



**COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS  
ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DE DOS EDIFICACIONES EN  
CONCRETO REFORZADO SITUADAS EN ZONA DE AMENAZA SÍSMICA ALTA  
CON GRADO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DES, DISEÑADAS BAJO LOS  
CRITERIOS DEL AIS 114-17 Y LA NORMA NSR-10.**

**TRABAJO DE GRADO**

Presentado por

**OSCAR IVÁN SEGURA HERNÁNDEZ**

Presentado como requisito parcial para optar al título de

**MAGÍSTER EN INGENIERÍA CIVIL**

**UNIVERSIDAD MILITAR NUEVA GRANADA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL**

**Bogotá D.C., Colombia**

2021



**COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS  
ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DE DOS EDIFICACIONES EN  
CONCRETO REFORZADO SITUADAS EN ZONA DE AMENAZA SÍSMICA ALTA  
CON GRADO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DES, DISEÑADAS BAJO LOS  
CRITERIOS DEL AIS 114-17 Y LA NORMA NSR-10.**

**OSCAR IVÁN SEGURA HERNÁNDEZ**

APROBADO:

---

**ALEXANDER DURÁN COY**

Tutor

---

Martha Lissette Sánchez Cruz

Firma

---

William Valencia Mina

Firma

Bogotá D.C. 15 de julio de 2021

## **NOTA DE ADVERTENCIA**

“La universidad no se hace responsable de los conceptos emitidos por sus estudiantes en sus proyectos de trabajo de grado, sólo velará por la calidad académica de los mismos, en procura de garantizar su desarrollo de acuerdo a la actualidad del área disciplinar respectiva. En el caso de presentarse cualquier reclamación o acción por parte de un tercero en cuanto a los derechos de autor sobre la obra en cuestión, el estudiante – autor asumirá toda la responsabilidad y saldrá en defensa de los derechos. Para todos los derechos la universidad actúa como un tercero de buena fe”. (Ley 23 de 1982, Ley 44 de 1993, Decisión Andina 351 de 1993, Decreto 460 de 1995)

## **AGRADECIMIENTOS**

A Dios y a mi familia por brindarme el apoyo y fortaleza para superar las adversidades de la vida.

A la Universidad Militar Nueva Granada por haberme permitido ser un mejor profesional y ser humano.

Un agradecimiento especial al Ing. Alexander Durán por la orientación y conocimiento transmitido, a quien le acredito gran parte del mi aprendizaje por las estructuras.

## **DEDICATORIA**

A Dios por ser la fuente de todo conocimiento en el Universo.

A mi madre por enseñarme las mejores lecciones en la vida.

A mi padre por los momentos importantes que no pudimos compartir.

# Tabla de Contenido

<b>RESUMEN.....</b>	<b>VI</b>
<b>CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 Planteamiento del problema</b>	<b>2</b>
<b>1.2 Justificación</b>	<b>4</b>
<b>1.3 Objetivos</b>	<b>5</b>
1.3.1 Objetivo General .....	5
1.3.2 Objetivos Específicos.....	5
<b>CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE .....</b>	<b>6</b>
<b>2.1 Antecedentes del proyecto</b>	<b>6</b>
<b>2.2 Estado del arte</b>	<b>8</b>
<b>CAPÍTULO 3: MARCO CONCEPTUAL Y TEÓRICO.....</b>	<b>12</b>
<b>3.1 Marco Conceptual</b>	<b>12</b>
3.1.1 Idealización de la curva esfuerzo-deformación del acero .....	12
3.1.2 Idealización de la curva esfuerzo-deformación del concreto .....	15
3.1.3 Conceptos de ductilidad .....	19
3.1.4 Rotulación plástica en elementos .....	23
<b>3.2 Marco Teórico</b>	<b>26</b>
3.2.1 Procedimientos de análisis estructural .....	26
3.2.2 Método de la Linealización Equivalente FEMA 440 .....	28
3.2.3 Método de los Desplazamientos Modificados del ASCE 41-17 .....	33
<b>CAPÍTULO 4: METODOLOGÍA.....</b>	<b>41</b>
<b>CAPÍTULO 5: DESARROLLO .....</b>	<b>42</b>
<b>5.1 Diseño Edificación No. 1 (AIS 114-17)</b>	<b>42</b>
5.1.1 Generalidades.....	42
5.1.2 Predimensionamiento.....	44
5.1.3 Avalúo de cargas .....	45
5.1.4 Fuerzas sísmicas.....	48
5.1.5 Fuerzas internas en los elementos .....	52
5.1.6 Diseño de elementos estructurales .....	60
<b>5.2 Diseño Edificación No. 2 (NSR-10)</b>	<b>78</b>
5.2.1 Predimensionamiento.....	78
5.2.2 Fuerzas sísmicas.....	79
5.2.3 Análisis dinámico elástico espectral.....	82

5.2.4	Combinaciones de carga de diseño .....	86
5.2.5	Fuerzas internas.....	87
5.2.6	Diseño de los elementos.....	88
<b>5.3</b>	<b>Análisis Estático No Lineal - Pushover</b>	<b>92</b>
5.3.1	Modelamiento No lineal de la edificación.....	92
5.3.2	Cargas estáticas gravitacionales y patrones de carga laterales .....	101
5.3.3	Desplazamiento objetivo para una demanda sísmica. ....	102
<b>CAPÍTULO 6: RESULTADOS .....</b>		<b>104</b>
<b>6.1</b>	<b>Curva de capacidad de las edificaciones</b>	<b>104</b>
6.1.1	Demanda sísmica de Sa: 0.65g (Periodo de retorno 475 años) .....	104
6.1.2	Demanda sísmica de Sa: 0.86g (Periodo de retorno 975 años) .....	108
6.1.3	Demanda sísmica de Sa: 1.25g (Periodo de retorno 2475 años) .....	111
6.1.4	Estado de rotulación plástica en las edificaciones.....	114
6.1.1	Cuantía de obra .....	116
<b>CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES .....</b>		<b>118</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>		<b>120</b>



# Lista de Tablas

Tabla 1. Expresiones empíricas para determinación de $L_p$ .....	26
Tabla 2. Valores para el factor de modificación $C_0$ .....	35
Tabla 3. Valores para el factor de masa efectivo $C_m$ .....	36
Tabla 4. Probabilidad de excedencia y periodo de retorno de eventos sísmicos .....	38
Tabla 5. Objetivos de desempeño ASCE 41-17 .....	40
Tabla 6. Análisis de Carga Muerta.....	46
Tabla 7. Análisis de Carga Muerta Adicional .....	47
Tabla 8. Análisis de Cargas Vivas.....	47
Tabla 9. Cargas Totales.....	48
Tabla 10. Análisis por Fuerza Horizontal Equivalente.....	51
Tabla 11. Momentos y cortantes en vigueta principal (entre Eje A y Eje B) .....	54
Tabla 12. Cargas no mayoradas en vigas perimetrales.....	55
Tabla 13. Cargas no mayoradas en vigas interiores .....	55
Tabla 14. Cargas gravitacionales mayoradas sobre Viga Eje B .....	56
Tabla 15. Momentos y cortantes en viga Eje B (primer piso).....	56
Tabla 16. Fuerzas no mayoradas en las columnas del primer nivel .....	59
Tabla 17. Fuerzas no mayoradas en los muros.....	60
Tabla 18. Cargas mayoradas sobre viga B(1-2), nivel N+2.95m .....	61
Tabla 19. Diseño y resistencia máxima a flexión para viga Eje B .....	63
Tabla 20. Refuerzo a cortante en vigas, viguetas y vigas maestras .....	64
Tabla 21. Fuerzas mayoradas columna B2.....	67
Tabla 22. Análisis por Fuerza Horizontal Equivalente.....	81
Tabla 23. Periodo fundamental y porcentaje de participación de masa modal.....	82
Tabla 24. Fuerzas en la base de la estructura con Espectro Elástico de Aceleraciones.....	83
Tabla 25. Fuerzas cortantes de piso con Espectro Elástico de Aceleraciones en el eje X.....	84
Tabla 26. Fuerzas cortantes de piso con Espectro Elástico de Aceleraciones en el eje Y .....	84
Tabla 27. Derivas elásticas de piso con Espectro Elástico de Aceleraciones .....	85
Tabla 28. Secciones transversales de columnas, vigas y muros (Edificación No. 1 AIS 114-17).....	92
Tabla 29. Secciones transversales de columnas, vigas y muros (Edificación No. 2 NSR-10) .....	93
Tabla 30. Valores de rigidez efectiva.....	94
Tabla 31. Parámetros de modelamiento y criterios de aceptación en vigas.....	96
Tabla 32. Parámetros de modelamiento y criterios de aceptación en columnas no circulares .....	97
Tabla 33. Parámetros de modelamiento y criterios de aceptación en muros controlado a flexión .....	98
Tabla 34. Nivel de daño en los elementos hasta el desplazamiento objetivo para $S_a$ : 0.65g .....	114
Tabla 35. Nivel de daño en los elementos hasta el desplazamiento objetivo para $S_a$ : 0.86g .....	115
Tabla 36. Nivel de daño en los elementos hasta el desplazamiento objetivo para $S_a$ : 1.25 g .....	115
Tabla 37. Cuantías de obra por piso para la Edificio No. 1 .....	117
Tabla 38. Cuantías de obra por piso para la Edificio No. 2.....	117
Tabla 39. Cuantías de obra totales en ambas edificaciones.....	117

