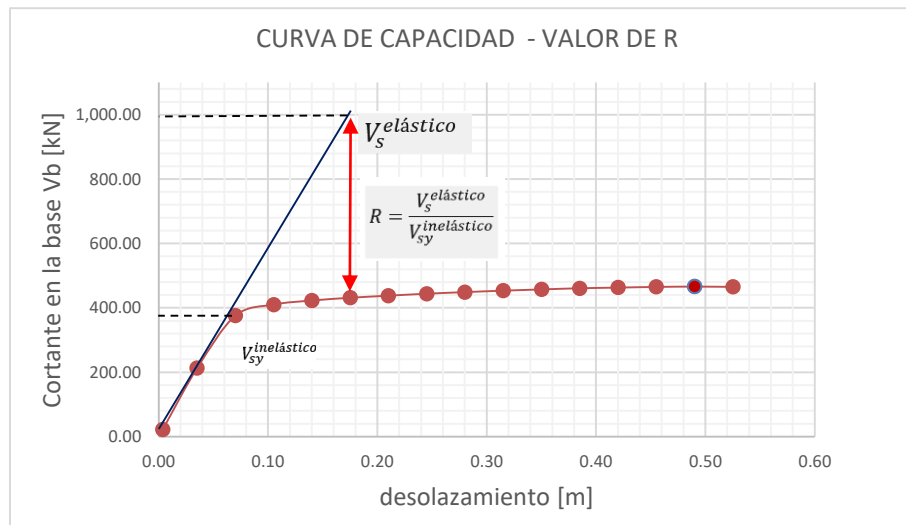
6.3 Cálculo del Coeficiente R

El valor de R indica la habilidad de la estructura para disipar energía por medio de un comportamiento inelástico (Heshmatollah, 2019). Este coeficiente se emplea para estimar la respuesta de la estructura ante un evento sísmico, reduciendo la fuerza elástica de cortante en la base calculada a partir de un análisis elástico para un espectro de diseño con amortiguamiento del 5% del crítico. Para determinar el valor del coeficiente R en cada uno de los modelos evaluados, se empleó la relación entre la cortante en la base elástica (V_s^e), que se obtuvo por medio del análisis elástico en el numeral 4.3.2 y 4.3.3. y el valor de cortante en el base inelástico (V_{sy}^i) en el punto de cedencia, alcanzado por medio del análisis inelástico *pushover*. La relación de cortantes se muestra en la Ecuación (6-1).

$$R = \frac{V_s^{elástico}}{V_{sy}^{inelástico}} \tag{6-1}$$

De esta forma se tomaron los valores de la cortante máxima en la base, obtenida como resultado del análisis modal, en cada uno de los modelos, y se calculó el valor de R a partir de los valores de cortante en la base en el punto de fluencia medidos en la curva de capacidad obtenidas del análisis no lineal. En el Anexo C-2, se presentan los valores de V_{sy}^i tomadas de los resultados de la curva de capacidad en cada modelo; En la Figura 6-12 se observa gráficamente la relación expresada por la Ecuación (6-1).

Figura 6-12: Relación de cortante elástica y cortante de fluencia inelástica (MH16N)



En la Tabla 6-4, se presentan los valores del coeficiente R para cada modelo, calculados a partir de los valores de cortante en la base presentes también en la tabla mencionada.

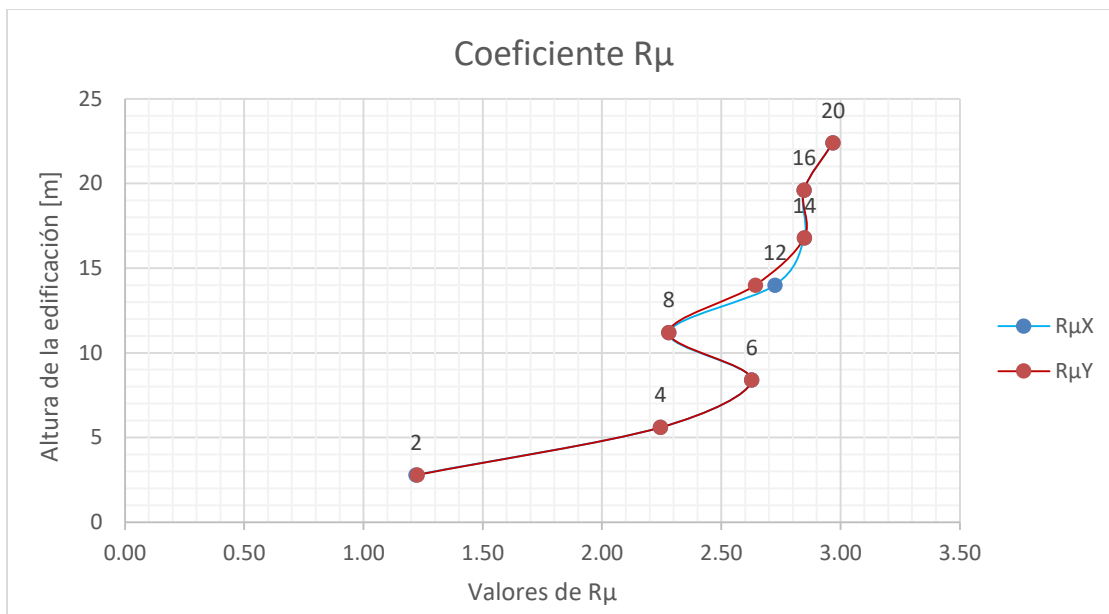
Tabla 6-4: Valores resultantes para el coeficiente R

Valores del coeficiente R						
Modelo	Cortante en la base				Coeficiente R_{μ}	
	V_s elástica		V_{sy} inelástica		$R_{\mu X}$	$R_{\mu Y}$
	DirX	DirY	PUSH X	PUSH Y		
MB2N	285.60	285.60	232.38	233.15	1.22	1.22
MC4N	545.60	545.60	243.04	243.05	2.24	2.24
MD6N	704.40	704.40	268.12	268.12	2.63	2.63
ME8N	873.20	873.20	383.00	383.00	2.28	2.28
MF12N	1065.20	1065.20	390.88	402.98	2.73	2.64

Valores del coeficiente R						
Modelo	Cortante en la base				Coeficiente R_{μ}	
	Vs elástica		V _{sy} inelástica		$R_{\mu X}$	$R_{\mu Y}$
	DirX	DirY	PUSH X	PUSH Y		
MG14N	1068.40	1068.40	375.09	375.09	2.85	2.85
MH16N	1070.80	1070.80	376.08	376.08	2.85	2.85
MI20N	1045.60	1045.60	352.22	352.22	2.97	2.97

En la Figura 6-13, se muestra la relación entre los valores de R en cada dirección ortogonal de análisis y para las diferentes alturas presentadas en cada modelo de acuerdo con el número de pisos establecido.

Figura 6-13: Relación de valor de R con la elevación en altura de la edificación.



6.4 Ductilidad global

La ductilidad global, al igual que como se realizó para el cálculo de la ductilidad local de los elementos, se calculó tomando la razón entre la deformación máxima (δ_{max}) y la deformación de cedencia (δ_y); siendo para este caso el valor de la deformación el determinado por el desplazamiento en el nodo maestro ubicado en el nivel de azotea de cada modelo. En la Ecuación (6-2) se presenta la forma de cálculo de la ductilidad global, la cual se determinó para cada dirección de análisis propuesto en el análisis no lineal

(*pushover*). El valor empleado como desplazamiento máximo se tomó justo en el punto donde la curva de capacidad presentó el estado de falla; ver

Figura 6-14. En la

Tabla 6-5, se presentan los valores de ductilidad global obtenidos del análisis.

$$\mu_{Global} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \tag{6-2}$$

Figura 6-14: Curva de capacidad resultante del análisis *pushover* (Modelo MB2N)

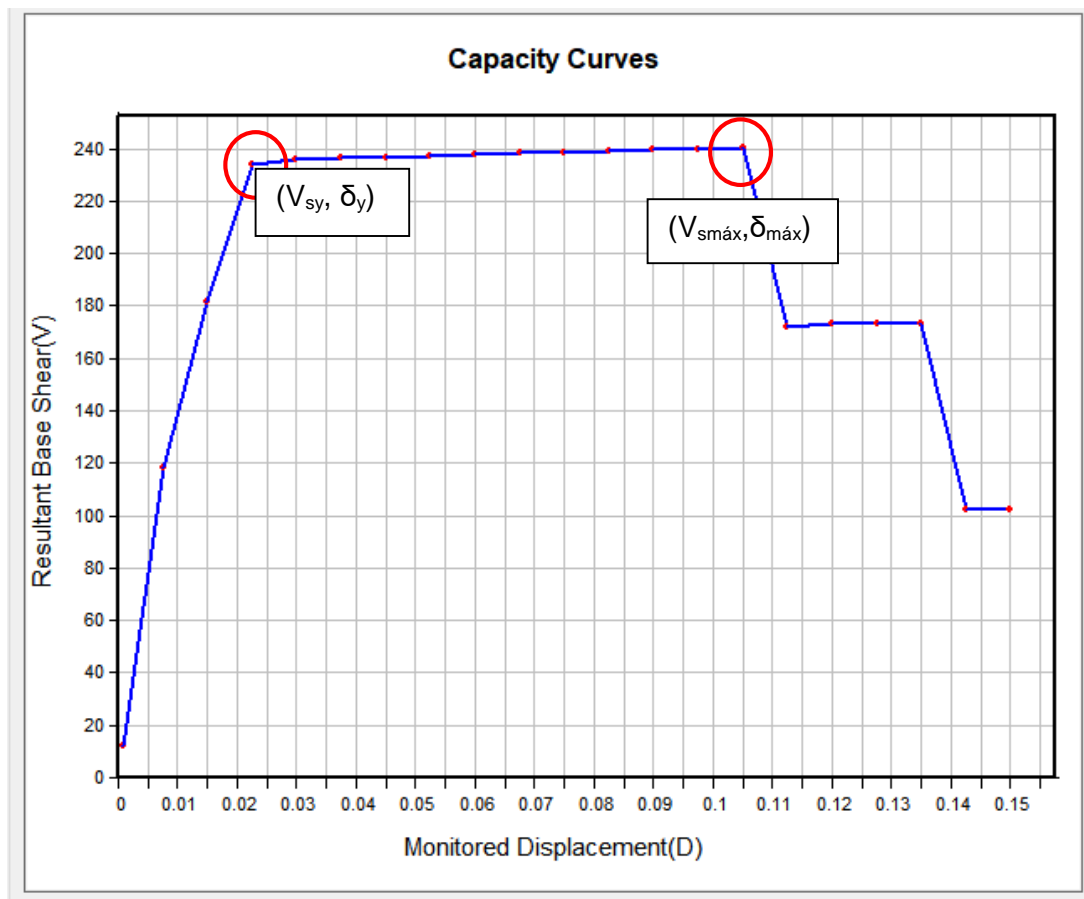
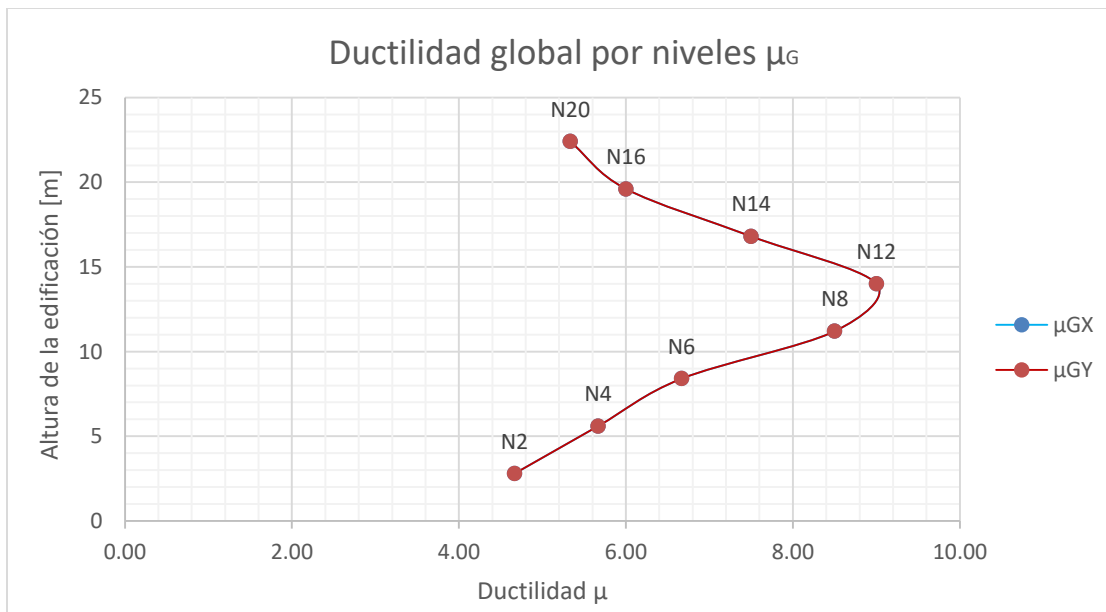


Tabla 6-5: Valores de ductilidad global por modelo

Valores de ductilidad global						
Modelo	Desplazamiento en el nodo de control				Coeficiente μ_G	
	Δ_{max} [m]		Δ_y [m]		μ_{GX}	μ_{GY}
	dirX	dirY	dirX	dirY		
MB2N	0.11	0.11	0.02	0.02	4.67	4.67
MC4N	0.21	0.21	0.04	0.04	5.67	5.67
MD6N	0.20	0.20	0.03	0.03	6.67	6.67
ME8N	0.43	0.43	0.05	0.05	8.50	8.50
MF12N	0.54	0.54	0.06	0.06	9.00	9.00
MG14N	0.53	0.53	0.07	0.07	7.50	7.50
MH16N	0.54	0.54	0.09	0.09	6.00	6.00
MI20N	0.64	0.64	0.12	0.12	5.33	5.33

A partir de los valores de ductilidad global, en la Figura 6-15, se presenta una gráfica que compara los valores de ductilidad global de acuerdo con la variación en altura dada por el número de niveles en cada modelo.