# Lista de Figuras

Figura 1. Aproximación de igualdad de desplazamientos .....	7
Figura 2. Objetivos de desempeño sísmico en edificaciones según Vision 2000.....	8
Figura 3. Curva de esfuerzo - deformación para distintos aceros.....	13
Figura 4. Curva esfuerzo-deformación mediante tres segmentos.....	13
Figura 5. Curva de esfuerzo-deformación de barras de acero .....	15
Figura 6. Idealización de la curva esfuerzo-deformación del concreto .....	15
Figura 7. Modelo esfuerzo-deformación para un concreto simple y uno confinado .....	17
Figura 8. Núcleo efectivo de concreto confinado para una sección rectangular.....	18
Figura 9. Factor de confinamiento, " $\lambda$ " para elementos rectangulares .....	18
Figura 10. Deformación de un elemento a flexión .....	19
Figura 11. Diagrama $M - \phi$ idealizado.....	20
Figura 12. Diagrama de deformación (Punto de agrietamiento) .....	21
Figura 13. Diagrama de deformación (Punto de fluencia) .....	21
Figura 14. Esfuerzos en una sección de elementos sometido a flexión, con comportamiento elastoplástico perfecto .....	23
Figura 15. Comportamiento elastoplástico idealizado .....	23
Figura 16. Distribución de curvatura a lo largo de una viga bajo momento último .....	25
Figura 17. Aproximación de longitud de rótula plástica en la pila de un puente .....	26
Figura 18. Conversión básica de un modelo estructural a un sistema equivalente.....	28
Figura 19. Método de la Linealización Equivalente del FEMA 440 .....	29
Figura 20. Formas modales para el pórtico idealizado.....	30
Figura 21. Conversión del espectro de respuesta en formato ADRS según ATC-40 .....	30
Figura 22. Representación espectro de capacidad y espectro de demanda inicial ADRS .....	31
Figura 23. Representación bilineal del espectro de capacidad según ATC-40.....	31
Figura 24. Desplazamiento máximo estimado usando iteración directa .....	32
Figura 25. Desplazamiento máximo estimado usando Procedimiento B .....	33
Figura 26. Posibles puntos de desempeño usando MADRS, Procedimiento C.....	33
Figura 27. Curva de capacidad idealizada de acuerdo al ASCE 41-17 .....	37
Figura 28. Nivel de desempeño en edificaciones .....	39
Figura 29. Planta arquitectónica Edificio Concordia – Piso 1.....	43
Figura 30. Planta arquitectónica Edificio Concordia – Piso 2 al 5.....	43
Figura 31. Secciones transversales de los elementos estructurales .....	46
Figura 32. Mampostería usada en la edificación. ....	46
Figura 33. Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño para un amortiguamiento del 5% del crítico. ....	49
Figura 34. Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño para un amortiguamiento del 5% del crítico para MicroZona 4B de la ciudad de Cali. ....	50
Figura 35. Cálculo del cortante y momento de piso debido a fuerzas laterales de sismo.....	51
Figura 36. Cálculo áreas aferentes en vigas .....	54
Figura 37. Cálculo áreas aferentes en columnas y muros.....	57
Figura 38. Cálculo del momento no balanceado debido a cargas gravitacionales mayoradas .....	58
Figura 39. Diagrama de cuerpo libre para cortante en la columna.....	65
Figura 40. Cortante de diseño en la unión.....	66
Figura 41. Área transversal efectiva dentro del nudo .....	67
Figura 42. Dimensiones para el cálculo del diagrama de interacción .....	69
Figura 43. Diagrama de interacción P-M para la columna de 35x35cm .....	70
Figura 44. Diagrama de interacción $\Phi P - \Phi M$ para muro típico.....	73
Figura 45. Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño para un amortiguamiento del 5% del crítico para MicroZona 4B de la ciudad de Cali. ....	80
Figura 46. Fuerzas cortantes de piso debido a Espectro Elástico de Aceleraciones.....	84
Figura 47. Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño Reducido para un amortiguamiento del 5% del crítico para la ciudad de Cali. ....	86
Figura 48. Fuerzas cortantes en los pórticos del eje D .....	87

Figura 49. Fuerzas de momento en los pórticos del eje D.....	88
Figura 50. Memorias de cálculo para el diseño de vigas.....	90
Figura 51. Memorias de cálculo para el diseño de columnas.....	90
Figura 52. Memorias de cálculo para el diseño de unión viga – columna.....	91
Figura 53. Definición de curva de esfuerzo - deformación para el concreto y el acero.....	94
Figura 54. Asignación de rigidez efectiva.....	95
Figura 55. Definición de rótula plástica en viga.....	99
Figura 56. Definición de rótula plástica en columnas.....	99
Figura 57. Asignación de longitud de la rótula plásticas en columnas y vigas.....	100
Figura 58. Asignación refuerzo y rótulas plásticas en muros.....	100
Figura 59. Diagrama Momento-Rotación definido automáticamente por el ETABS.....	101
Figura 60. Definición de cargas estáticas gravitacionales.....	101
Figura 61. Definición de patrones de cargas laterales.....	102
Figura 62. Determinación del desplazamiento objetivo según ASCE 41-17.....	102
Figura 63. Curvas de capacidad de la Edificación No. 1 para una Sa: 0.65g.....	104
Figura 64. Curvas de capacidad de la Edificación No. 2 para una Sa: 0.65g.....	104
Figura 65. Estado de rótulas plásticas Edificación No. 1 para una Sa: 0.65g.....	105
Figura 66. Estado de rótulas plásticas Edificación No. 2 para una Sa: 0.65g.....	105
Figura 67. Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 1, Sentido X, Sa: 0.65g.....	106
Figura 68. Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 1, Sentido Y, Sa: 0.65g.....	106
Figura 69. Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 2, Sentido X, Sa: 0.65g.....	107
Figura 70. Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 2, Sentido Y, Sa: 0.65g.....	107
Figura 71. Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 1, Sentido X, Sa: 0.86g.....	108
Figura 72. Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 1, Sentido Y, Sa: 0.86g.....	109
Figura 73. Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 2, Sentido X, Sa: 0.86g.....	109
Figura 74. Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 2, Sentido Y, Sa: 0.86g.....	110
Figura 75. Estado de rótulas plásticas Edificación No. 1 para una Sa: 0.86g.....	110
Figura 76. Estado de rótulas plásticas Edificación No. 2 para una Sa: 0.86g.....	111
Figura 77. Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 1, Sentido X, Sa: 1.25g.....	111
Figura 78. Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 1, Sentido Y, Sa: 1.25g.....	112
Figura 79. Estado de rótulas plásticas Edificación No. 1 para una Sa: 1.25g.....	112
Figura 80. Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 2, Sentido X, Sa: 0.9g.....	113
Figura 81. Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 2, Sentido Y, Sa: 0.87g.....	113
Figura 82. Estado de rótulas plásticas Edificación No. 2 para una Sa: 1.25g y Sa: 1.16g.....	114
Figura 83. Cuantía de obra en las edificaciones.....	116

# Resumen

Las metodologías convencionales de diseño sísmicos aplicadas en la actualidad se fundamentan en términos de la resistencia de la estructura, como los descritos en el documento AIS 114-17, que no tienen en cuenta la verificación del desempeño sísmico de las estructuras ante diferentes demandas, lo que podría causar que estructuras diseñadas bajo estos reglamentos tengan comportamientos poco representativos de las estructuras reales, proyectando en muchos casos edificaciones inseguras y en otras posiciones conservadoras, lo que generaría sobre costo en los proyectos.

En el presente trabajo se determina el nivel de desempeño sísmico de dos edificaciones en concreto reforzado dispuestas en zona de amenaza sísmica alta con grado de disipación de energía DES, realizando un análisis estático no lineal (pushover) y aplicando el Método de los Desplazamientos Modificados presentado en el ASCE/SEI 41-17. Una de las edificaciones diseñada bajo la metodología planteada en el documento AIS 114-17 con sistema estructural combinado y la otra diseñada acorde con la NSR-10, con sistema estructural de pórtico resistente a momentos. Al finalizar se discuten las ventajas, desventajas y limitaciones de la metodología planteada por el AIS 114-17, de igual manera se compara el desempeño y comportamiento de las edificaciones ante diferentes demandas sísmicas.