Figura 6-15: Ductilidad global según altura de la estructura



Del análisis realizado, en el Anexo C-3 se presenta una tabla de resumen de los resultados obtenidos en cuanto a los valores del coeficiente R y los valores de ductilidad global y local obtenidos mediante el análisis no lineal para cada uno de los modelos.

El procedimiento de análisis no lineal desarrollado en los numerales del Capítulo 6, se realizó igualmente para el modelo MB2N, haciendo variaciones de los porcentajes de cuantías en las secciones que conforman la estructura; Este procedimiento se describe en el numeral a continuación.

6.5 Análisis *pushover* con variación de cuantías

Se evaluó el comportamiento no lineal de la estructura en cuanto a ductilidad y a capacidad de disipación de energía cuando esta está sometida a detallados de refuerzo mayores o menores a los establecidos como óptimos en el diseño por el software. En general el procedimiento del análisis *pushover* que se realizó se desarrolló definiendo las mismas características ya expresadas en el numeral 6.1. y consiguientes; con la diferencia que para cada porcentaje de cuantías se elaboró un modelo independiente en el que se definió la cuantía de acero en la sección correspondiente a dicho porcentaje. Como se explicó en el numeral 5.2.1. para la variación de cuantías en los elementos tipo viga, se garantizó los mismos valores de borde para las variaciones de cuantía, con porcentajes del 20% al 300%, se empleó las definiciones de cantidad y número de barras en la parte superior e inferior de la sección y en la zona central y extrema de la misma como se muestra en la Tabla 5-2. Igualmente se garantizó para cada porcentaje de cuantía el uso de estribos de ganchos cerrados N°3 a una separación de 170mm.

En el análisis *pushover* por ser un análisis global de la estructura, fue necesario también definir la variación de cuantías en las secciones tipo columnas con el fin de garantizar la proporción de esfuerzo generados en la estructura para los elementos vigas conectados a los elementos columna. De esta forma, tomando como 100% de cuantía el resultado obtenido del diseño en el software MidasGen, se determinó el área de acero requerida en la sección columna para porcentajes de cuantía del 20% al 300%. Lo anterior se da a partir de la Ecuación (6-3).

$$A_{sreq} = \% \rho (A_g) \quad (6-3)$$

Para cada porcentaje de cuantía se garantizó que se colocaran barras de refuerzo longitudinales en las 4 caras de la sección. Como el diseño original en el programa arrojó cuantías muy cercanas a la cuantía mínima (ρ_{mincol}) de 0.01, los porcentajes de cuantía inferiores al 100% se definieron para cuantías menores a la mínima. En la Tabla 6-6, se

presenta el refuerzo seleccionado para cada porcentaje de cuantía; en este, se discretiza entre las barras ubicadas en las esquinas de la sección y las barras ubicadas en la zona central de las caras de la sección. En cuanto a el refuerzo transversal, se garantizó que a lo largo de toda la longitud de la columna se emplearan barras N°3 cada 300mm.

Tabla 6-6: Definición de refuerzo en columnas para variación de cuantía

Área de acero colocada en la sección columna con variación de cuantías												
% ρ	Cuantía Total		A _{sreq} [mm ²]	Refuerzo Longitudinal a compresión								
	% ρ_T			Barras (ESQUINAS)	Ab [mm ²]	Cantidad de barras	Barras (CENTRALES)	Ab [mm ²]	Cantidad de barras	Total cantidad de barras	$\rho_{colocada}$	A _{scolocada} [mm ²]
20%	0.0021	< ρ_{min}	342.03	N°4	126.7	4	N°4	126.7	0	4	0.0032	506.71
30%	0.0032	< ρ_{min}	513.04	N°5	197.9	4	N°5	197.9	0	4	0.0049	791.73
40%	0.0043	< ρ_{min}	684.06	N°5	197.9	4	N°5	197.9	0	4	0.0049	791.73
50%	0.0053	< ρ_{min}	855.07	N°4	126.7	4	N°4	126.7	4	8	0.0063	1013.41
60%	0.0064	< ρ_{min}	1026.08	N°6	285.0	4	N°4	126.7	0	4	0.0071	1140.09
70%	0.0075	< ρ_{min}	1197.10	N°5	197.9	4	N°4	126.7	4	8	0.0081	1298.44
80%	0.0086	< ρ_{min}	1368.11	N°5	197.9	4	N°5	197.9	4	8	0.0099	1583.46
90%	0.0096	< ρ_{min}	1539.12	N°5	197.9	4	N°5	197.9	4	8	0.0099	1583.46
100%	0.0107	% ρ	1710.14	N°6	285.0	6	N°6	285.0	0	6	0.0107	1710.14
120%	0.0128	% ρ	2052.17	N°7	387.9	4	N°4	126.7	4	8	0.0129	2058.50
140%	0.0150	% ρ	2394.19	N°7	387.9	4	N°6	285.0	4	8	0.0168	2691.88
160%	0.0171	% ρ	2736.22	N°8	506.7	4	N°5	197.9	4	8	0.0176	2818.56
180%	0.0192	% ρ	3078.25	N°7	387.9	4	N°7	387.9	4	8	0.0194	3103.58
200%	0.0214	% ρ	3420.28	N°8	506.7	4	N°7	387.9	4	8	0.0224	3578.62
220%	0.0235	% ρ	3762.30	N°7	387.9	4	N°6	285.0	8	12	0.0239	3831.98
240%	0.0257	% ρ	4104.33	N°9	641.3	4	N°7	387.9	4	8	0.0257	4117.00
280%	0.0299	% ρ	4788.39	N°9	641.3	4	N°6	285.0	8	12	0.0303	4845.39
300%	0.0321	% ρ	5130.41	N°10	791.7	4	N°9	641.3	4	8	0.0358	5732.13

Paso seguido se definió para el modelo MB2N un modelo por cada porcentaje de cuantía y se asignó el diseño correspondiente a cada uno de los elementos, con esto se ejecutó el análisis *pushover* para cada porcentaje de cuantía con los respectivos casos de carga PUSHX y PUSHY, cumpliendo con las definiciones y exactamente el mismo procedimiento especificado en el Capítulo 6.1 y siguientes. Como resultado del análisis se obtuvo las curvas de capacidad, las cuales se presentan en el numeral a continuación.

6.5.1 Curvas de capacidad con variación de cuantías

El análisis *pushover* se realizó para un total de 18 modelos representados por el respectivo porcentaje de cuantía evaluado, para cada uno se obtuvo los valores de cortante en la base acumulada en cada paso de carga, al igual que los valores de desplazamiento en el nodo maestro. Para este modelo el nodo maestro se estableció en el último nivel de la estructura, en el nodo 12; los pasos de carga se dieron con un tamaño de 0.008 para un desplazamiento objetivo de 0.15 m y un total de 20 pasos de análisis. En el Anexo C-4, se presenta las tablas con los resultados obtenidos del análisis *pushover* para cada porcentaje de cuantía.

En las Figura 6-16 y Figura 6-17 se muestran las curvas de capacidad obtenidas como resultados del análisis para el caso de carga PUSHX Y PUSHY respectivamente; en las ordenadas se presentan los valores de cortante en la base y en las abscisas los valores de desplazamiento en el nodo maestro. El máximo desplazamiento en cada una de las curvas, se obtiene justo en el punto en el que ocurre la falla en la estructura ósea en el punto en el que la capacidad disminuye notoriamente

Figura 6-16: Curva de capacidad para variación de cuantías modelo MB2N (PUSHX)

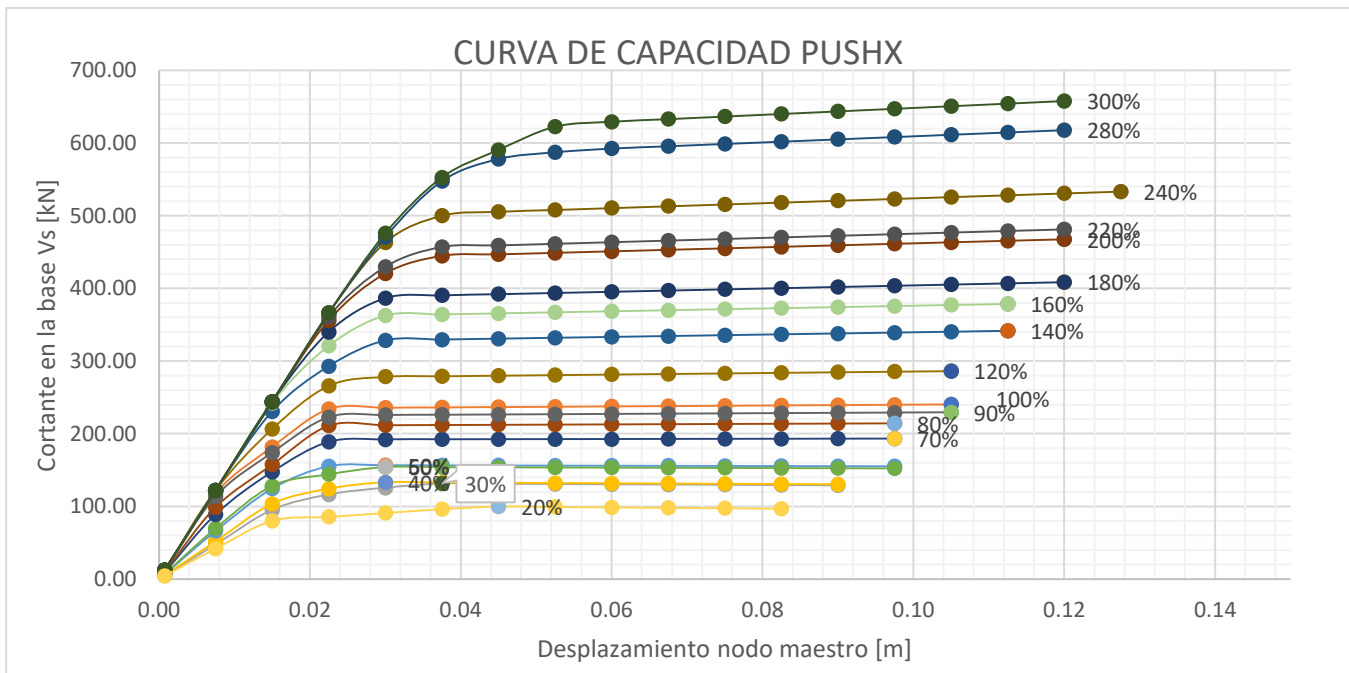
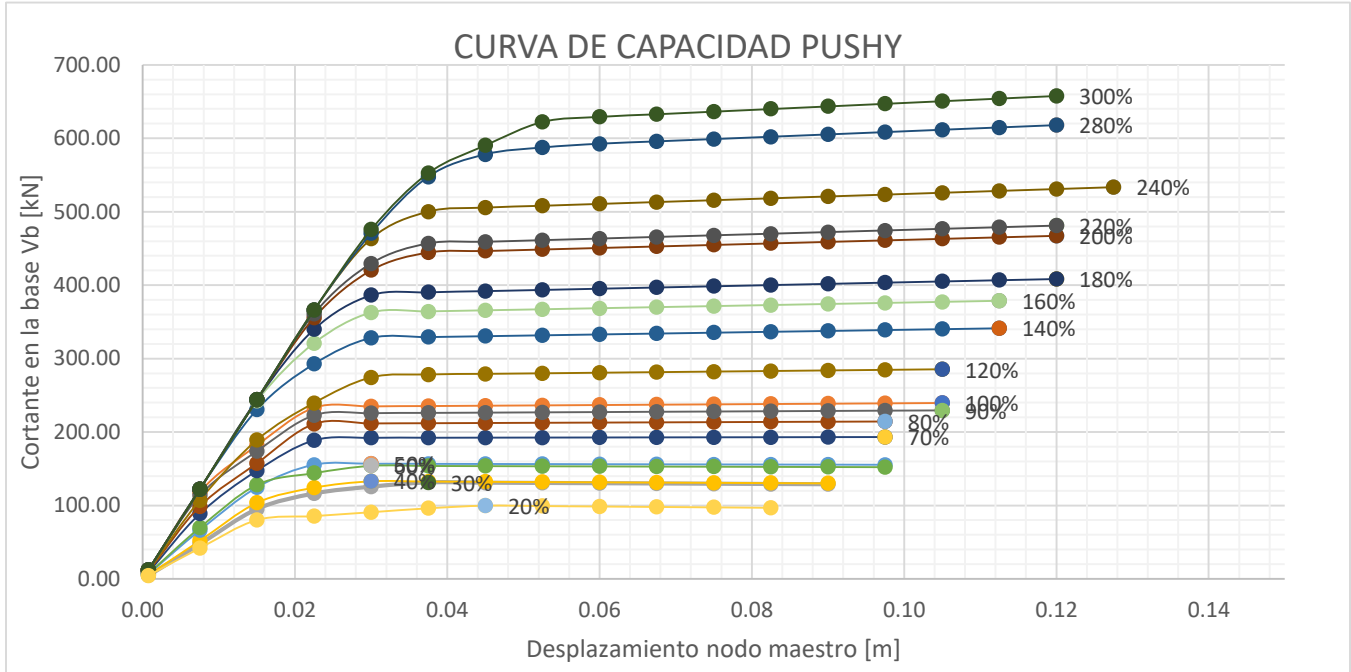


Figura 6-17: Curva de capacidad para variación de cuantías modelo MB2N (PUSHY)



A partir de las curvas de capacidad se calculó los valores del coeficiente R y los valores de la ductilidad para la estructura del modelo MB2N con las respectivas variaciones de cuantía, estos cálculos se presentan en los numerales 6.5.2 y 6.5.3.

6.5.2 Coeficiente R para variación de cuantías

Los valores del coeficiente de capacidad de disipación de energía R se calcularon de acuerdo con la Ecuación (6-1), ya expresada en el Capítulo 6.5. De esta forma para cada porcentaje de cuantía en cada sección de los elementos vigas se tienen los valores de R expresados en la Tabla 6-7.

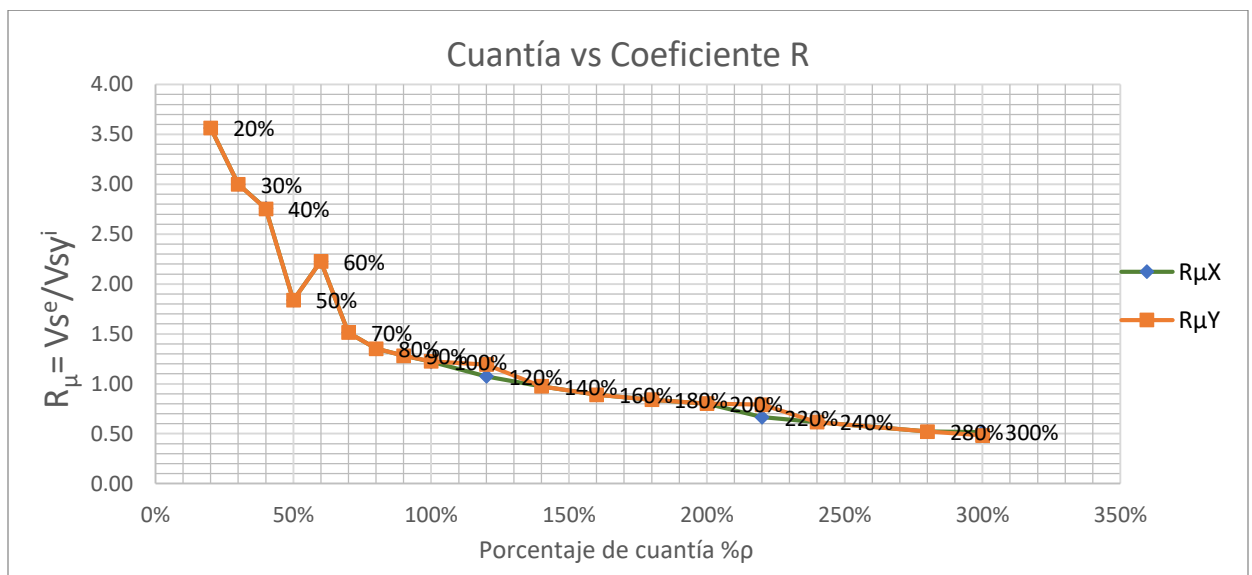
Tabla 6-7: Coeficiente R para variación de cuantías en modelo MB2N

Coeficiente R para variación de cuantías MB2N							
Cuantía						$R_{\mu X}$	$R_{\mu Y}$
% ρ	ρ vigas 3 9 13 15		ρ vigas 6 12 14 16		ρ columnas	V_{be}/V_{byi}	V_{be}/V_{byi}
	Extremo	Centro	Extremo	Centro			
20%	0.0017	0.0012	0.0016	0.0012	0.0021	3.56	3.56
30%	0.0025	0.0018	0.0024	0.0018	0.0032	3.00	3.00

Coeficiente R para variación de cuantías MB2N							
Cuantía						R μ X	R μ Y
40%	0.0034	0.0024	0.0032	0.0024	0.0043	2.76	2.75
50%	0.0042	0.0030	0.0040	0.0030	0.0053	1.84	1.84
60%	0.0051	0.0036	0.0048	0.0036	0.0064	2.23	2.23
70%	0.0059	0.0042	0.0056	0.0042	0.0075	1.51	1.51
80%	0.0068	0.0048	0.0065	0.0048	0.0086	1.35	1.35
90%	0.0076	0.0054	0.0073	0.0054	0.0096	1.28	1.28
100%	0.0084	0.0060	0.0081	0.0060	0.0107	1.22	1.22
120%	0.0101	0.0072	0.0097	0.0072	0.0128	1.07	1.19
140%	0.0118	0.0084	0.0113	0.0084	0.0150	0.98	0.98
160%	0.0135	0.0097	0.0129	0.0097	0.0171	0.89	0.89
180%	0.0152	0.0109	0.0145	0.0109	0.0192	0.84	0.84
200%	0.0169	0.0121	0.0161	0.0121	0.0214	0.80	0.80
220%	0.0186	0.0133	0.0177	0.0133	0.0235	0.67	0.67
240%	0.0203	0.0145	0.0194	0.0145	0.0257	0.62	0.62
280%	0.0236	0.0169	0.0226	0.0169	0.0299	0.52	0.52
300%	0.0253	0.0181	0.0242	0.0181	0.0321	0.52	0.52

En el Anexo C-4, se puede identificar los valores de cortante en la base para el punto de fluencia en la curva de capacidad de cada uno de los porcentajes de cuantía. De igual forma, en la Figura 5-16 se relaciona el porcentaje de cuantía con el respectivo valor de R obtenido a partir del análisis no lineal.

Figura 6-18: Relación valores de R con variación en porcentaje de cuantía.



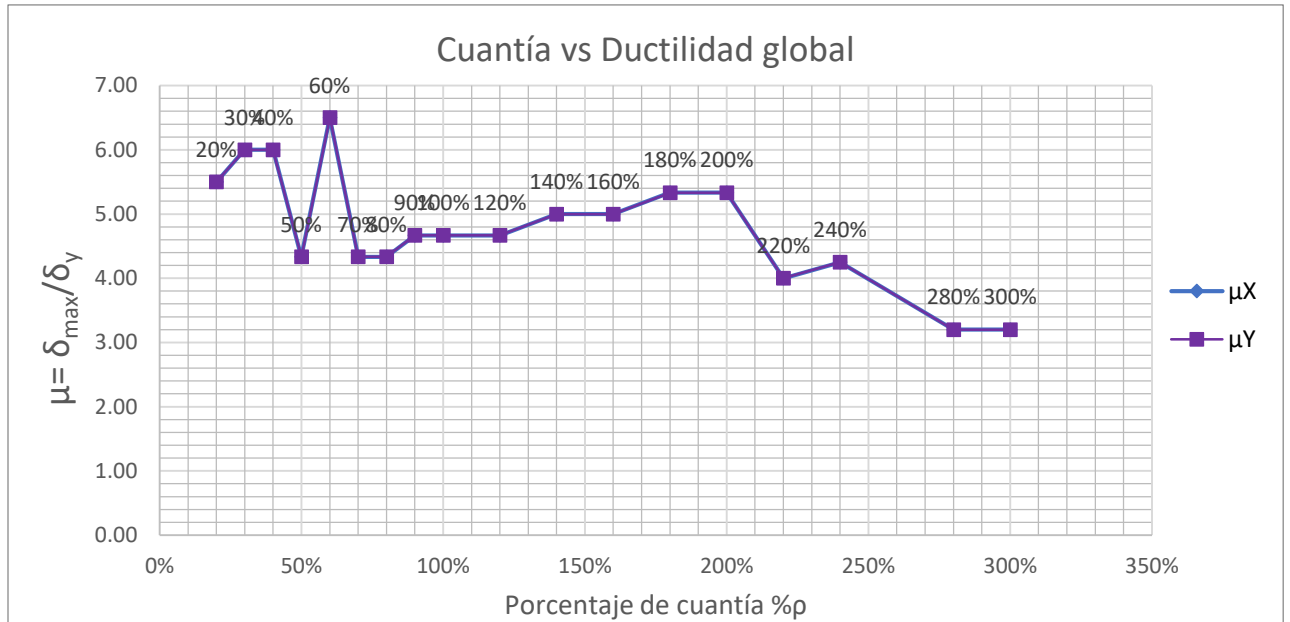
6.5.3 Ductilidad global para variación de cuantías

Para cada modelo con su correspondiente variación de cuantía, se calculó el valor de la ductilidad local a partir de la relación de desplazamiento máximo y desplazamiento en el punto de cedencia, como es expresado por la Ecuación (6-2). En la Tabla 6-8 se presentan los resultados obtenidos para este cálculo de ductilidad de cuerdo al porcentaje de cuantía en las secciones de los elementos viga; en la Figura 6-19 se grafica la relación entre ductilidad y porcentaje de cuantía correspondiente al análisis.

Tabla 6-8: Valores de ductilidad para porcentajes de cuantía en modelo MB2N

Ductilidad global para variación de cuantías MB2N							
% ρ	Cuantía				ρ columnas	μ_X	μ_Y
	ρ vigas 3 9 13 15		ρ vigas 6 12 14 16			$\mu =$ d_{max}/d_y	$\mu =$ d_{max}/d_y
	Extremo	Centro	Extremo	Centro			
20%	0.0017	0.0012	0.0016	0.0012	0.0021	5.50	5.50
30%	0.0025	0.0018	0.0024	0.0018	0.0032	6.00	6.00
40%	0.0034	0.0024	0.0032	0.0024	0.0043	6.00	6.00
50%	0.0042	0.0030	0.0040	0.0030	0.0053	4.33	4.33
60%	0.0051	0.0036	0.0048	0.0036	0.0064	6.50	6.50
70%	0.0059	0.0042	0.0056	0.0042	0.0075	4.33	4.33
80%	0.0068	0.0048	0.0065	0.0048	0.0086	4.33	4.33
90%	0.0076	0.0054	0.0073	0.0054	0.0096	4.67	4.67
100%	0.0084	0.0060	0.0081	0.0060	0.0107	4.67	4.67
120%	0.0101	0.0072	0.0097	0.0072	0.0128	4.67	4.67
140%	0.0118	0.0084	0.0113	0.0084	0.0150	5.00	5.00
160%	0.0135	0.0097	0.0129	0.0097	0.0171	5.00	5.00
180%	0.0152	0.0109	0.0145	0.0109	0.0192	5.33	5.33
200%	0.0169	0.0121	0.0161	0.0121	0.0214	5.33	5.33
220%	0.0186	0.0133	0.0177	0.0133	0.0235	4.00	4.00
240%	0.0203	0.0145	0.0194	0.0145	0.0257	4.25	4.25
280%	0.0236	0.0169	0.0226	0.0169	0.0299	3.20	3.20
300%	0.0253	0.0181	0.0242	0.0181	0.0321	3.20	3.20

Figura 6-19: Relación de Ductilidad y porcentajes de variación de cuantía en modelo MB2N



Con los resultados obtenidos de las modelizaciones desarrolladas anteriormente se presenta un análisis de resultados que permite identificar el comportamiento de las principales variables involucradas en las metodologías de cálculo y diseño utilizadas para identificar la ductilidad estructural y el valor del coeficiente R . En el Capítulo 7 de describe lo mencionado.

7. Análisis de Resultados

Los modelos evaluados se representaron por la variación en el número de niveles de piso; donde, a medida que se incrementó el número de pisos los elementos estructurales se vieron sometidos a mayores sollicitaciones de carga, lo que en función de la altura de la estructura definió el tamaño de las secciones. El análisis y diseño se desarrollaron entonces considerando el comportamiento de la estructura a partir de la variación en el tamaño de las secciones y la altura de la estructura. El tamaño de las dimensiones de los elementos viga y columna, se dieron para incrementos de 0.05 m en la altura y en el ancho se la sección a medida que se incrementan el número de niveles. En las estructuras de 12, 14, 16 y 20 niveles no se realizó la variación en el tamaño de la sección, tomando en estos cuatro modelos secciones de 0.55 m x 0.60 m para las vigas y 0.60 m x 0.60 m para las columnas, buscando evaluar directamente la influencia del incremento en altura sin presentar el incremento en el tamaño de las secciones y por ende sin presentar incremento en las cargas gravitacionales por nivel de piso.

Con lo anterior, la carga viva en el análisis se mantuvo constante, con un valor de 1.8 kN/m². por consiguiente, la variación principal se dio en la carga muerta, la cual varió de 9.35 kN/m² hasta 12.36 kN/m² para los modelos desde 2 niveles hasta 20 niveles respectivamente.

Se evaluó también el modelo de 2 niveles (MB2N) a partir variaciones en la cuantía para los elementos viga con sección (0.30 m x 0.40 m), como se desarrolló en el Capítulo 5.2. Los elementos tipo columna con sección (0.40 m x 0.40 m) también presentaron variación en la cuantía, pero esto solo se vio involucrado en el procedimiento de análisis *pushover*. Las variaciones en la cuantía se hicieron como porcentajes sobre la cuantía obtenida como resultado del diseño en el programa MidasGen®.

El modelo de 2 niveles presentó dos grupos de diseño para los elementos viga, el grupo 1 de elementos (3, 9, 13, 15) y el grupo 2 de elementos (6, 12, 14, 16), los cuales corresponden respectivamente al primer y segundo nivel de la estructura. Para el grupo 1 la cuantía de diseño ($\rho = 100\%$) presentó valores de 0.0084 para la sección de extremo y valores de 0.0060 para la sección de centro; en el grupo 2 la cuantía de diseño fue de 0.0081 para la sección de extremo y 0.0060 para la sección de centro; para las columnas la cuantía de diseño presentó un valor de 0.0107.

De la Tabla 5-2 se observa que para las secciones de extremo la cantidad de acero requerida en la zona superior de la viga (A'_s) presentaba un valor mucho mayor que el área de acero requerida en la zona inferior de la viga (A_s) para ambos grupos de elementos, lo que representa un comportamiento a tracción en la cara superior y a compresión en la cara inferior. Para la sección de centro, la diferencia entre el área de acero superior e inferior es más pequeña (A'_s y A_s), sin embargo, se nota que el área de acero en la cara inferior es mayor por lo que se deduce que esta cara es la que se ve sometida a la tracción.

Comportamiento típico de vigas en pórticos resistentes a momentos

Los porcentajes de variación de cuantía fueron definidos de forma tal que la disposición de las barras de acero comerciales permitiera definir áreas de acero diferentes para cada porcentaje de cuantía y así evitar diseños repetidos. Dentro de la evaluación los porcentajes del 20% al 50% de cuantía en algunas secciones, presentaran valores de cuantía menores a los estipulados para las cuantías mínimas según el reglamento, esto se realizó con el fin de identificar el comportamiento de la estructura a partir de elementos sub-reforzados. En la Tabla 5-3 en la columna " ρ_{col} " se observa como el valor de la cuantía incrementa para cada porcentaje según el área de acero definida en ambos grupos de elementos viga.