**Palabras clave:** Pushover, Análisis Estático No Lineal, Diseño por Desempeño, Estructura

# Abstract

Conventional seismic design methodologies currently applied are based on the strength of the structure, such as those described in document AIS 114-17, which do not take into account the verification of the seismic performance of the structures when facing different demand levels, this could cause that structures designed under these regulations to have a performance which is not representative of the real structures, creating unsafe buildings or a conservative position, which would generate an additional cost in the projects

In this work, the seismic performance level of two reinforced concrete buildings located in a high seismic hazard zone, with a degree of energy dissipation - DES, is determined using a nonlinear static analysis method (Pushover) and Modified Displacement Method included in the ASCE/SEI 41-17. One building was designed under the methodology outlined in the AIS 114-17 document with a combined structural system and the other designed to meet the NSR-10 regulation with a Moment Resisting frame system. At the end, the advantages, disadvantages and limitations of the proposed methodology by AIS 114-17 are discussed, in the same way the performance and behavior of buildings in the face of different seismic demands is compared.

**Keywords:** Pushover, Non-linear Static Analysis, Performance based Design, Structure

# Capítulo 1: Introducción

Colombia se ubica en una de las regiones de mayor actividad sísmica del planeta debido a la interacción de cuatro placas: Suramérica, Caribe, Nazca y Cocos; dinámica que ha formado diversas estructuras geológicas, un buen número de volcanes y fallas activas, lo que conlleva a una constante generación de terremotos; por esta razón se hace necesario conocer el comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos, comprender la capacidad de resistencia ante movimiento telúricos de las infraestructura que se construye en el país, con el fin de proteger no sólo vidas humanas sino el patrimonio de los ciudadanos y de la nación.

Uno de los principios fundamentales de la normatividad de construcción colombiana y en general de la ingeniería civil es proteger el colapso de las edificaciones ante eventos sísmicos, evitando con ello pérdida de vidas humanas. Los requisitos y procedimientos de diseño y construcción descritos en la normatividad colombiana buscan satisfacer los requisitos de resistencia solicitados acorde con los diferentes estados de funcionalidad en las estructuras, pero no obliga a determinar el comportamiento en el rango inelástico o mecanismo de falla de las mismas, y solamente se aborda como una alternativa a juicio del ingeniero diseñador.

Conocer el desempeño de las estructuras o mecanismo de colapso no son considerados como una necesidad y requisito en la normatividad colombiana. El desempeño de las estructuras estaría determinado por su capacidad de soportar una demanda sísmica y controlar una respuesta dinámica dentro de los niveles de daño aceptables, evaluada mediante un desplazamiento máximo de entrepiso, sin buscar que la estructura, en la condición de falla debido a eventos sísmicos, tenga una redistribución de resistencia que lleve a un mecanismo de falla conocido y deseable.

El documento AIS 114-17 (2017) se deriva del “Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10” y provee una metodología de diseño sísmico simplificado que facilita las labores de diseño de edificaciones de poca altura bajo limitaciones geométricas y que en principio cumplirá con las especificaciones técnicas establecidas en la NSR-10. No obstante, al presentar tablas, gráficas y formulaciones modificadas y reorganizadas, se presenta una metodología conservadora y aproximada de la resistencia real de los elementos estructurales de las edificaciones y del comportamiento global en su rango inelástico; método basado en fuerzas de diseño, enfoque tradicional que se continua usando por facilidad y utilidad, sin embargo no es el más adecuado para controlar la respuesta sísmica de una estructura (Fédération internationale du béton, 2003).

El inadecuado comportamiento sísmico de algunas edificaciones diseñadas acorde con los reglamentos de diseño actuales ha generado preocupación en el mundo de la ingeniería civil, por lo cual, este trabajo presenta la evaluación del comportamiento sísmico mediante el método de análisis no lineal estático “Push-over” de dos tipos de edificaciones en concreto reforzado situadas en zona de amenaza sísmica alta; una de ellas diseñada paso a paso a la luz de la metodología presentada en el documento AIS 114-17 con sistema estructural combinado y la otra diseñada mediante un software de diseño estructural acorde con la NSR-10 con sistema estructural de pórticos resistentes a momentos, ambas con similares configuraciones geométricas en planta y en altura.

Así pues, se diseñan dos edificaciones situadas en zonas de amenaza sísmica alta con Sistema de Capacidad de Disipación de Energía Especial (DES), con disposición geométrica en planta y altura acorde con las limitaciones que dispone el AIS 114-17. Siguiendo esta metodología se realiza el predimensionamiento, avalúo de cargas y diseño de todos sus elementos estructurales de una de las edificaciones mediante un desarrollo paso a paso, que permita comprender y discutir el documento, generando una guía para aplicaciones en proyectos e investigaciones futuras; dado que hasta el momento no existen estudios de caso que abarquen la temática.

Por otra parte, con una configuración geométrica similar en planta y en altura, se diseña una segunda estructura mediante software, acorde con los requisitos de la NSR-10, pero ahora con sistema de pórticos resistentes a momento. El software permite determinar las demandas en los elementos estructurales y diseñar sus elementos estructurales, teniendo en cuenta la filosofía de diseño por desempeño, lo que mejore el comportamiento de la edificación ante demandas sísmicas.

La investigación permite verificar la capacidad de incursionar en el rango inelástico de la edificación diseñada bajo la metodología planteada en el AIS 114-17 con sistema estructural combinado y una diseñada bajo sistema de pórtico resistente a momento acorde con la NSR-10. Para ello se realizan modelos tridimensionales en software especializado (Etabs, Sap200, etc) para tener un acercamiento del comportamiento real de cada una de las edificaciones y se realiza una evaluación del desempeño sísmico a la luz de los requisitos establecidos en el ASCE/SEI 41-17 (2017), determinando la curva de capacidad y punto de desempeño para diferentes demandas sísmicas con el fin de verificar el comportamiento de las edificaciones.

Por último, se hace una comparativa del desempeño sísmico de ambas edificaciones ante diferentes demandas sísmicas, con el fin de discutir el comportamiento estructural y evidenciar si existe una posición conservadora entre la edificación diseñada bajo la metodología planteada en el AIS 114-17, en comparación con una estructura con sistema estructural más flexible pero diseñada con una concepción de diseño por desempeño. Adicionalmente, se cuantifica de manera preliminar el volumen de concreto y acero de refuerzo de los elementos estructurales de las dos edificaciones y se compara cuál de ellas es más eficiente en términos cantidades, lo que permitirá mejorar la percepción del diseño y construcción de estructuras de mediana altura.

Dicha comparación permite establecer si edificaciones de altura limitada establecida en el AIS 114-17, donde reglamentan el uso obligatorio de muros estructurales en edificaciones DES, son realmente necesarios para un comportamiento adecuado; o por el contrario, mediante un diseño menos conservador y más económico, mediante un sistema estructural flexible, es posible generar edificaciones con nivel de desempeño apropiado.

## **1.1 Planteamiento del problema**

La demarcación geográfica del territorio colombiano genera una situación preocupante puesto que aquellas zonas de amenaza sísmica alta e intermedia involucran regiones de mayor desarrollo socioeconómico con la mayor parte de la población total. Colombia, al estar localizada en una de las zonas sísmicas más activas de la Tierra, (conocido como Anillo Circumpacífico, ya que

convergen la Placa de Nazca, la Placa Suramericana y la Placa del Caribe), posee condiciones de vulnerabilidad ante eventos sísmicos, que sumado a las condiciones geográfica del territorio y la baja eficiencia dinámica de las estructuras construidas hasta el momento, aumenta el riesgo sísmico al que la sociedad está expuesta.

La amenaza a toda la población del país, propiedades e infraestructura institucional, alcanza grandes dimensiones; es por esto que es necesario comprender el comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos. Las edificaciones de mediana y baja altura representan la mayoría de las edificaciones en las principales ciudades como se ha demostrado en investigaciones previas (Ballén, 2009).

La historia colombiana ha demostrado que el desarrollo de vivienda unifamiliar, especialmente en habitantes de bajos recursos, se ha consolidado y ha tomado gran fuerza en las últimas décadas y su desarrollo ha sido más recurrente de lo normal como solución a una necesidad habitacional. Así mismo, durante varias décadas el uso de sistemas estructurales aporticados predominó, debido a su fácil construcción y ventajas a nivel arquitectónico, limitando su uso a edificaciones de mediana altura debido a la flexibilidad que poseen.

El sector de la construcción en Colombia ha crecido en los últimos años. Su aporte en el crecimiento económico y generación de empleo permite la inversión pública y privada, convirtiéndose en un pilar del desarrollo nacional (Camacol & Sena, 2015). Es por esto que se requiere garantizar la seguridad de las edificaciones que se diseñan, logrando que tengan un comportamiento adecuado ante determinadas solicitaciones sísmicas.