A continuación, se presenta el análisis de las principales características evaluadas en este trabajo.

7.1 Análisis Elástico

A medida que la altura de la estructura aumenta, la flexibilidad de la misma actúa directamente proporcional, lo que resulta en sistemas flexibles para el incremento en el número de niveles, esto se evidencia en los resultados para el periodo de vibración

obtenidos del análisis modal y del análisis por FHE, en la **Figura 7-1** y la **Figura 7-2** se observa como a medida que la altura aumenta, el periodo de vibración aumenta también para ambos casos de análisis.

Figura 7-1: Relación de periodos de vibración en el análisis modal

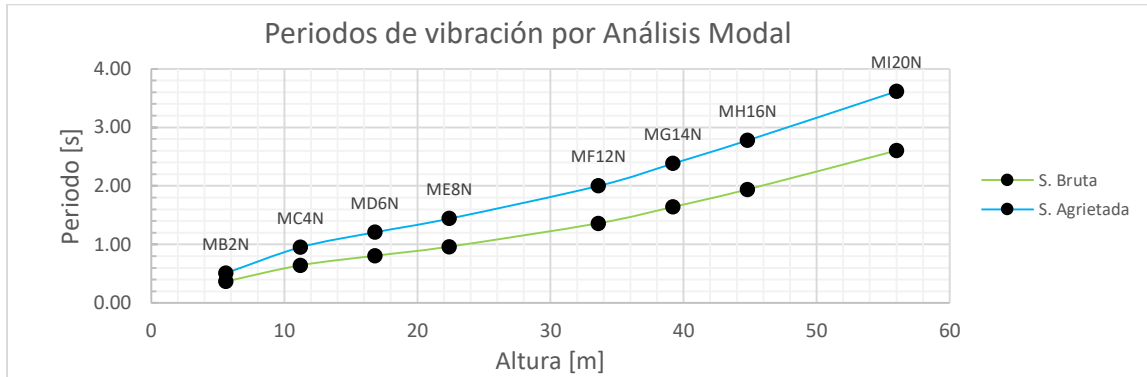
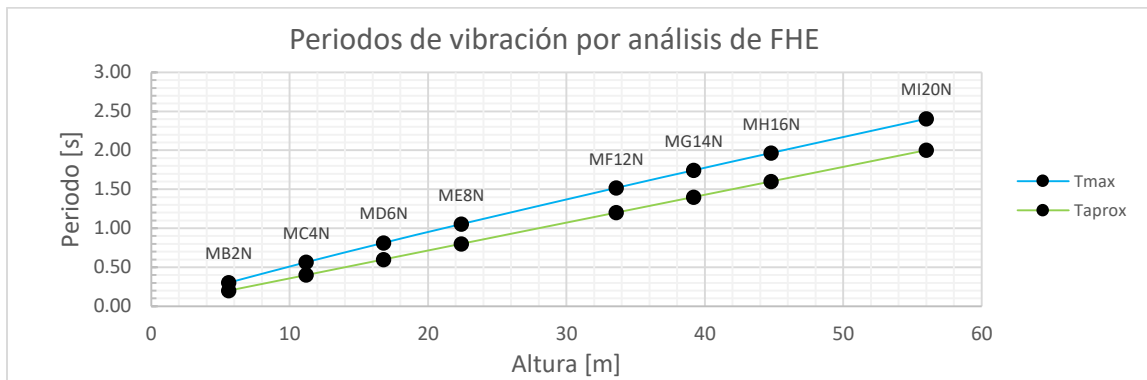


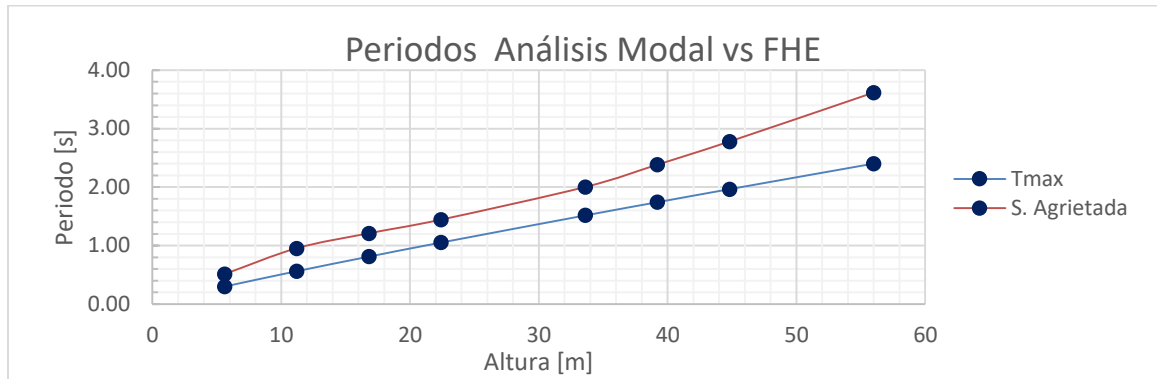
Figura 7-2: Relación de periodos de vibración en el análisis de FHE



Para realizar el diseño estructural, ambas metodologías de análisis emplean modificaciones del valor del periodo de vibración para definir las aceleraciones sísmicas con las cuales se calcula la fuerza sísmica. El análisis modal define el agrietamiento de las secciones para garantizar de entrada una reducción en la rigidez de los elementos, por lo que para el diseño se emplea los valores de periodo para secciones fisuradas; por su parte el análisis por fuerza horizontal equivalente, modifica el valor del periodo a partir del coeficiente C_u ; para ambos caso en la Figura 7-1 y la Figura 7-2 se observa entonces que ambos análisis se desarrollan para valores de periodos de vibración modificados y mayores.

En la Figura 7-3 se observa que a partir del análisis modal se obtiene como resultado valores del periodo de la estructura mayores a los obtenidos por las ecuaciones del método de la FHE.

Figura 7-3: Comparación de periodos de vibración en análisis modal y FHE

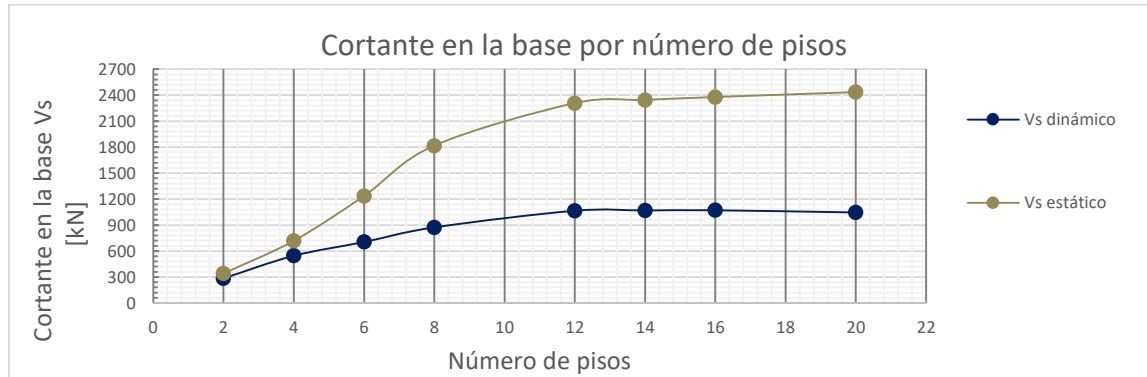


En función de la altura de la estructura, el periodo se comporta de forma creciente. Para estructuras bajas, hasta los 8 niveles, los valores resultantes del periodo generan una respuesta estructural de aceleraciones en la meseta del espectro elástico de diseño (para este caso con aceleraciones espectrales de $0.45\%g$). Para estructuras con número de pisos superiores, de 12 a 20 niveles, se pasa del límite de periodos cortos (T_c) en el espectro, por lo que la respuesta de la estructura se da para aceleraciones espectrales menores. Lo anterior implica que las solicitaciones sísmicas para estructuras altas son menores que las solicitaciones que se presentan para estructuras medianas, Esto se debe también a que, la masa igualmente influye en el valor final de V_s y por lo tanto así S_a sea mucho menor para una estructura de 20 niveles la masa de esta es 93% más grande que la masa de estructuras con 2 niveles; lo que genera que la V_s descienda, pero no lo suficiente para tener la misma magnitud de una estructura menos pesada y con mayor aceleración espectral (ver Tabla 4-11).

Para las estructuras de niveles bajos, los valores de cortante en la base son muy similares, para el análisis dinámico y el estático, pues presentan una coincidencia de hasta el 84%, mientras que a medida que se aumenta la altura de la estructura se dan diferencias de hasta el 57% entre ambas fuerzas. Razón por la cual los ajustes a los resultados modifican a mayor escala la respuesta dinámica de la estructura altas basándose en un análisis estático y lineal. En la Figura 7-4 se evidencia la amplitud de la diferencia entre fuerzas

de cortante en la base estática respecto a la dinámica, a medida que la estructura se hace más alta.

Figura 7-4: Relación de cortante en la base dinámico y estático



Para los valores de la deriva de piso, se evidenció que para todos los casos evaluados con los análisis elásticos y con la variación en el número de pisos, la deriva cumple para todos los modelos, garantizando el límite del 1% y 1.4% para derivas de secciones brutas y secciones agrietadas respectivamente. Igualmente, en la Tabla 4-9 se observa que los mayores valores de deriva se dan en los niveles intermedios de la estructura, presentando un comportamiento inicial creciente y final decreciente.

En cuanto a los desplazamientos máximos, en el Anexo A-5 se observa que los desplazamientos se comportan de forma creciente en cada nivel de la estructura. En comparación de los desplazamientos máximos de cada modelo para el análisis elástico y el inelástico, las deformaciones máximas elásticas presentan un comportamiento creciente continuo, mientras que las deformaciones máximas inelásticas presentan pequeñas variaciones en algunos modelos. Ver Tabla 7-1.

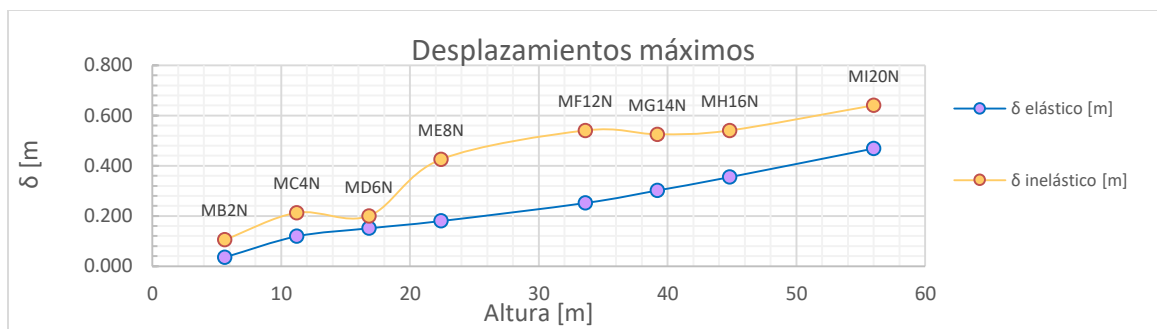
Tabla 7-1: Comparación de desplazamientos máximos en análisis elástico e inelástico

Modelo	Altura [m]	Desplazamientos máximos		Porcentaje
		δ elástico [m]	δ inelástico [m]	
MB2N	5.6	0.036	0.105	34.0%
MC4N	11.2	0.119	0.213	56.1%
MD6N	16.8	0.151	0.200	75.6%
ME8N	22.4	0.180	0.425	42.4%

Desplazamientos máximos				Porcentaje
Modelo	Altura [m]	δ elástico [m]	δ inelástico [m]	
MF12N	33.6	0.252	0.540	46.6%
MG14N	39.2	0.302	0.525	57.5%
MH16N	44.8	0.355	0.540	65.7%
MI20N	56	0.469	0.640	73.2%

De lo anterior, en la Figura 7-5, se observa el comportamiento de las deformaciones máximas ocurriendo en el último nivel de cada estructura con variación en la altura.

Figura 7-5: Relación de desplazamientos máximos en análisis elástico e inelástico



De los resultados de diseño obtenidos por el programa MidasGen, para las solicitaciones dadas por los análisis elásticos en la modelización de las estructuras a partir de la variación en el número de pisos; en la Tabla 7-2 se presenta la relación de máximos y mínimos de las cuantías totales en las secciones de los elementos tipo viga.

De este análisis se observa que para todos los modelos los valores máximos de cuantía se aproximan a $\rho = 0.008$ sin importar el tamaño de la sección que varía a con el número de pisos, y sí se observa en la Tabla 4-17 los valores altos de cuantía se especificaron para los elementos de los primeros niveles. En cuanto a los valores mínimos de cuantía se presentan un patrón descendente a medida que el número de pisos aumenta y de acuerdo a lo presentado en la Tabla 4-17 estos valores de cuantía se dan para los elementos ubicados en los últimos niveles de la estructura. En cuanto a los valores de cuantía promedio para cada modelo, se nota que la cuantía es mayor para los modelos de poca altura, donde el promedio de los valores de cuantía disminuye en pequeñas proporciones

hasta alturas de 33.6 m y después de este la cuantía vuelve a aumentar en aproximadamente un 1.5%. con relación al máximo promedio.

Tabla 7-2: Cuantías máximas, mínimas y promedio en vigas por modelo.