No obstante, los métodos convencionales de diseño basados en términos de resistencia de la estructura, como los descritos en el documento AIS 114-17, aun cuando son metodologías sencillas y algo conservadoras, no garantizan que las edificaciones ante demandas sísmicas tengan un correcto desempeño. Entendiendo con esto que la edificación diseñadas bajo criterios de desempeño no sólo deben evitar el colapso ante un fuerte sismo, sino abarcar unos parámetros de habitabilidad y uso de la edificación acorde con unas demandas sísmicas establecidas.

Hasta el momento, el documento AIS 114-17 no ha sido abarcado en su totalidad mediante un estudio de caso que permita comprender y discutir los estándares que allí se presentan, de esta manera se ha convierte en un documento para consulta preliminar por parte de los ingenieros pero no como una metodología a seguir.

De esta manera, cobra la necesidad de comprender paso a paso la metodología que el documento AIS 114-17 presenta y estudiar el comportamiento de edificaciones diseñadas bajo criterios mínimos allí establecidos, evaluando su desempeño y vulnerabilidad sísmica bajo criterios y demandas diferentes, permitiendo con esto tener un enfoque más amplio de los posibles daños estructurales y rehabilitación antes un evento sísmico superior al de diseño. Así mismo confrontar su comportamiento estructural con edificaciones bajo la concepción de un diseño por desempeño, que puede ser más eficiente en cuanto la redistribución de la demanda-resistencia de sus elementos ante sismos.



## 1.2 Justificación

Las afectaciones y daños generados por los terremotos afligen a millones de personas cada año, un ejemplo de ellos son las vidas humanas que se perdieron durante el sismo de Haití en 2010, con un total de 220.000 muertes (Organización Panamericana de la Salud, 2012); o en de Sichuan-China, que en el 2008 fallecieron cerca de 70.000 habitantes luego de un terremoto de 8 grados en la escala de Richter (Salazar, 2018).

Si bien es cierto que la vulnerabilidad sísmica viene determinada por múltiples factores como son el nivel de amenaza sísmica presente, el número hogares expuestos, e información disponible de las estructuras construidas; el desconocimiento del comportamiento sísmico de las estructuras que se construyen a diario implica un aumento en la incertidumbre y por tanto un posible riesgo de la edificación ante un evento sísmico.

Un diseño basado en desempeño sísmico permite verificar el comportamiento de la edificación y encontrar posibles deficiencias y corregirlas a tiempo, con el fin de optimizar el funcionamiento del mismo; es por esto que es de vital importancia que los diseños estructurales vayan más allá de un diseño convencional, de evitar no solo el colapso de las estructuras sino de cuantificar el daño estructural posterior a un evento sísmico y el impacto que tiene en las actividades posteriores.

La ingeniería basada en desempeño sísmico ha demostrado que considerar únicamente la prevención al colapso de las estructuras ante cierta demanda sísmica, no se traduce en un comportamiento adecuado de las edificaciones; así mismo, un aumento global en la resistencia de las edificaciones no garantiza la seguridad de la misma, ni una adecuada redistribución de la demanda-resistencia de sus elementos. A pesar de lo anterior, la normatividad colombiana ha presentado únicamente conceptos fundamentales del diseño sísmico presentes en otras normas internacionales, sin abarcar más que de manera enunciativa en la filosofía del diseño por desempeño, aun cuando en otros países son un pilar fundamental en el diseño estructural.

Es evidente como se puede incurrir a largo plazo en sobrecostos generados por fallas estructurales parciales debido a comportamientos indeseados ante un evento sísmico. Aun cuando las edificaciones no colapsen, se pueden presentar fallas parciales de la estructura, interrupción en la actividad económica o prestación del servicio de la edificación; pérdidas económicas que no se contemplaron al no definir de manera clara el nivel de desempeño deseado para la estructura.

En contraste, cuando se usan metodologías simplificadas como la presentada en el documento AIS 114-17, es posible diseñar adecuadamente edificaciones con unos criterios mínimos, considerando ciertas demandas sísmicas acorde con la normatividad colombiana, y aun así presentar sobredimensionamiento de sus elementos y con ello una posición conservadora que puede ir en contra de un diseño óptimo, generando sobrecostos en la edificación acorde con las necesidades del propietario.

Por otra parte, aun cuando se cuenta con un gran desarrollo informático, la filosofía del diseño por desempeño no es un requerimiento normativo en Colombia, ni se exigen en todos los proyectos estructurales en la actualidad; se presenta únicamente como una herramienta a juicio del diseñador.

Sin embargo, esta investigación permitirá dar un enfoque más acertado acerca del desempeño sísmico de edificaciones diseñadas bajo la metodología del documento AIS 114-17, presentado paso a paso de manera clara y transparente sus fundamentos de diseño y limitaciones que permita a otros ingenieros comprender su uso y aplicabilidad a proyectos ingenieriles o investigaciones.

Un análisis del desempeño permitirá evidenciar la vulnerabilidad sísmica e incertidumbre presente en edificaciones diseñadas bajo la metodología AIS 114-17, mostrando posibles sobrecostos o pérdidas económicas debido a comportamientos estructurales no concebidos para las edificaciones; así mismo, beneficiará a los ingenieros estructurales al proveerlos de conceptos que permitan alcanzar un desempeño adecuado en sus edificaciones, identificando diferentes niveles de desempeño acorde con ciertas demandas sísmicas y requerimientos del proyecto.

De igual manera, al comparar el desempeño sísmico de edificaciones diseñadas bajo la metodología AIS-114 con edificaciones diseñadas bajo una filosofía de desempeño sísmico eficiente, se pueden evidenciar los pros y contras de ambas posiciones, y tener una mejor visión acerca del comportamiento inelástico de edificaciones, evitando con ello sobrecostos o fallas indeseadas en sus elementos estructurales.

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivo General**

- Comparar el nivel de desempeño sísmico de dos edificaciones dispuestas en zona de amenaza sísmica alta con grado de disipación de energía DES, con similar disposición geométrica en planta y altura, por el método de análisis estático no lineal (pushover).

### **1.3.2 Objetivos Específicos**

- Diseñar un edificio con sistema estructural combinado en concreto reforzado de acuerdo a los criterios establecidos en el documento AIS 114-17, mostrando una metodología paso a paso.
- Diseñar un edificio con sistema estructural de pórticos resistente a momentos en concreto reforzado con ayuda del software Etabs y Cypecad, acorde con la NSR-10.
- Realizar el análisis estático no lineal pushover de los dos edificios analizados mediante modelación en software especializado conforme los requisitos establecidos en el ASCE/SEI 41-17.
- Determinar la curva de capacidad de los dos edificios analizados mediante el uso de software.
- Cuantificar las rótulas plásticas asociadas a los niveles de daño sísmico en las edificaciones analizadas para diferentes demandas sísmicas.
- Comparar el nivel de desempeño sísmico de los edificios analizados bajo diferentes demandas sísmicas.
- Cuantificar el volumen de concreto y acero de refuerzo de los elementos estructurales, siendo ésta una unidad de medida del costo de las edificaciones.

# Capítulo 2: Antecedentes y Estado del Arte

## 2.1 Antecedentes del proyecto

La mayoría de los métodos propuestos para abordar el diseño sísmico se pueden dividir en enfoques convencionales fundamentados en cálculos lineales de fuerzas y metodologías basadas en desplazamiento, que da una mejor visión al comportamiento sísmico de edificaciones.

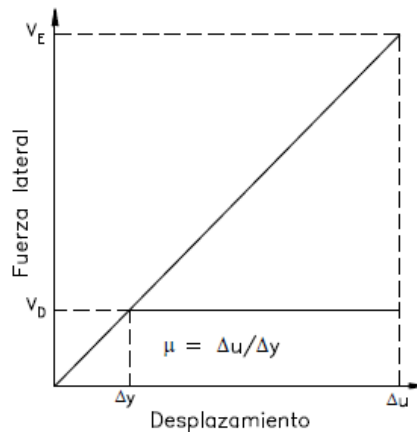
Los métodos de diseño sísmico de estructuras convencionales se basan en caracterizar una demanda sísmica mediante fuerzas, es decir, las fuerzas y desplazamientos debido a un evento sísmico se calculan con un método elástico; y cuyas fuerzas combinadas obtenidas se utilizan para diseñar las secciones de elementos. Sin embargo, diseñar las edificaciones para resistir cargas sísmicas en el rango elástico conlleva a costos económicos altos, por lo cual se proyectan permitiendo una incursión de sus elementos en la zona inelástica (deterioro) sin llegar al colapso. Esta capacidad de disipación de energía y ductilidad de la edificación se adquieren principalmente mediante el detallado de los elementos. Por otra parte, para prevenir los daños de elementos no estructurales, se requiere un control de derivas.