Comparación de Cuantías por modelo					
Sección		Extremo	Promedio	Centro	Promedio
MB2N	Máxima	0.0084	0.0083	0.0060	0.0060
	Mínima	0.0081		0.0060	
MC4N	Máxima	0.0083	0.0072	0.0045	0.0045
	Mínima	0.0061		0.0045	
MD6N	Máxima	0.0081	0.0071	0.0044	0.0043
	Mínima	0.0056		0.0038	
ME8N	Máxima	0.0090	0.0065	0.0054	0.0041
	Mínima	0.0047		0.0030	
MF12N	Máxima	0.0079	0.0060	0.0050	0.0037
	Mínima	0.0029		0.0025	
MG14N	Máxima	0.0083	0.0063	0.0051	0.0038
	Mínima	0.0029		0.0025	
MH16N	Máxima	0.0083	0.0064	0.0053	0.0039
	Mínima	0.0029		0.0025	
MI20N	Máxima	0.0088	0.0066	0.0054	0.0040
	Mínima	0.0029		0.0025	

Para los elementos tipo columna, los valores de cuantía en la sección son constantes para todos los modelos, sin importar la altura de los mismos y el tamaño de la sección, los valores de cuantía (ρ) se encuentran entre el 0.010 a 0.011. (ver Tabla 4-18).

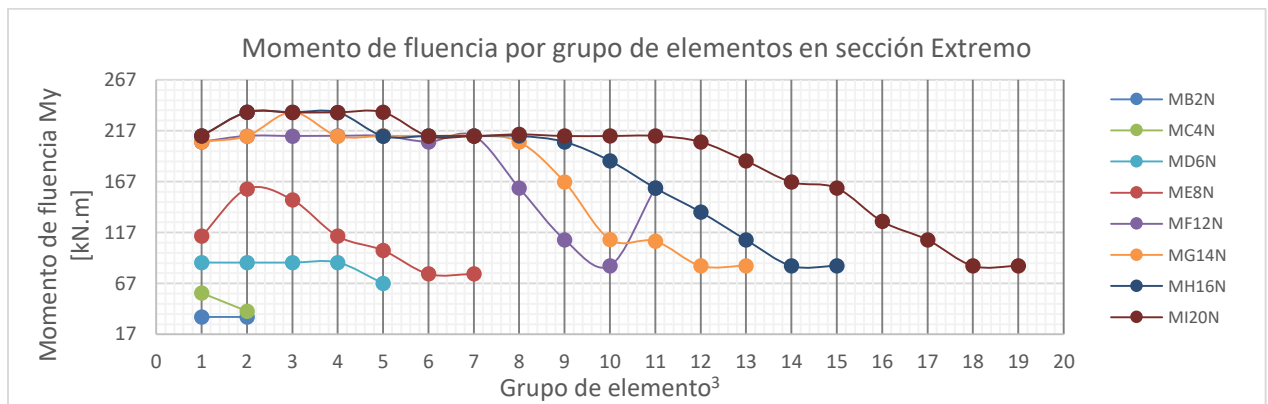
7.2 Comportamiento de la ductilidad local

De los diagramas momento curvatura graficados de la Figura 5-8 a la Figura 5-15, se observa que el comportamiento de la resistencia máxima a la flexión de los elementos tipo viga aumenta en función de la altura de la estructura, lo que implica que depende directamente del tamaño de la sección; pues de las gráficas mencionadas se observa que para los modelos de 8 niveles a 12 niveles, el aumento en la capacidad a flexión de la sección es continuo, y a partir de este punto para las estructuras de 14, 16 y 20 niveles, las cuales presentan el mismo tamaño de sección, la resistencia máxima a flexión de la sección no se ve incrementada, considerando inclusive que, como se observó en la Tabla

7-2, para estas estructuras con mayores alturas los valores de cuantía se encontraban de nuevo en ascenso para ambas secciones (central y extremos).

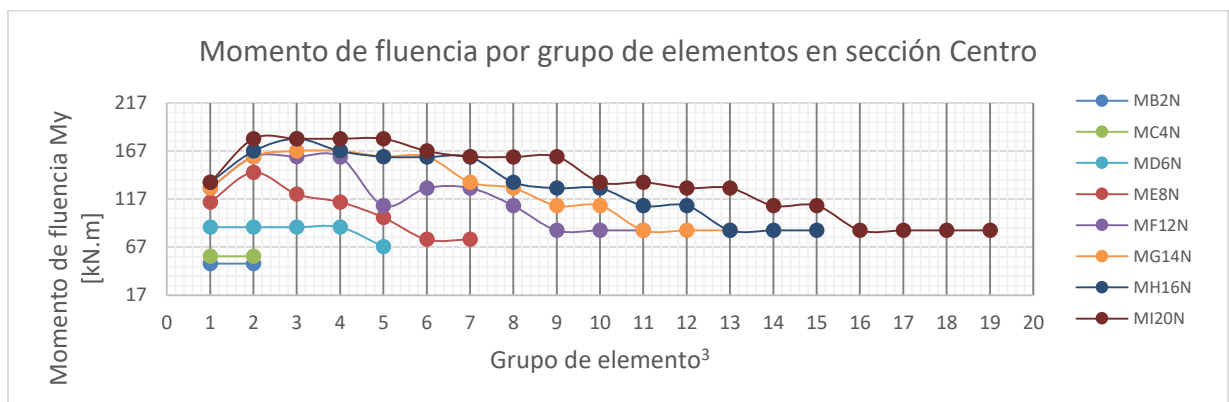
En cuanto al punto de fluencia (M_y) para el análisis de resistencias de las secciones de los elementos, obtenidos a partir de los diagramas de momento curvatura, en la Figura 7-6 y Figura 7-7 se evidencia que mientras la altura de la estructura incrementa, el punto de fluencia incrementa también, sin embargo para ambas secciones, la de extremo y la de centro, a medida que se sube de nivel de piso, los valores de M_y disminuyen mostrando una resistencia menor en los elementos de los últimos niveles en comparación con los primeros niveles.

Figura 7-6: M_y por grupo de elementos para la sección extremo en vigas



³ para el grupo de elementos ver Tabla 5-1

Figura 7-7: M_y por grupo de elementos para la sección centro en vigas



³ para el grupo de elementos ver Tabla 5-1

De los diagramas de momento curvatura, se evaluó la ductilidad local de los elementos en cada uno de los modelos a partir de la curvatura máxima y la curvatura de cedencia. De la

Figura 5-16 y la **Figura 5-17** se observa que la ductilidad local en cada uno de los modelos se comporta de forma descendente; a medida que la altura de la estructura aumenta la ductilidad local disminuye, sin embargo, para los elementos de los niveles superiores en las estructuras más altas (12, 14, 16 y 20 Niveles), se presentan ductilidades locales similares a las dadas en los elementos de las estructuras más bajas ($\mu = 25.55$).

De estas graficas se evidencia también que los valores de ductilidad local mínimos en las secciones de extremo para la mayoría de modelos se dan para $\mu = 19.19$ y los máximos para todos los modelos se da para $\mu = 25.55$. En las secciones centrales el promedio de ductilidad local mínima está en $\mu = 21.11$ para todos los modelos, y el promedio de ductilidad máxima está en $\mu = 25.55$ al igual que la sección de extremo.

7.3 Comportamiento de la ductilidad global y el coeficiente R

En cuanto a la ductilidad global, los modelos se evaluaron por un análisis estático no lineal, con el cual se obtuvo la curva de capacidad de cada modelo de acuerdo a su variación en altura. Como se definió en el Capítulo 6.1.2 cada modelo fue evaluado hasta que el desplazamiento en el nodo maestro presentará un estado de falla o reducción súbita de la capacidad estructural; de acuerdo a lo establecido en la Tabla 6-2 a medida que la altura de la estructura aumentó fue necesario incrementar el desplazamiento máximo para obtener el punto de falla de la misma, el modelo de 2 niveles presentó la falla con desplazamientos máximos de hasta 0.15 m lo equivalente al 2.68% de la altura total de la estructura, mientras que el modelo de 20 niveles necesitó desplazamientos máximos de al menos 0.80 m lo equivalente al 1.42% de la altura total.

De las curvas de capacidad presentadas en la Figura 6-10 y Figura 6-11 se identifica el comportamiento en un intervalo inicial elástico y en un intervalo final inelástico para cada uno de los modelos; se observa que en ambas direcciones de análisis (*PushX* y *PushY*) la rigidez elástica dada por la pendiente del intervalo elástico, se comporta muy similar para los modelos de 2, 4, 6 y 8 niveles, y a partir de los 12 niveles esta pendiente disminuye, achatándose hasta el modelo de 20 niveles, el cual presenta la pendiente más baja. También se observa que el modelo que mayor capacidad de cortante en la base es el modelo de 12 niveles, con una capacidad de aproximadamente 400 kN.

Es de considerar que el modelo de 12 niveles corresponde a la estructura más liviana de las cuatro estructuras con alturas superiores a los 33.6m; y como se menciono al inicio de este análisis; a partir del modelo de 12 niveles el tamaño de las secciones de los elementos estructurales no se incrementaron; por lo que basandose en este argumento y en lo observado para las cuantías de estos modelos en la Tabla 7-2, se evidencia que a mayor altura, si la cuantía de la sección (relación entre el area de la sección y la cantidad de acero) no se incrementa, la capacidad de la estructura disminuye tanto para el intervalo elástico como para el inelástico.

En lo relacionado con la capacidad de la estructura, el análisis inelástico permite evaluar el coeficiente $R\mu$ con el cual se relaciona la respuesta elástica y la respuesta inelastica de la estructura ante acciones sísmicas. El valor de R empleado para el diseño de las estructuras modelizadas por medio de un análisis elástico fue $R = 5$; este valor se comparó con el valor de $R\mu$ obtenido de la relación entre la cortante en la base elástica (V_s^e) y la cortante en la base en el punto de cedencia para el análisis inelástico (V_{sy}^i).

De la Figura 6-13 se observa que a medida que el número de pisos aumenta, el valor de $R\mu$ también lo hace; pero de esto se puede notar que, una vez más el tamaño de las secciones se ven involucradas en la respuesta no lineal de la estructura, pues para los modelos de 14, 16 y 20 niveles, que tienen los mismo tamaños de secciones, los valores de $R\mu$ son muy similares, mientras que para los otros modelos en los cuales se hace notorio el cambio en el tamaño de las secciones, los valores de $R\mu$ obtenidos presentan diferencias mayores.

En la Tabla 6-4 se observa que se obtuvieron valores para el coeficiente $R\mu$ desde 1.22 hasta 2.97 para la estructura de 2 y 20 niveles respectivamente, lo que comparado con el valor de R especificado por el reglamento NSR-10, se diferencia en un 75.6% para la estructura de 2 niveles y en un 40.6% para la estructura de 20 niveles. En la Figura 7-8 y Figura 7-9 se muestra la diferencia en porcentaje que hay entre el valor de R especificado por la norma y el valor calculado para las características propias de la estructura.

Figura 7-8: Comparativa del coeficiente $R\mu$ para un análisis inelástico ($PushX$) y para la NSR-10

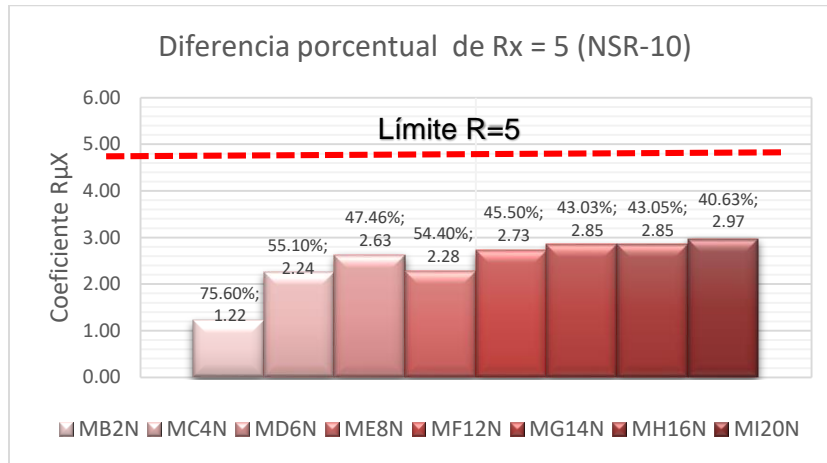
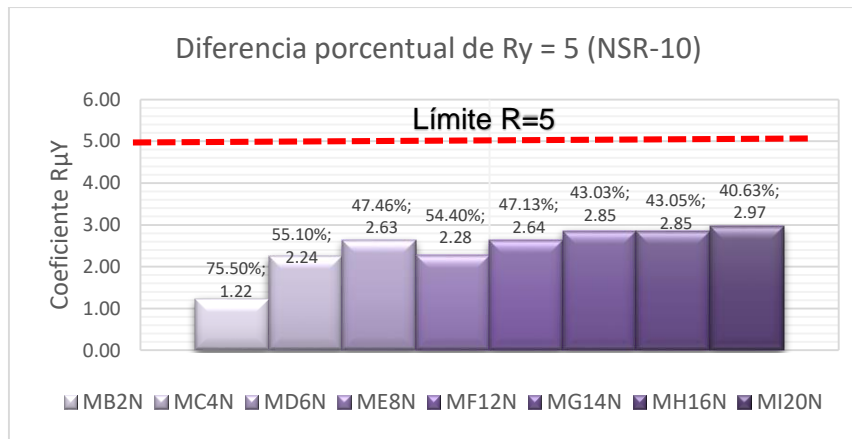


Figura 7-9: Comparativa del coeficiente $R\mu$ para un análisis inelástico ($PushY$) y para la NSR-10



Para los resultado de ductilidad global, de la Tabla 6-5 se obtiene como resultado una ductilidad global mminima de $\mu = 4.67$ la cual se da en la estructura de 2 niveles, la ductlidad maxima es de $\mu = 9.00$ para la estructura de 12 niveles; de lo anterior se observa que para estructuras con alturas mayores a los 33.6 m (12 niveles) la ductilidad comienza a descender, inclusive alcanzado ductilidades menores a las obtenidas para las estructuras bajas, como se observa en la Figura 6-15.

En los relacionado con la ductilidad local y la ductilidad global, de acuerdo a la información suministrada en el Anexo C-3. *Resumen de resultados para el análisis pushover.* Se

deduce que para ductilidades locales similares, o sea aunque los elementos tipo viga presenten capacidades de deformación y de disipación de energía similares con la variación en altura, la estructura es capaz de disipar mayores cantidades de energía para estructuras de alturas medianas, ya que superada cierta altura, aunque los elementos independientemente respondan bien, la estructura no es capaz de disipar energía a niveles superiores.