El método convencional de diseño sísmico basado en fuerzas (MBF) se ha difundido en los códigos de construcción como alternativa simplificada de diseño y cuya característica principal es concebir las estructuras en torno a su rigidez y amortiguamiento en el rango elástico, sin contemplar la compatibilidad con factores de reducción de energía, sobrerresistencia y deformaciones en el rango inelástico, lo que conlleva a interpretar de manera errónea el comportamiento y desempeño de las estructuras ante diferentes demandas sísmicas. El diseño sísmico basado en fuerzas puede resumirse en una serie de pasos expuestos a continuación:

- Adoptar geometrías y dimensiones de elementos en planta y en altura, acorde con un sistema estructural y amenaza sísmica.
- Determinar un cortante basal acorde con un espectro elástico de respuesta a partir de un análisis estático o dinámico.
- Realizar un chequeo de derivas elásticas.
- Reducir las fuerzas sísmicas mediante un factor de reducción establecido para representar la ductilidad inherente del sistema estructural.
- Calcular las fuerzas de diseño en los elementos acorde con las diferentes combinaciones de carga.
- Diseñar los elementos estructurales y no estructurales cumpliendo los criterios de formación potencial de rótulas plásticas y mecanismo de colapso.
- Verificación de derivas y rediseño de ser necesario.

La característica principal que describe el diseño basado en fuerzas es el uso de factores de reducción de capacidad que pretende describir las deformaciones inelásticas y ductilidad de los elementos dentro de un sistema estructural; dicho factor es usado para reducir el cortante elástico

y con ello la resistencia de la estructura para permitir su incursión en el rango inelástico de acuerdo con la Figura 1.



**Figura 1.** Aproximación de igualdad de desplazamientos

No obstante, el uso de un mismo factor de reducción para diferentes sistemas estructurales supone que ante una misma demanda sísmica se presentaría igual comportamiento inelástico lo cual no es cierto, adicionalmente la distribución de fuerzas a través de la edificación ante eventos sísmicos no podría definirse a través de una fuerza cortante de diseño en la base (Priestley, 2000).

Esta técnica de diseño sísmico de estructuras alcanzó un alto nivel de acogida en el mundo en la década de 1980 y jugó un papel importante en el diseño sísmico de edificios, sin embargo tiene algunas deficiencias (Papanikolaou & Elnashai, 2005):

- Los factores de reducción de fuerza establecidos en los códigos de diseño estructural son aproximados y no representan correctamente la ductilidad de la estructura a considerar.
- Es incorrecto establecer que el mecanismo de colapso en la edificación sea el representado por la acción sísmica elástica.
- Cuando parte de los elementos estructura entran en el rango inelástico, las fuerzas y deformaciones cambian significativamente. Este cambio no está representado correctamente por una reducción de la fuerza sísmica a nivel de diseño.
- La distribución global y particularmente local de las deformaciones en el rango inelástico puede no tener semejanza con las del rango elástico.
- La regla de iguales desplazamientos no representa correctamente la energía disipada por las edificaciones en el rango inelástico.

De esta manera, los métodos de diseño convencionales como los presentados en el documento AIS-117 (2017) han perdido acogida en el diseño estructural, teniendo en cuenta que las estructuras cada día son más complejas y sus comportamientos no pueden describirse con certeza. Describir el daño estructural en términos de fuerza no es lo más correcto y apropiado; sin embargo, verificar los desplazamientos estructurales en el rango inelástico suele ser un mejor criterio de aceptabilidad en términos de daño sísmico, lo que dio cabida a los métodos de diseño basado en desplazamiento (MBD) (González, Bairán, & Huaman, 2011).

Como consecuencia de lo anterior, el enfoque basado en fuerzas no permite controlar el modo de falla en las estructuras, que es el pilar fundamental en la evaluación y el diseño basados en desempeño sísmico. Esto ha llevado al uso análisis inelásticos como un medio más realista .

## 2.2 Estado del arte

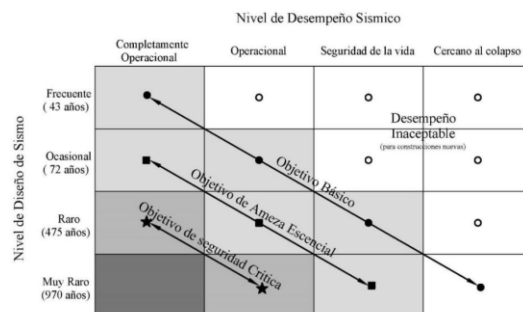
Esta sección explora los diferentes enfoques y normatividades publicadas en la literatura relacionada con el desempeño de edificaciones. A continuación, se presentan los principales avances a nivel normativo y estándares adoptados para el análisis no lineal de edificaciones:

El diseño basado en desempeño inició en la década de 1980 entre los ingenieros dedicados a la práctica del diseño sísmico y la repotenciación de edificios existentes. Normativamente nació a partir de las recomendaciones proporcionadas por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) y la Asociación de Cemento Portland (PCA) (Mohd & Keshav, 2016).

La necesidad de encontrar niveles de desempeño sísmico y su aplicación en el proceso de diseño, condujo al desarrollo de metodologías de evaluación sísmica y repotenciación de edificios de concreto existentes denominadas metodologías de Primera Generación. Tres documentos son la base de los procedimientos de primera generación: SEAOC Visión 2000 (1995), ATC-40 (1996) y FEMA 273 (1996). SEAOC Vision 2000 desarrolló el marco de procedimientos que facilitaría el diseño de estructuras para un conjunto predefinido de objetivos de desempeño, definidos en términos de derivas permanentes y transitorias.

El SEAOC Vision 2000 presenta los conceptos y aborda los niveles de desempeño de los elementos estructurales y no estructurales, incluyendo la identificación de la amenaza sísmica y selección de los niveles de desempeño para un comportamiento deseado.

Las recomendaciones de Vision 2000 brindan información acerca de los objetivos del diseño en cuanto a los estados de servicio, la funcionalidad de la edificación posterior a un sismo y el desempeño de su elementos estructurales y no estructurales. Las recomendaciones propuestas definen cuatro escenarios de sismos diferentes que van desde eventos frecuentes y pequeños hasta eventos poco frecuentes y de gran magnitud. Vision 2000 también tiene en cuenta el grado de importancia de las diferentes estructuras, proporcionando estándares más estrictos para las instalaciones prioritarias en comparación con construcciones no esenciales (Ghobarah, 2001).



**Figura 2.** Objetivos de desempeño sísmico en edificaciones según Vision 2000  
Fuente: Vision 2000

En el avance del diseño por desempeño, el FEMA 273 de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (1996) proporcionó pautas para el análisis no lineal de todo tipo de edificaciones. Éste presenta una variedad de objetivos de desempeño con movimientos probabilísticos asociados. El documento define niveles de desempeño para elementos y sistemas no estructurales y propone límites de deriva para varios sistemas estructurales en diferentes niveles de desempeño. El principio básico de estos procedimientos se enmarca en la estimación de las demandas sísmicas mediante el uso de curvas fuerza-deformación que se generan a partir del análisis no lineal estático.

Por otra parte, presenta un método sencillo para estimar el desplazamiento máximo de un sistema no lineal. El método implica multiplicar la respuesta del sistema lineal elástico de la estructura mediante el uso de coeficientes, a saber,  $C_0, C_1, C_2$  y  $C_3$ . En la metodología propuesta,  $C_0$  es un factor que relaciona el desplazamiento espectral y el desplazamiento del edificio a nivel de techo,  $C_1$  representa la relación entre el desplazamiento máximo del sistema inelástico y el de los sistemas elásticos correspondientes con los mismos períodos de vibración.  $C_2$  indica los efectos histeréticos y de degradación rigidez, y  $C_3$  explica el efecto P-delta.

Paralelamente, nace el documento ATC-40 del Consejo de Tecnología Aplicada (1996). El documento se limita a edificios de concreto, comparando su capacidad para resistir fuerzas en relación con la demanda sísmica, representadas a través de diagramas espectrales. La superposición entre la capacidad de la edificación con la demanda da origen al punto de desempeño. Para construir el espectro de capacidad, la curva de fuerza-desplazamiento se determina mediante un análisis estático no lineal (empuje lateral). Las fuerzas y los desplazamientos se convierten en aceleraciones espectrales y desplazamientos espectrales utilizando un sistema equivalente. En el punto de desempeño se supone que la capacidad es igual a la demanda sísmica, lo que proporciona una estimación de la aceleración (fuerza) y el desplazamiento (demanda).