7.4 Comportamiento de la ductilidad local con variación de cuantías

En el modelo MB2N se evaluó la ductilidad local a partir de los diagramas momento curvatura realizados para los dos grupos de elementos tipo viga que lo componen. De las curvas de momento y curvatura mostradas en la Figura 5-19 a la Figura 5-22 se observa que todos los elementos presentan un comportamiento en el intervalo elástico similar, donde se conserva la pendiente y por ende la rigidez de los elementos, hasta alcanzar un punto de fluencia en el cual la capacidad se ve limitada pero la deformación del elemento se prolonga en función de la ductilidad.

Para ambos grupos de elementos se evidencia que con el acero dispuesto en la sección de extremo los valores de capacidad a flexión para el elemento con mayor porcentaje de cuantía, alcanza valores menores ($M_{max} < 140$ kN.m) a los alcanzados por la sección de centro del mismo porcentaje de cuantía ($M_{max} < 160$ kN.m). Para todas las secciones de los grupos de elementos, la capacidad a flexión aumenta en proporción al aumento del porcentaje de cuantía, como se observa en la Figura 5-24.

De lo mencionado en el párrafo anterior y lo observado de la Tabla 5-2, se deduce que mientras más equilibrado se encuentre el área de acero en la cara superior y en la cara inferior de las secciones de los elementos, será posible que estos alcancen mayores resistencias a la flexión, pues para las secciones de extremo las diferencia de acero entre ambas caras fue de aproximadamente un 60%, y estas secciones alcanzaron capacidades a flexión menores a las de las alcanzadas por las secciones centrales, las cuales presentan una diferencia entre el acero a compresión y a tracción de 33%.

En cuanto a la ductilidad de los elementos de acuerdo a la variación en la cuantía; de la Tabla 5-4 se observa que, para ambos grupos de elementos, las secciones en los extremos

alcanzan ductilidades locales mayores a las que se alcanzan en la sección central. Para la sección de extremo se tiene una ductilidad máxima de $\mu = 28.10$ y una mínima de $\mu = 19.19$, mientras que para la sección de centro se tiene una ductilidad máxima de $\mu = 25.55$ y una mínima de $\mu = 15.86$. Lo anterior concuerda con lo explicado por Mac Gregor (2009), el cual en su libro define que, si el área de acero en la zona a compresión es igual al 50% del área de acero de la zona a tracción, se puede dar un aporte significativamente a la ductilidad de los elementos más no logra aumentar la capacidad del elemento; lo que puede suceder para la sección de extremo, pues el acero a compresión es aproximadamente el 40% del acero a tracción.

7.5 Comportamiento de la ductilidad global y el coeficiente R con variación en la cuantía

Los resultados obtenidos a partir del análisis *pushover* se dan a partir de la modelización de los 18 modelos correspondientes a cada porcentaje de cuantía definido. Para este caso se consideró la variación de cuantía tanto en los elementos tipo viga como en los elementos tipo columna, pues se buscó obtener una respuesta global de la estructura.

En las Figura 6-16 y Figura 6-17 se muestran las curvas de capacidad obtenidas como resultados del análisis *pushover* para el caso de carga PUSHX Y PUSHY respectivamente. De las curvas es evidente que, con el aumento en la cantidad de acero dispuesta en la sección, la capacidad de cortante en la base de la estructura incrementa de forma continua.

Se observa también que la rigidez es proporcional a la cuantía de acero; para las estructuras definidas a partir de cuantías menores a la óptima, se observa que para los porcentajes de cuantía del 20% al 100% la rigidez estructural disminuye a medida que el área de acero en los elementos se hace menor; mientras que para las cuantías dadas entre el 120% y el 300% la rigidez estructural dada por la pendiente del intervalo elástico es prácticamente la misma.

En el Anexo C-13 se observa un valor de capacidad para cortante en la base $V_s = 234.11$ kN para el porcentaje de cuantía del 100% la cual corresponde al diseño original, a partir de esta, cuando se hace una reducción en la cuantía hasta un 20%, la estructura desarrolla una capacidad del 34% ($V_{s20\%} = 80.15$ kN) de la capacidad de diseño, lo cual se acerca a

lo definido para el porcentaje de cuantía del 20%; en cambio para un aumento de la cuantía hasta un 300%, ósea el triple de lo dispuesto para el diseño original, la capacidad de la estructura solo se ve incrementada en un 57% de la capacidad de diseño ($V_{s300\%} = 552.614$ kN). De lo anterior se deduce una vez más que el incremento a rasgos exagerados de los valores de cuantía en los elementos estructural no aporta a gran escala en la capacidad estructural.

Lo anterior se evidencia de forma más clara a partir de los resultados obtenidos para los coeficientes de capacidad de disipación de energía $R\mu$. En la Tabla 6-7 se observa que el máximo valor del coeficiente se obtuvo para el porcentaje de cuantía del 20% ($R_{\mu20\%} = 3.56$), a partir de este, los valores de $R\mu$ descienden de forma continua hasta alcanzar valores menores a 1 para los porcentajes de cuantía del 300% ($R_{\mu20\%} = 0.52$), como se presenta en la Figura 6-18. Valores de $R\mu$ menores a 1 no son aceptables en el diseño estructural pues representan que la estructura no puede dañarse ante incursiones en el intervalo inelástico de deformaciones y por el contrario debe diseñarse para fuerzas superiores a las obtenidas a partir de un análisis elástico.

En cuanto a lo relacionado con la ductilidad global en la Figura 6-19 se observa que para la mayoría de los porcentajes de cuantía se obtiene los mismos valores de ductilidad global, esta varía del 5.50 para porcentajes del 20% de la cuantía, al 3.20 para el 300% de porcentajes de cuantía.

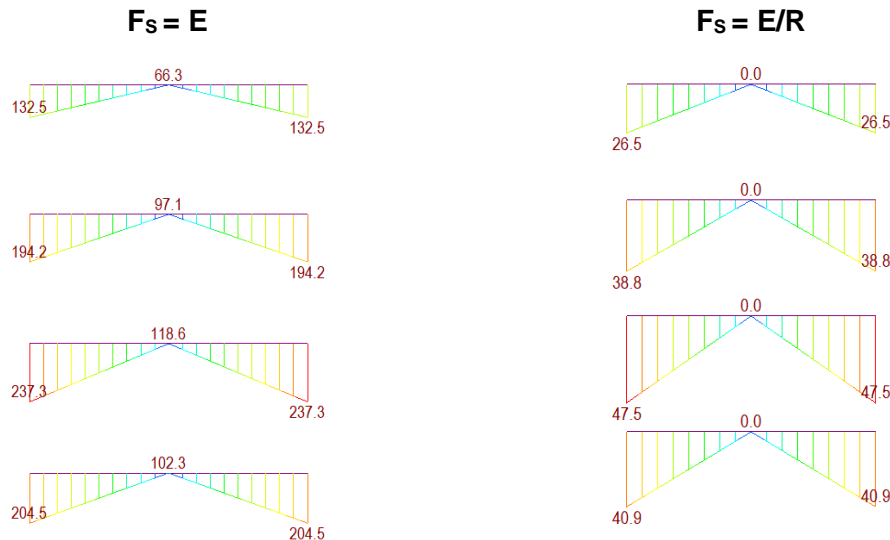
7.6 Comportamiento de las rótulas plásticas

Se comparan las fuerzas de momento empleados para el diseño de los elementos estructurales, los cuales se consideran como la capacidad máxima que debe presentar la estructura y para los cuales el diseño debe ser capaz de resistir. Las comparaciones se hacen con las fuerzas de momento en el que cada elemento alcanza la cedencia tanto para un análisis local como lo es el Momento-Curvatura y para un análisis global como lo es el *pushover* para el paso de análisis donde se forma la primera rotula plástica.

En los análisis presentados, ya se demostró los valores de $R\mu$ que se obtienen a partir de la combinación y la variación de diferentes variables. De los resultados de fuerzas obtenidas para los análisis en la Figura 7-10 se muestra la comparación para las fuerzas sísmicas modelizadas a partir de la combinación de carga afectada por el valor de R y sin

este; de estos resultados se evidencia que, las fuerzas para un modelo sin R representan una magnitud 5 veces más grande que la obtenida para un modelo modificado a partir de un valor de R definido por el reglamento.

Figura 7-10: Comparación de fuerzas de momento para carga sísmica en análisis elástico con R y sin R



Cuando se emplea un $R = 5$ se está considerando solo las reducciones en las fuerzas sísmicas, sin embargo, cuando se emplean combinaciones de carga donde se incluyen cargas gravitacionales, los valores de las fuerzas resultantes para el diseño no garantizan reducciones a de las fuerzas con valores para $R = 5$, como lo expresa la norma.

Para todos los modelos evaluados, se determinó el momento de fluencia de cada elemento; para el momento de fluencia dado por el análisis de momento curvatura (M_y) se observan los valores presentados en la Tabla 5-1 y Tabla 5-4; para el momento de fluencia dado por el análisis *pushover*, se evaluó el paso del análisis en el que se formó la primera rotula plástica de cada elemento y se midió el momento de fluencia para esa rotula plástica.

En la Figura 7-11 y Figura 7-12 se presenta un ejemplo de la formación de las rótulas plásticas para el modelo de 4 niveles, en este las rótulas en los elementos se comenzaron a formar a partir de paso 3 en el análisis *pushover*; Para los demás modelos se hizo el mismo análisis y en el Anexo D-1 y Anexo D-2 se presentan los resultados de fuerza momentos obtenidos.

Figura 7-11: Rótulas plásticas en modelo MC4N para paso de análisis 1, 3 y 4 dir *PushX*.

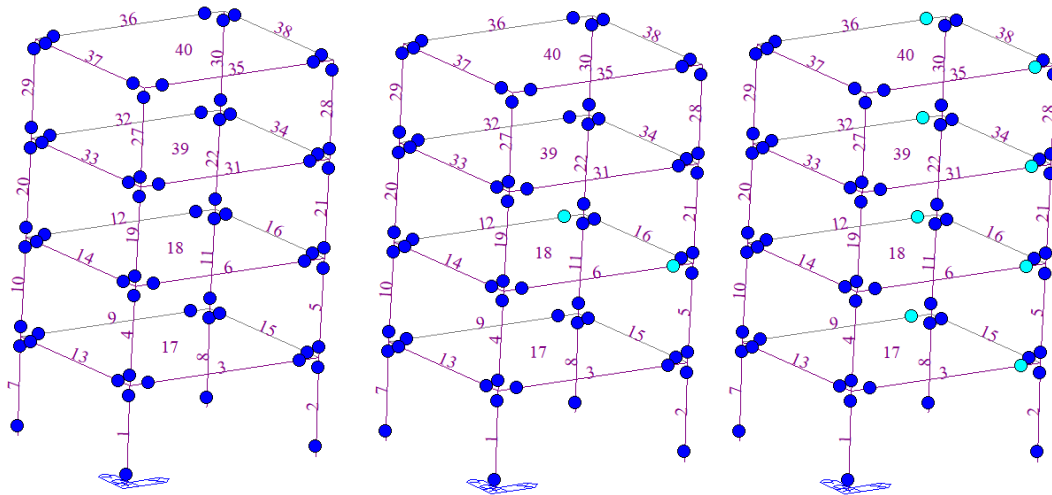
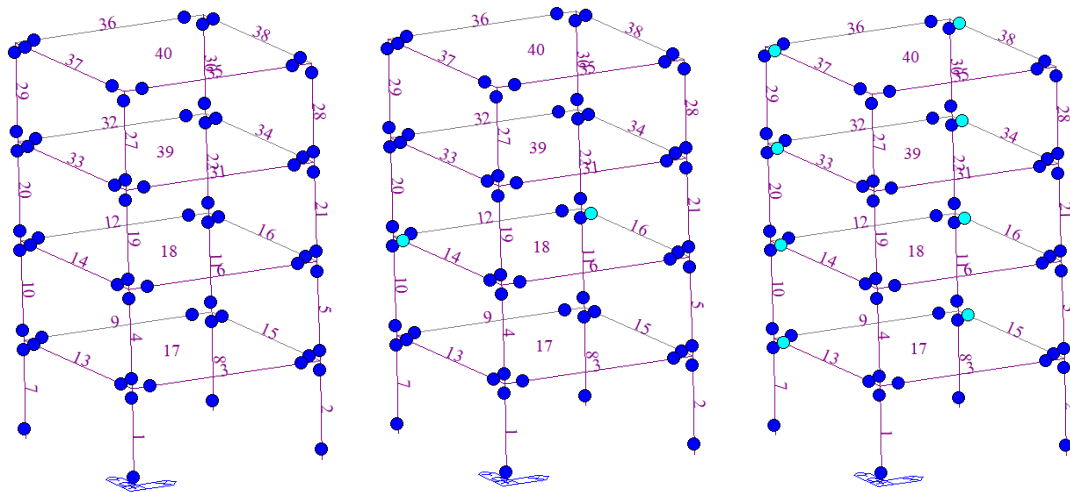


Figura 7-12: Rótulas plásticas en modelo MC4N para paso de análisis 1, 3 y 4 dir *PushY*.