De manera alterna, ATC-13 (1985) proporcionó datos estadísticos sobre los costos de reparación de diferentes tipos de edificaciones, basados en las opiniones de expertos en ingeniería sísmica, mientras que el informe ATC-14 (1987) proporcionó una metodología estandarizada para la evaluación de edificios existentes determinando posible vulnerabilidad sísmica e identificando edificios o componentes de edificios que presentan un riesgo para las vidas humanas. Si bien estos documentos permitieron a los ingenieros evaluar los edificios con un enfoque convencional, no brindaron orientación sobre cómo repotenciar los edificios para lograr un mejor desempeño.

Luego de la publicación del ATC-14 y FEMA 273, la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) realizó la transición de pautas a estándares nacionales, generando documentos actualizados en forma preliminar (FEMA 178, 1992; FEMA 310, 1998; y FEMA 356, 2000). Además modificar los documentos a un nivel normativo también se incorporaron actualizaciones técnicas; los procedimientos de análisis basados en desplazamiento del FEMA 273 se simplificaron e incorporaron en el FEMA 310, brindando cierta coherencia a los dos documentos precursores.

Los procedimientos de primera generación hasta ahora expuestos representan una mejora significativa con respecto a las prácticas convencionales de diseño. Incluyeron metodologías para

definir el desempeño en términos de niveles y connotar el daño esperado, que se relacionan con los parámetros de demanda sísmica, deriva y ductilidad, e incorporaron técnicas formales para simular la respuesta de las edificaciones a los movimientos sísmicos y evaluar su comportamiento. Así mismo, introdujeron un conjunto de procedimientos analíticos de diferentes niveles de complejidad que podrían usarse para simular la respuesta sísmica de edificios y proporcionar un conjunto completo de pautas sobre técnicas de análisis no lineales y criterios de aceptación (Federal Emergency Management Agency, 2006)

Sin embargo, estos procedimientos tuvieron limitaciones y requirieron mejoras, a saber (Hamburger & Rojahn, 2004):

- Evaluaron el desempeño sobre la base de las demandas y capacidades de los componentes individuales, en lugar de un comportamiento global, llevando a que los elementos más débiles y menos dúctiles de un edificio tiendan a controlar el desempeño estructural general, aunque puedan tener poca importancia para la resistencia sísmica general del edificio. En muchas estructuras esto resulta en una evaluación demasiado pesimista de la capacidad de desempeño y por ende una postura innecesariamente conservadora.
- Gran parte de los criterios de aceptación contenidos en los documentos y utilizados por los ingenieros para evaluar el desempeño de una estructura se basan en el juicio de quienes desarrolla el método, más que en datos experimentales; por tanto la fiabilidad de los procedimientos es cuestionable.
- Los procedimientos para la evaluación de elementos no estructurales se limitan casi por completo a considerar la capacidad de estos elementos para permanecer estables, generalmente a través de su unión a los elementos estructurales, y no aborda correctamente ni su capacidad de daño ni su funcionalidad posterior al evento sísmico. Dado que la mayoría de las pérdidas se atribuyen al rendimiento de estos componentes y sistemas no estructurales, esto representa un impedimento significativo en el desempeño sísmico.
- Los niveles de daño no abordan directamente las preocupaciones principales de las partes interesadas, como son los costos probables de reparación y el tiempo perdido de ocupación en el edificio, debido a daños generados ante un evento sísmico.

En el 2001, el ATC 58 recomendó tres aspectos importantes a tratar a futuro en la filosofía del diseño por desempeño (Mohd & Keshav, 2016):

- Desempeño primario: El desempeño primario se enfoca en las principales precauciones de las partes interesadas respecto a 1) pérdidas directas, incluyendo tanto el costo de los daños como las reparaciones; 2) tiempo de inactividad asociado con la pérdida de uso de la edificación; 3) pérdida indirecta asociada con la pérdida de uso de la edificación; y 4) pérdida de vidas dentro y fuera de las inmediaciones del edificio.
- Niveles de desempeño discreto a continuo: Los procedimientos de primera y segunda generación tienen niveles de desempeño discretos, con requisitos explícitos de diseño estructural y no estructural asociados con ellos. El ATC 58 considera la posibilidad futura de dar continuidad entre niveles de desempeño discretos
- Niveles de análisis: El ATC 58 proporcionó un lenguaje determinista mejorado para describir los niveles de análisis para evaluar enfoques deterministas y probabilísticos, e

identificó cinco enfoques globales a considerarse para el desarrollo de próximas metodologías.

Los investigadores han intentado simplificar los procedimientos del diseño por desempeño mediante el desarrollo de herramientas simples que identifiquen los objetivos de desempeño y los métodos de análisis apropiados. El ATC inició el documento ATC-58 (2009) junto con el FEMA-445 (2006) para desarrollar directrices de diseño por desempeño en su segunda generación, que pretendían identificar procesos simples y racionales. Básicamente la propuesta planteada comienza con la selección de los niveles de desempeño seguida por el desarrollo del diseño preliminar y la evaluación de si el diseño cumple o no con los objetivos. Finalmente, se lleva a cabo el rediseño y la reevaluación hasta que se logre el objetivo de desempeño establecido.

Estas pautas no difieren conceptualmente e introducen procedimientos que pueden considerarse como la primera diversificación significativa de los códigos de diseño de edificios por desempeño. Muchos de los códigos actuales para el diseño de edificios nuevos se basan solo parcialmente en el desempeño, ya que intentan vincular todos los criterios de diseño a un nivel de desempeño, generalmente al de seguridad de la vida o prevención al colapso.

Los avances en la filosofía por desempeño se siguen dando, y el informe FEMA 440 nace como proyecto del ATC-55, basados en el ATC-40 y FEMA 356. El documento tiene como objetivo principal la evaluación y mejora de los procedimientos de análisis estáticos no lineales bajo tres propósitos básicos: (1) proporcionar una guía directamente aplicable en la evaluación y diseño de estructuras por parte de los ingenieros; (2) facilitar una comprensión conceptual de los principios subyacentes, así como las limitaciones asociadas; y (3) proporcionar información detallada adicional utilizada en el desarrollo del documento para avances futuros y uso por parte de investigadores.

De manera paralela, la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias del Departamento de Seguridad Nacional trabaja en el FEMA 445 (2006). Éste ofrece un programa paso a paso, orientado a desarrollar procedimientos y pautas en el desempeño de elementos estructurales y no estructurales, aplicables a edificios nuevos y existentes. El sistema tecnológico desarrollado proporciona un marco analítico para estimar riesgos mediante el uso de softwares de evaluación de riesgos usados en la práctica por las industrias de seguros y agencias de mitigación del riesgo. La metodología permite estimar la posibilidad de incurrir en daños por eventos sísmicos en términos de pérdidas directas (costo de reparación), víctimas y tiempo de inactividad en edificios nuevos o existentes.

Finalmente, la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE) estableció un Comité en 2009 para actualizar dos estándares nacionales: ASCE 31-03 “Evaluación sísmica de edificios existentes” y ASCE 41-06 “Rehabilitación sísmica de edificios existentes”. El Comité organizó las dos normas y publicó una versión final en el 2013.

La ASCE/SEI 41-13 (2014) establece procedimientos de análisis y criterios de aceptación para cimentaciones, componentes de acero, concreto, mampostería, madera y acero laminado en frío; componentes y sistemas arquitectónicos, mecánicos y eléctricos; y sistemas de aislamiento sísmico y disipadores de energía. La actualización propuesta también incluye: modelos de rigidez efectiva en vigas, columnas y uniones viga-columna; criterios de aceptación y parámetros de modelado



para columnas, conexiones losa-columna y muros; modelos de resistencia para empalmes y traslapes; criterios para losas postensadas; y requisitos de confinamiento para muros estructurales.

La evaluación sísmica por multifase de la ASCE/SEI 41-13 incluye tres niveles de evaluación. Nivel 1, procedimiento de selección, los requisitos tienden a ser de naturaleza general y conservadora, el Nivel 2, procedimiento de evaluación basado en deficiencias, es más detallado, y el Nivel 3, procedimiento de evaluación sistemática, siendo más específico y analítico.

El Nivel 1 consta de varios check list que permiten una evaluación rápida del riesgo de los estructural, no estructural, y elementos de cimentación. Si se identifican deficiencias el ingeniero puede pasar al Nivel 2, en donde se realiza un análisis del edificio para abordar todas las deficiencias potenciales identificadas en la evaluación del Nivel 1. El análisis en el Nivel 2 se limita a métodos de análisis lineales simplificados. En el Nivel 3, se realiza el análisis completo de la respuesta del edificio a los peligros sísmicos, reconociendo implícita o explícitamente la respuesta no lineal.

Actualmente, la ASCE/SEI 41-17 (2017) realizó mejoras significativas, incluyendo revisiones para los objetivos de desempeño en edificaciones existentes, evaluación de componentes controlados por fuerza. Revisión en los procedimientos de análisis no lineal, niveles de desempeño en elementos no estructural, demandas de fuerzas de muro fuera del plano, parámetros de modelado y criterios de aceptación de columnas de acero y concreto, junto con pruebas de anclaje. Las actualizaciones que presenta el ASCE/SEI 41-17 tienen un impacto significativo en el enfoque de evaluación y rehabilitación para una variedad de edificios existentes, siendo un documento referente para la estimación de la vulnerabilidad sísmica en las estructuras.

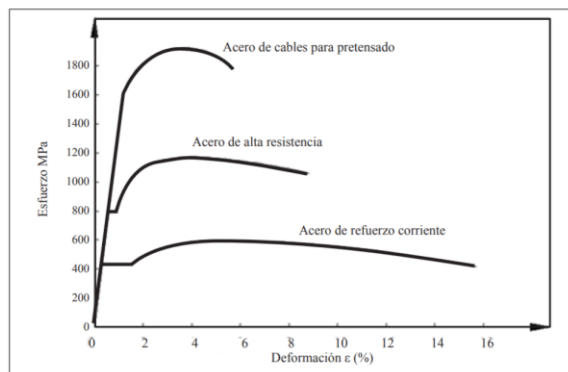
## **Capítulo 3: Marco Conceptual y Teórico**

### **3.1 Marco Conceptual**

En este capítulo se abarcan los conceptos básicos y modelos para entender el diseño por desempeño de las edificaciones, desde las propiedades mecánicas del concreto reforzado como conceptos de resistencia y ductilidad de elementos.

#### **3.1.1 Idealización de la curva esfuerzo-deformación del acero**

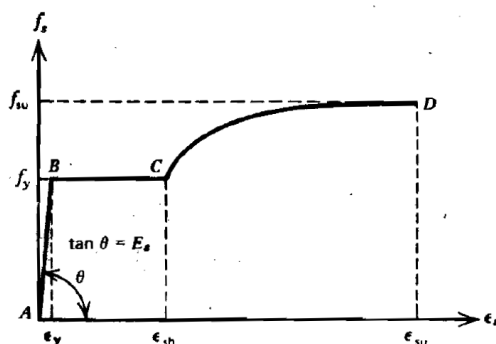
El acero es una aleación entre hierro y porciones de carbono entre el 0.03 y 2%. La mayoría de las ventajas que tiene con otros materiales como la madera o el concreto es su alta resistencia a tracción y ductilidad. En la Figura 3 se presenta la curva de esfuerzo-deformación idealizada para una barra de acero que es sometida a tensión simple.



**Figura 3.** Curva de esfuerzo - deformación para distintos aceros  
Fuente: (Bedoya Ruiz, 2008)

La curva de esfuerzo-deformación de un acero al carbono se caracteriza por la existencia de una zona lineal donde los esfuerzos son proporcionales a la deformación, seguido de una región plástica con deformaciones mayores sin necesidad de aumentar drásticamente los esfuerzos y finaliza con una región conocida como zona de endurecimiento por deformación.

Uno de los modelos más conocidos es el de Park & Paulay (1978) que describe las tres regiones características a considerar:



**Figura 4.** Curva esfuerzo-deformación mediante tres segmentos  
Fuente: (Park & Paulay, 1978)

### Región elástica AB:

Es la primera zona representada por una recta donde el acero presenta un comportamiento elástico y finaliza en el punto de primera fluencia. El esfuerzo en cualquier punto de la zona se determina como el producto entre el módulo elástico  $E_s$  y la deformación respectiva  $\epsilon_s$  de acuerdo a la ecuación (1). El valor generalmente adoptado por los códigos para el módulo elástico del acero es de 200 GPa.

$$f_s = E_s * \epsilon_s \quad \text{con: } \epsilon_s \leq \epsilon_y \quad (1)$$

El acero alcanza el esfuerzo de fluencia,  $f_y$  a una deformación de fluencia  $\epsilon_y$ , y se define acorde con la ecuación (2):

$$f_y = E_s * \varepsilon_y \quad (2)$$

### Región plástica BC:

Esta zona tiende a ser plana debido a su comportamiento plástico ideal. Allí las deformaciones aumentan sin un incremento de esfuerzos:

$$f_s = f_y \quad \text{con: } \varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \quad (3)$$

### Zona de endurecimiento por deformación CD:

Se detalla una vez finaliza el comportamiento plástico ideal y el acero experimenta un endurecimiento debido a una reorganización en su estructura interna, y su resistencia aumenta relativamente poco en comparación con la deformación de acuerdo a la ecuación (4), llegando a un punto de esfuerzo máximo o esfuerzo último  $F_{su}$ , siendo la máxima carga que puede resistir la barra de acero y adoptada como  $1.25F_y$  en muchos códigos:

$$f_s = f_y \left( \frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right) \quad \text{con: } \varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \quad (4)$$

En donde  $m$  se define con la ecuación (5):

$$m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_y}\right) (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2}, \quad \text{con } r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (5)$$

Donde:

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia

$f_{su}$ : Esfuerzo último

$\varepsilon_s$ : Deformación unitaria del acero

$\varepsilon_{su}$ : Deformación última

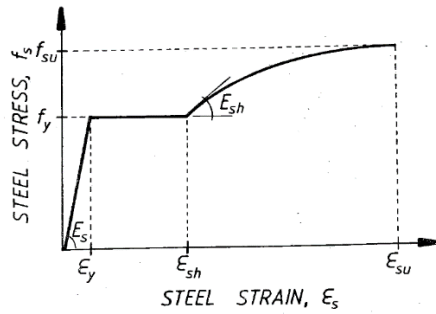
$\varepsilon_{sh}$ : Deformación al inicio del endurecimiento por deformación

Otro modelo es el propuesto por Mander (1984), presentado en la Figura 5. Describiendo la zona de endurecimiento por deformación del acero en términos del esfuerzo y la deformación mediante la ecuación (6) y (7):

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left( \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^P \quad (6)$$

En donde el valor de  $P$  está definido como:

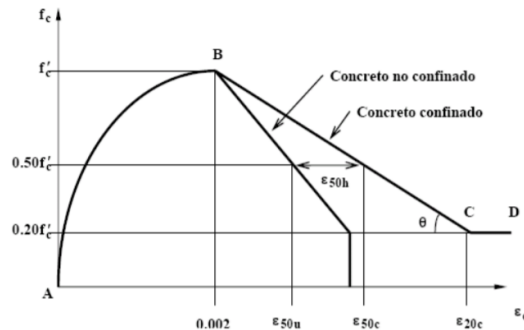
$$P = E_{sh} \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \quad (7)$$



**Figura 5.** Curva de esfuerzo-deformación de barras de acero  
Fuente: (Mander, Seismic Design of Bridge Piers, Ph.D, 1984)

### 3.1.2 Idealización de la curva esfuerzo-deformación del concreto

La curva de esfuerzo-deformación para secciones rectangulares de concreto modelada por Kent y Park (1971) se encuentra representada por 3 tramos (ver Figura 6). El primer tramo (AB) considera un comportamiento del concreto sin confinamiento, inicialmente propuesta por Hognestad (1951) y se determina con la ecuación (8):



**Figura 6.** Idealización de la curva esfuerzo-deformación del concreto  
Fuente: (Kent & Park, 1971)

$$f_c = f'_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{0.002} - \left( \frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right] \quad \text{con: } 0 \leq \varepsilon_c \leq 0.002 \quad (8)$$

El segundo tramo inicia en el punto de resistencia máxima del concreto y finaliza cuando su resistencia disminuye al 20%. Este tramo está controlado por el confinamiento o no de la sección y se calcula como:

$$f_c = f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - 0.002)], \quad \text{con: } 0.002 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c} \quad (9)$$

Donde:

$$\varepsilon_{20c} = \frac{0.8}{Z} + 0.002 \quad (10)$$

y  $Z$  se define como:

$$Z = \frac{1}{2(\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - 0.002)} \quad (11)$$

Con donde  $E50u$  y  $E50h$  se determinan mediante la ecuación (12) y (13):

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000}, \quad \text{con: } f'_c \text{ en MPa} \quad (12)$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4}\rho_s \sqrt{\frac{b'}{S_h}} \quad (13)$$

El parámetro  $b'/S_h$  es la relación entre la menor dimensión del núcleo confinado y la separación entre estribos, y  $\rho_s$  es la relación entre el volumen de acero confinante (estribos) y el volumen de concreto confinado, y se calcula mediante la ecuación (14), siendo  $b'$  y  $h'$  las dimensiones del núcleo confinado.