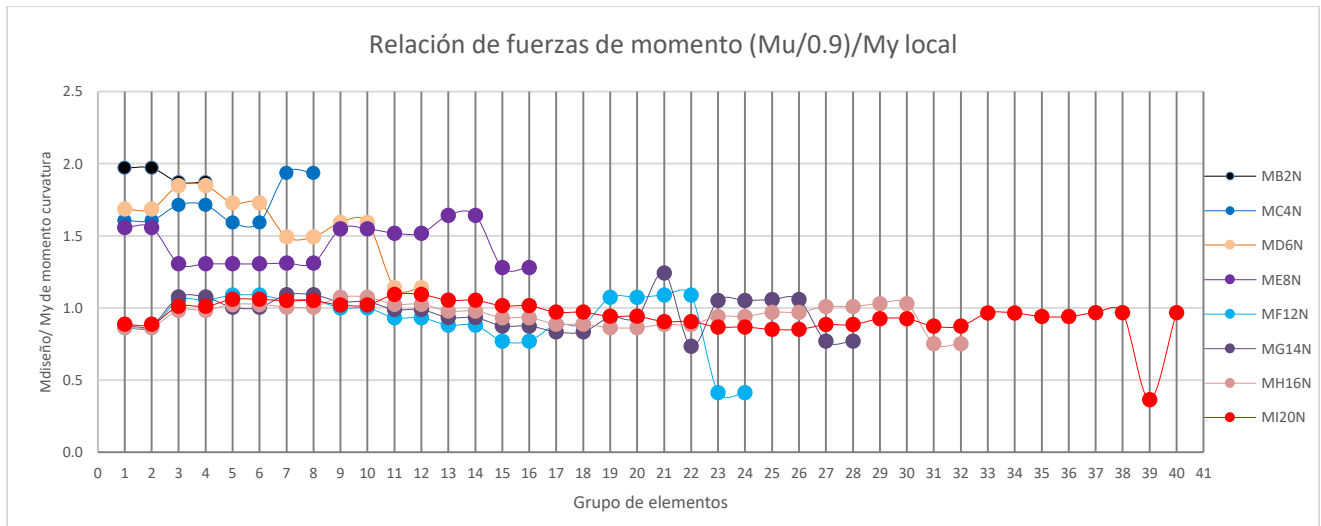
De la comparación de momentos que se presentan en los anexos mencionados, se observa que para todos los elementos evaluados las rótulas plásticas se formaron únicamente en las secciones de extremo, por lo que el análisis de los resultados se da principalmente a partir de la relación del momento de fluencia local con el momento de diseño y el momento de fluencia global de extremo con el momento de diseño. En los Anexos D-3 y D-4 se presenta las tablas respectivas para la relación de cada una de las fuerzas.

En la Figura 7-13 se evalúa la relación entre el momento de diseño (M_u/ϕ) y el momento de cedencia local (M_y) obtenido de los diagramas de momento curvatura, para cada uno

de los elementos de los diferentes modelos. Se observa que en algunos casos los momentos empleados para el diseño son mayores a los momentos de fluencia del elemento de acuerdo a su capacidad a flexión, como se presenta en las estructuras de pocos niveles, las cuales presenta relaciones de 2.5 a 1.3; lo que indica que se está diseñando asumiendo que la fluencia del elemento se alcanza en un punto donde el elemento en realidad para su detallado de refuerzo respectivo ya está fluyendo. Esto favorece la ductilidad del elemento, pero no su capacidad.

Pero en general los resultados para las estructuras de 12 niveles en adelante, muestran relaciones muy cercanas a 1, lo que indica que en el diseño se está garantizando la capacidad a flexión de los elementos.

Figura 7-13: Relación de Momentos de fluencia local y Momento de diseño.



Con respecto a la Figura 7-14 y Figura 7-15, la cual relaciona la fluencia de los elementos para la formación de la primera rotula plástica de acuerdo a un análisis inelástico, se observa que para ambas direcciones de análisis el momento de diseño es menor (en proporciones pequeñas < 0.85) que el momento de fluencia global, lo que indica que se está diseñando suponiendo que la fluencia ocurre para una fuerza a flexión específica, que de acuerdo a las características inelásticas del elemento ocurre para una fuerza a flexión

mayor que la inicialmente definida, lo que incurriría que la falla de los elementos se de forma frágil.

Figura 7-14: Relación de Momentos de fluencia global (*PushX*) y Momento de diseño

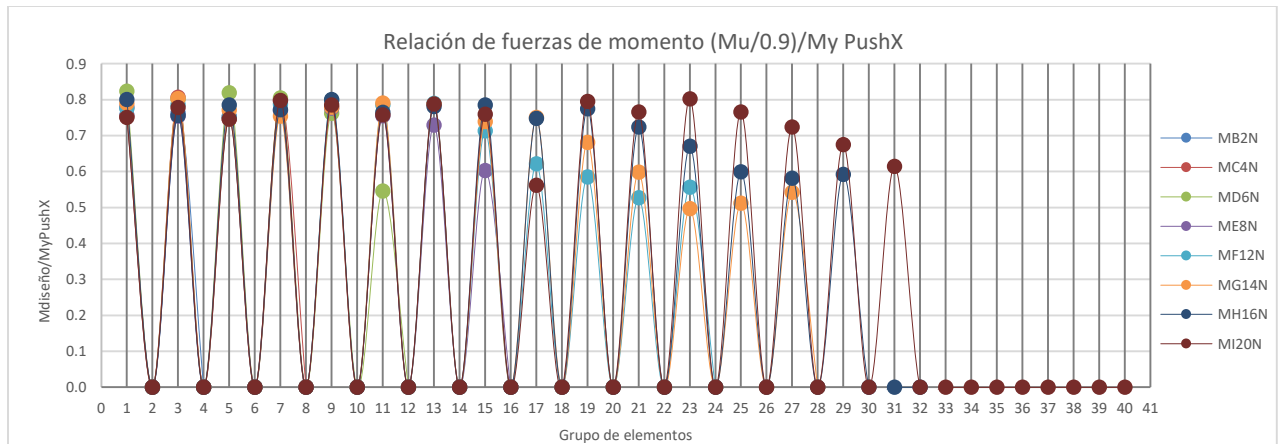
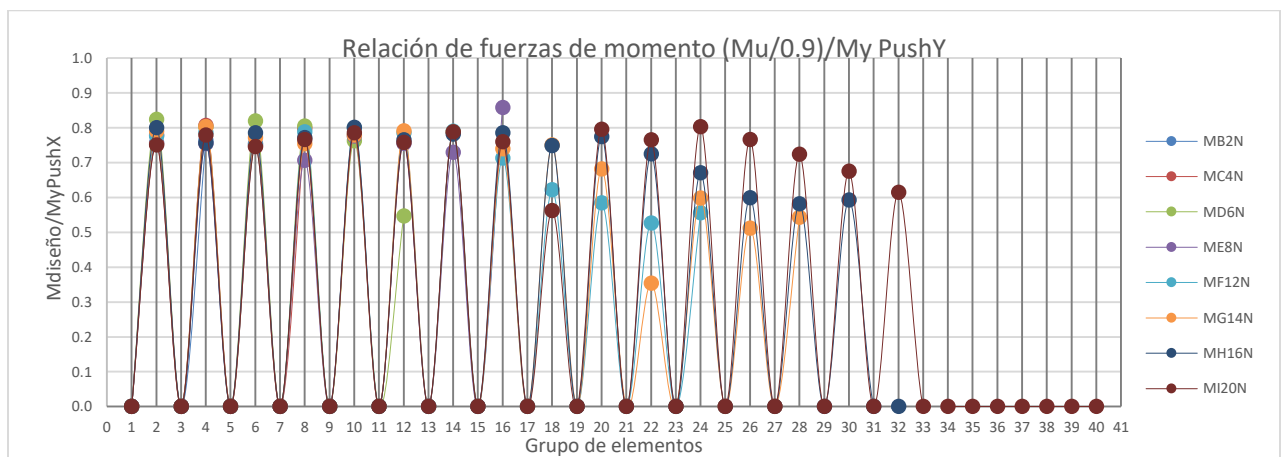


Figura 7-15: Relación de Momentos de fluencia global (*PushY*) y Momento de diseño



A medida que el número de niveles en las estructuras aumenta, el momento empleado para el diseño se hace mucho menor que el momento de fluencia para el análisis inelástico, siendo esto más riesgoso a medida que la relación tiende a cero. En los primeros niveles de las estructuras y en las estructuras de baja altura la relación no es muy alejada una de la otra, pero para los elementos de los últimos niveles de las estructuras a partir de 6 niveles comienzan a mostrar relaciones mucho menores.

8. Conclusiones y recomendaciones

Con base en los en los resultados obtenidos en las diferentes modelaciones a partir de las variables de cuantías, tamaños de las secciones y altura de la estructura, se concluye que las variables de altura y tamaño de secciones afectan directamente la magnitud del periodo de vibración de la estructura, el cual participa directamente en el cálculo de las fuerzas sísmicas. También la rigidez es una de las principales características que influyen en la ductilidad estructural y es una de las suposiciones que se hace en el diseño tradicional, cuando se reduce la inercia de las secciones (0.35lg vigas y 0.70lg columnas) para garantizar el comportamiento de disminución de la rigidez cuando el concreto se fisura y el acero comienza a ceder.

De las aproximaciones que se emplean en los códigos de diseño para definir los valores del periodo de vibración, es importante analizar que las aproximaciones por lo general aumentan el valor del periodo y, al aceptar estos aumentos a partir de las suposiciones de agrietamientos y periodos máximos, es posible que se lleve a la estructura a valores de periodo superiores al límite de periodos cortos (T_c), lo que produce una reducción de las aceleraciones de respuesta dadas en el espectro de diseño, y por consiguiente una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño; las cuales posteriormente serán también reducidas por el coeficiente R . Esto se podría evitar a partir de un análisis inelástico que abarcarse de entrada la flexibilidad estructural y la capacidad de la misma para definir la reducción de fuerzas correspondiente; pues este tipo de análisis se encarga directamente de estudiar el comportamiento de fisuración de los elementos y la reducción de la rigidez sin tener que emplear dichas suposiciones.

De la comparación para las derivas y deformaciones máximas de las estructuras de acuerdo con variación en altura, se presenta el caso que, para un modelo elástico las deformaciones son constantes a medida que se incrementa la altura de la estructura, pero para un análisis inelástico estas deformaciones se ven definidas en función del comportamiento dúctil de la estructura y su capacidad de deformación.

De acuerdo con el diseño estructural, se presentan resultados de cuantía superiores para los elementos de los primeros niveles y a medida que se aumenta el nivel en altura los

elementos superiores se diseñan para cuantías menores; sin embargo, sin importar la altura de la estructura y el tamaño de la sección los valores de cuantía resultante son congruentes para los elementos a los mismos niveles de altura.

En lo relacionado con la capacidad y ductilidad local de las secciones, las principales variables involucradas son las dimensiones de los elementos y la cantidad de acero dispuesto, la pendiente que se forma en la Figura 7-6 y Figura 7-7 para la reducción de la resistencia de fluencia es similar en todos los modelos, indicando que, a partir del acero de refuerzo dispuesto para las secciones según las solicitaciones de diseño, el comportamiento elástico de los elementos es muy similar en todas las estructuras sin importar su altura; el diseño es proporcional a las necesidades de cada estructura según sus dimensiones.

En las estructuras modelizadas, mayores a 33.6 m de altura, los grupos de elementos asociados con cada nivel de piso presentan ductilidades iguales sin importar el incremento en altura de la estructura tanto para la sección central como para la de extremo.

Es importante mencionar que, los elementos estructurales que son definidos para valores de cuantía superiores a los necesarios pueden incurrir en riesgos para la estructura, como se puede dar el caso cuando a partir del diseño de un elemento, se homogeniza el diseño para los demás elementos de la estructura, con el pensamiento de estar por el lado de la seguridad y, que sin embargo se está sobre reforzando algunos de los elementos, provocando con esto que durante un evento sísmico no alcancen los valores de ductilidad que se espera de acuerdo al análisis de diseño; lo que incurriría en degradaciones de la rigidez y formación de rótulas plásticas en circunstancias tempranas que no se tenían previstas por el diseño.

Del análisis no lineal considerado a partir de la variación en la altura de las estructuras se identificó que para que una estructura falle, una vez haya empleado toda su capacidad de disipación de energía es necesario que presente desplazamientos en el último nivel de casi el 3% de su altura total, lo que significa desplazamientos mucho mayores a los permitidos por la deriva. A medida que la estructura se hace más alta, serán suficientes deformaciones menores en la azotea para que esta falle. Considerando los límites de deriva, en los diseños se está poniendo un freno al desarrollo de deformaciones grandes de la estructura, lo cual va por el lado de la seguridad, pero limita la ductilidad.

Las curvas de capacidad resultantes permitieron identificar que la rigidez elástica dada por la pendiente del intervalo elástico, se comporta muy similar para los modelos de 2, 4, 6 y 8 niveles, los cuales por consiguiente trabajan a partir de rigideces constantes, pero a medida que la altura de la estructura se incrementa, a partir de los 12 niveles esta pendiente disminuye, achatándose hasta el modelo de 20 niveles; de lo que se deduce que la rigidez de las estructuras debe ser modelizada de acuerdo con las características de cada estructura y no definida a partir de una sola variable. A mayor altura, si la cuantía de la sección (relación entre el área de la sección y la cantidad de acero) no se incrementa, la capacidad de la estructura disminuye tanto para el intervalo elástico como para el inelástico.

Para alturas mayores de 33.6 m la capacidad de cortante basal de las estructuras se reduce debido a la compresión que se genera en las columnas de los primeros niveles, pues de acuerdo al comportamiento del diagrama de interacción de los elementos sometidos a flexocompresión, inicialmente los incrementos en la fuerza axial aportan favorablemente a la capacidad del elemento y permiten generar fallas dúctiles, sin embargo cuando se sobrepasa la falla balanceada la carga axial trabaja en contra de la resistencia del elemento incurridola en una falla frágil. En este caso al aumentar el número de niveles, la carga axial incrementa considerablemente reduciendo la capacidad de la estructura.

Se evidencia que para los diseños realizados con un valor de R igual a 5, a partir de los criterios del reglamento NSR-10 para pórticos resistentes a momentos, las fuerzas sísmicas están siendo reducidas en hasta un 40% y 75% más de los que pueden ser reducidas realmente de acuerdo con su capacidad de disipación de energía dada por el detallado de acero y geometría de secciones. Además, para estructuras con alturas mayores a los 33.6 m (12 niveles) la ductilidad global comienza a descender, inclusive alcanzando ductilidades menores a las obtenidas para las estructuras bajas.

En el desarrollo del análisis por variación en porcentajes de cuantía, cuando el tamaño de la sección no se modifica, la capacidad a flexión de los elementos aumenta en proporción a la cuantía de acero en la sección. En la Figura 5-23 se observa como el aumento en la cuantía de acero en la sección aumenta la ductilidad de la misma, sin embargo esto ocurre hasta cierto límite; para las cuatro secciones estudiadas los valores de ductilidad local μ presentan resultados entre 29 y 25 los cuales son constantes hasta un porcentaje de

cuantía del 100%; a partir de este nivel de cuantía, para porcentajes de cuantía superiores, las secciones que son sobre reforzadas comienzan a disminuir su ductilidad alcanzando valores de 19 y 15, lo que representa una reducción del 34% en la ductilidad local del elemento.

Los porcentajes de cuantía menores son los que permiten garantizar un coeficiente $R\mu$ mayor, esto no representan un buen comportamiento de la estructura ante acciones inelásticas, pues con menores cantidades de acero se obtiene como resultado una capacidad de cortante en la base muy baja que si se compara con la cortante en la base definida para el análisis elástico dará como resultado un valor de $R\mu$ grande. Si se mira por el lado del valor de R especificado por el reglamento de la NSR-10, al emplear un $R = 5$ estaríamos forzando en el diseño a que se defina una estructura con un equivalente en acero a porcentajes mucho menores al del 20%, ya que solo de esta forma se garantizaría una capacidad a cortante en la base tan baja que permita que la relación con la cortante elástica sea de 5. Esto en ningún caso se va a lograr a partir de las especificaciones definidas por los códigos de diseño, ya que las restricciones de cuantías mínimas no permiten definir cuantías a niveles de porcentajes tan bajos.

De esto se define que, mayores cantidades de acero en la sección igualmente generan reducciones en la ductilidad de la estructura, por lo que poner cuantías de acero superiores a las óptimas para el diseño podría desencadenar en una falla frágil para la estructura. Globalmente incurrir en cuantías superiores a las del diseño no afectara la rigidez de la estructura y ayudara a incrementar en cierta media la capacidad de la estructura, sin embargo, mayores porcentajes de cuantía no aportan ni en un 50% de más a la capacidad estructural, lo que incurriría en costos innecesarios y en posibles reducciones de la ductilidad estructural.

Las rótulas plásticas para todos los análisis se formaron en los elementos de extremo, lo que demuestra un adecuado comportamiento de la estructura ante incursiones en el intervalo inelástico de deformaciones, para sistemas de pórticos resistentes a momentos se debe garantizar la formación de las rótulas plásticas en los extremos de las vigas y con esto cumplir la premisa de columna fuerte, viga débil.

De la relación del momento de fluencia local y el momento de diseño en las estructuras de pocos niveles, se presenta relaciones de 2.5 a 1.3 lo que indica que se está diseñando

asumiendo que la fluencia del elemento se alcanza en un punto donde el elemento en realidad para su detallado de refuerzo respectivo ya está fluyendo. Esto favorece la ductilidad del elemento, pero no su capacidad.

Para la relación con la cedencia en la formación de las rótulas plásticas, el momento de diseño es menor que el momento de fluencia global, lo que indica que se está diseñando suponiendo que la fluencia ocurre para una fuerza a flexión específica, que de acuerdo a las características inelásticas del elemento ocurre para una fuerza a flexión mayor que la inicialmente definida, lo que incurriría que la falla de los elementos se de forma frágil.

El diseño en la actualidad se desarrolla empleando suposiciones que podrían evitarse al emplear las metodologías de análisis modernas que permiten conocer con mayor certeza el comportamiento inelástico de las estructuras, y aprovechar de una manera eficiente los avances en los programas de diseño que permiten desarrollar este tipo de análisis de forma segura y rápida.

La metodología de análisis para definir el valor de R ha sido estudiada durante varios años y podría incluirse dentro del desarrollo de los diseños; ; lo ideal es que el R tomado de la tabla en los códigos de diseño se emplee para predimensionar los elementos estructurales, así después de tener el diseño poder hacer la verificación del valor de R y realizar un proceso iterativo del análisis no lineal hasta llegar a un punto de convergencia para un valor de R que garantice un comportamiento de ductilidad y capacidad en la estructura acorde a su detallado y características de diseño.

En el artículo realizado por Nirva Patel. y Prutha Vyas. “*Evaluación of response modification factor for moment resisting frames*”, en el 2017; se habla precisamente que las estructuras nunca son diseñadas considerando sus condiciones de ductilidad, sino que simplemente se siguen unos lineamientos de detallado que garantizarían una “ductilidad” a los elementos estructurales pero que no son estudiados específicamente. Por esto ellos estudian el método de cálculo para R_{μ} definido por Newmark y Hall (1982), el cual expresa una forma simplificada de incluir dentro del análisis de diseño el uso del coeficiente R_{μ} calculado en función de variables como la ductilidad y el periodo estructural, permitiendo acercarse en el cálculo a valores de R que se identifiquen directamente con las características de la estructura. La formulación empleada se presenta en la Ecuación (8-1).

$$\begin{aligned}
 T < 0.2s & & R\mu &= 1 \\
 0.2 < T < 0.5s & & R\mu &= \sqrt{2\mu - 1} \\
 T > 0.5s & & R\mu &= \mu
 \end{aligned}
 \tag{8-1}$$

En la Tabla 8-1 se desarrolla el cálculo del valor de R_μ en función del periodo y de la ductilidad global de la estructura obtenida a partir del análisis no lineal; para comparar los resultados obtenidos con la propuesta presentada por Patel y Vyas y con lo desarrollado en este trabajo.

Tabla 8-1: Cálculo de R_μ en función del periodo estructural.

Modelo	Periodo	Coeficiente $R\mu$		Ductilidad global μ		Coeficiente $R\mu$ f(T)	
		PUSHX	PUSHY	PUSHX	PUSHY	$R\mu$	$R\mu$
MB2N	0.303	1.22	1.22	5.50	5.50	3.16	3.16
MC4N	0.565	2.24	2.24	5.67	5.67	5.67	5.67
MD6N	0.595	2.63	2.63	6.67	6.67	6.67	6.67
ME8N	0.771	2.28	2.28	8.50	8.50	8.50	8.50
MF12N	1.111	2.73	2.64	9.00	9.00	9.00	9.00
MG14N	1.277	2.85	2.85	7.50	7.50	7.50	7.50
MH16N	1.440	2.85	2.85	6.00	6.00	6.00	6.00
MI20N	2.404	2.97	2.97	5.33	5.33	5.33	5.33

De lo anterior, al comparar los resultados obtenidos para R_μ según el análisis *pushover* y el valor calculado en función del periodo estructural, se puede apreciar que el valor de R_μ en función del periodo presenta valores superiores en más de un 100% para todos los modelos; también se compara con el valor de $R = 5$ empleado por la NSR-10. donde en los modelos de poca altura y los modelos de 16 niveles en adelante se obtiene resultados muy cercanos a 5, sin embargo, en los modelos de niveles intermedios el valor de R_μ incrementa significativamente, hasta 180% más.

Se observa que empleando la metodología propuesta por Newmark y Hall se pueden alcanzar valores de R_μ similares al valor empleado en la NSR-10 sin embargo cuando los periodos estructurales sobrepasan los 0.5 s este comportamiento eleva el valor de R_μ significativamente solo en función de la ductilidad indicando reducciones en las fuerzas sísmicas incoherentes y perjudiciales para el diseño.

Tabla 8-2: Comparación de R_{μ} (NSR-10, análisis *pushover* y ductilidad).

Comparación de R_{μ}			
$R_{\mu}/R_{\mu\text{push}}$	$R_{\mu}/R_{\mu\text{push}}$	$R_{\mu}/5$	$R_{\mu}/5$
259%	258%	63%	63%
252%	252%	113%	113%
254%	254%	133%	133%
373%	373%	170%	170%
330%	340%	180%	180%
263%	263%	150%	150%
211%	211%	120%	120%
180%	180%	107%	107%

Finalmente, en conclusión, los análisis realizados en el presente trabajo confirman que el coeficiente R varía desde valores cercanos a la unidad para estructuras rígidas (de poca altura) hasta un valor aproximadamente constante para estructuras más flexibles (de mayor altura). También muestra que los modelos se comportan inelásticamente con R equivalente no mayor que 3. Además, como el reglamento NSR-10 no presenta un espectro ascendente para periodos bajos, especifica un R constante. Con base en los resultados de la presente tesis, se concluye que el coeficiente R no debe considerarse mayor que 5 en ningún caso para pórticos resistentes a momentos DMO.

A. Anexo: Desarrollo del análisis y diseño.

Los Anexos para este numeral se presentan en el archivo ANEXOS TRABAJO FINAL DE MAESTRÍA_SARA BEDOYA OSSA.

A-1. Cargas gravitacionales en elementos de la losa.

A-2: Definición de tamaño de secciones en columnas.

A-3: Esquema de elementos para modelos en MidasGen.

A-4: Resultados del análisis modal por modelo.

A-5: Resultados de derivas de piso por modelo.

A-6: Análisis por fuerza Horizontal Equivalente.

A-6(a): Masa por nivel de piso por modelo.

A-6(b): Cortante en la base por método de FHE.

A-7: Resultado de diseño en elementos viga por modelo.

B. Anexo: Desarrollo de Diagramas Momento-Curvatura.

Los Anexos para este numeral se presentan en el archivo ANEXOS TRABAJO FINAL DE MAESTRÍA_SARA BEDOYA OSSA.

B-1: Resultados de diagramas momento-curvatura por modelo

B-2: Resultados de diagramas momento-curvatura modelo MB2N con variación de cuantías

C. Anexo: Desarrollo del análisis *Pushover*.

Los Anexos para este numeral se presentan en el archivo ANEXOS TRABAJO FINAL DE MAESTRÍA_SARA BEDOYA OSSA.

C-1. Patrón de carga de FHE aplicado en el análisis *pushover* por modelo.

C-2: Resultado de curvas de capacidad en análisis *pushover* por modelo.

C-3: Resumen e resultados para análisis *pushover*

C-4: Resultados de análisis *pushover* para variación de cuantías en modelo MB2N

D. Anexo: Resumen de fuerzas

Los Anexos para este numeral se presentan en el archivo ANEXOS TRABAJO FINAL DE MAESTRÍA_SARA BEDOYA OSSA.

D-1: Resultados de momento para el diseño, la fluencia por momento-curvatura y la fluencia para la primera rotula plástica por análisis *pushover*.

D-2: Resultados de momento para el diseño, la fluencia por momento-curvatura y la fluencia para la primera rotula plástica por análisis *pushover*. Para variación de cuantía

D-3: Relación de momentos de fluencia por modelo

D-4: Relación de momentos de fluencia por modelo. Para variación de cuantías

Bibliografía

Mondal, A., Ghosh, S., y Reddy, G.R. (2013). Performance-based evaluation of the response reduction factor for ductile RC frames. *Elsevier, Engineering Structure*, 56 (2013), 1808-1819.

Heshmatollah abdi et al. (2019). Response modification factor-Review paper. *IOP Conf. Ser. Earth Environ. Sci*, 357 (2019).

Zerbin, M., Aprile, A., Beyer, K., y Spacone, E. (2019). Ductility reduction facto formulations for seismic design of RC wall and frame structures. *Elsevier, Engineering Structure*, 178(2019), 102-115.

Arteaga, N. (2010). Análisis comparativo entre métodos de análisis sísmico (análisis inelástico por Pushover, estructura sustituto) aplicado a pórticos estructurales de concreto que han sido previamente diseñados. Medellín. Universidad Nacional de Colombia.

ASCE/SEI-41 (2007). *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010) Reglamento Colombiano de construcción Sismo-Resistente, NSR-10. Bogotá, Colombia: Asociación Colombiana de ingeniería Sísmica.

Rochel, R., (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios*. Medellín, Colombia, Fondo editorial Universidad Eafit.

García, L.E., (1998). *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*. Bogotá, Universidad de los Andes. Páginas 41, 87, 101.

Chopra, A.K. (2007) *Dynamics of structure, Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Third Edition. Upper Sadle River, New Jersey, Pearson Prentice-Hall. Páginas 727 a 730.

Servicio Geológico Colombiano. (2019). Boletín de Sismos, Volumen 26, No. I (enero-junio 2018). Recuperado de <https://www.sgc.gov.co>.

Sinisterra, H. (2017). Determinación del desempeño sísmico para edificios en pórticos de concreto reforzado diseñados bajo la norma de diseño sismo resistente C.C.C.S.R.84. Cali. Pontificia Universidad Javeriana.

Gonzales, C. (2018). Análisis estático no lineal (*Pushover*) de estructura aporricada de hormigón armado con diferentes grados de ductilidad. Aplicando la norma sismo resistente colombiana (NSR-10. Valencia. Universidad Politécnica de Valencia.

Marín, F. (2018). Evaluación del desempeño estructural de una edificación de muros de concreto mediante métodos simplificados. Medellín. Universidad EAFIT.

Romero, H. (2015). Obtención de diagrama momento-curvatura en muros de concreto reforzado. Bucaramanga. Universidad Pontificia Bolivariana

Suárez, C. (2017). Análisis estático no lineal (*Pushover*) en SAP2000 para edificios de concreto armado. Bogotá. Universidad Distrital

García, L.E., (2005). Seminario de Ingeniería Sísmica. República Dominicana, Pontificia Universidad Católica Madre y Maestra.

FEMA 356. "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings". Federal Emergency Management Agency. Washington D.C. 2000

MacGregor, J. G. Reinforced Concrete Mechanics and Design. Sixth Edition. California, Pearson. Páginas 133 a 145

Midas. (2018). *General structure design systems. Midas Gen On-line Manual*. Recuperado de: <http://www.MidasUser.com>

Patel, N., Vyas, P. (2017). Evaluation of response modification factor for moment resisting frames. *Kalpa, International Conference on Research and Innovation in Science, Engineering & Technology*, Vol 1 (2017).