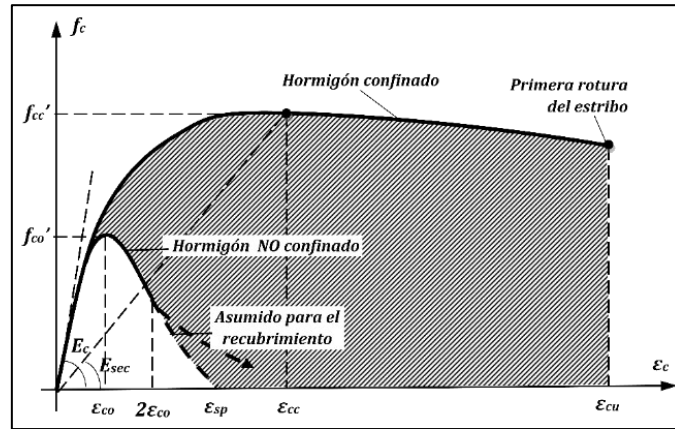
$$\rho_s = \frac{2(b' + h')Aw}{b'h'S_h} \quad (14)$$

El tramo final C está definido por una recta que representa una degradación de resistencia del concreto en un 80% y se define como:

$$f_c = 0.2f'_c \quad \text{con: } \varepsilon_c > \varepsilon_{20} \quad (15)$$

Por otra parte, el modelo planteado por Mander (1988) es aplicable a diferentes secciones transversales sin confinamiento o confinadas a diferentes niveles, lo que le permitió concluir que el grado de confinamiento varia la capacidad de resistencia y deformación a compresión del concreto. El modelo planteado indica que la falla total del concreto se presenta cuando existe fractura en el refuerzo de confinamiento y se pierde la resistencia a deformaciones transversales del concreto.

La curva de esfuerzo – deformación propuesta por Mander (ver Figura 7) está definida por un segmento continuo donde el confinamiento del concreto incrementa la capacidad de deformación y su resistencia a compresión, hasta su máxima deformación unitaria, punto en el cual se presenta la falla del refuerzo transversal debido a las deformaciones transversales y el núcleo de concreto queda expuesto.



**Figura 7.** Modelo esfuerzo-deformación para un concreto simple y uno confinado  
Fuente: (Mander, Priestley, & Park, 1988)

La curva esfuerzo-deformación propuesta por Mander, se define mediante la ecuación (16):

$$f_c = \frac{f'_{cc} x \cdot r E}{r - 1 + x^r E} \quad (16)$$

Y de acuerdo a la Figura 7,  $f'_{cc}$  es el máximo esfuerzo a compresión del concreto confinado a una deformación unitaria asociada a  $\varepsilon_{cc}$ , que se determina como:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (17)$$

Donde  $f'_{co}$  es la resistencia máxima del concreto no confinado y  $\varepsilon_{co}$  la deformación a esta (0,002).

La pendiente de esta curva está definida por el factor  $r$ , en donde  $E_c$  es el módulo de elasticidad inicial tangente del concreto y  $E_{sec}$  su módulo secante.

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}; r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}; E_c = 3900\sqrt{f'_{co}}; E_{sec} = \frac{f'_{co}}{\varepsilon_{cc}} \quad (18)$$

Ahora bien, la resistencia máxima a compresión del concreto confinado  $f'_{cc}$  depende de la fuerza transversal de confinamiento efectivo que posea el estribo. En secciones rectangulares la cuantía transversal es diferente en los dos ejes, por lo cual, los esfuerzos laterales del núcleo del concreto en cada sentido ( $f'_{lx}$  y  $f'_{ly}$ ), se definen por la ecuación (19) y (20)

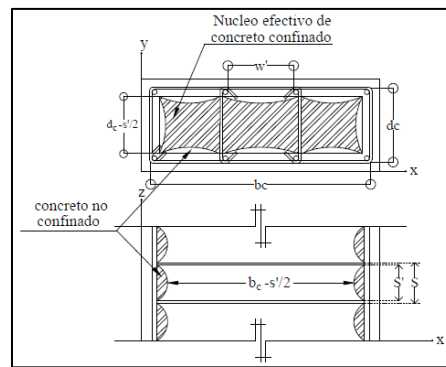
$$f'_{lx} = \frac{A_{sx}}{s d_c} f_{yt} k_e = k_e \rho_x f_{yt} \quad (19)$$

$$f'_{ly} = \frac{A_{sy}}{s b_c} f_{yt} k_e = k_e \rho_y f_{yt} \quad (20)$$

La ecuación (19) y (20) tienen en cuenta el coeficiente de eficiencia del confinamiento ( $ke$ ), la cuantía volumétrica en el sentido en cada sentido ( $\rho_y, \rho_x$ ) y la resistencia del acero a tensión ( $f_{yt}$ ). La ecuación (21) calcula el coeficiente de eficiencia del confinamiento ( $ke$ ) para secciones rectangulares

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i'^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (21)$$

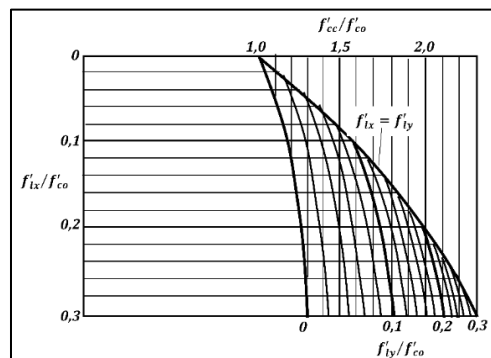
En la Figura 8 se ilustra el área de concreto confinado y no confinado en una sección rectangular, y las variables que definen el modelo de Mander.



**Figura 8.** Núcleo efectivo de concreto confinado para una sección rectangular  
Fuente: (Mander, Priestley, & Park, 1988).

Finalmente, la ecuación (22) permite determinar el valor de  $f'_{cc}$ . Ésta requiere del factor de esfuerzo confinado ( $\lambda$ ) el cual se obtiene a partir del Nomograma de la Figura 9.

$$f'_{cc} = \lambda f'_{co} \quad (22)$$



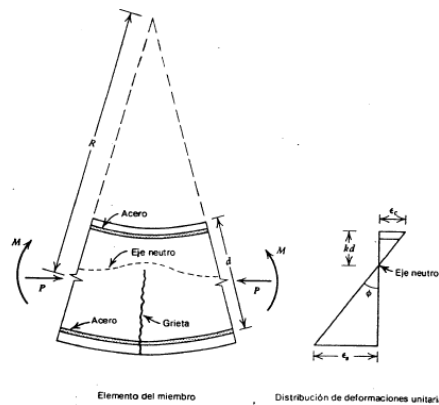
**Figura 9.** Factor de confinamiento, " $\lambda$ " para elementos rectangulares  
Fuente: (Mander, Priestley, & Park, 1988).

### 3.1.3 Conceptos de ductilidad

La capacidad que posee un elemento o estructura de deformarse ante cargas sin pérdida significativa de resistencia suele denominarse ductilidad. La relación entre el momento y la curvatura sobre una sección transversal es la base fundamental para determinar la capacidad de ductilidad de un elemento. El diagrama momento-curvatura de una sección transversal identifica gráficamente el proceso de carga de un elemento mientras se va deformando en su interior.

La Figura 10 muestra un elemento de concreto reforzado con momento flexionante en sus extremos y fuerzas axiales iguales, el radio de curvatura  $R$  se mide hasta el eje neutro del elemento. El radio de curvatura  $R$ , la profundidad del eje neutro  $kd$ , la deformación del concreto en la fibra extrema a compresión  $\epsilon_c$  y la deformación del acero a tensión  $\epsilon_s$ , varían a lo largo del elemento debido al grado de tensión. Si se considera un tramo pequeño de longitud  $dx$ , la relación entre rotación en los extremos será:

$$\frac{dx}{R} = \frac{\epsilon_c dx}{kd} = \frac{\epsilon_s dx}{d(1-k)} \rightarrow \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)} \quad (23)$$

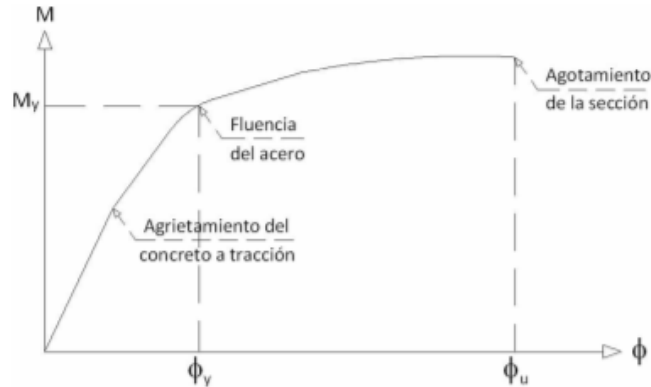


**Figura 10.** Deformación de un elemento a flexión  
Fuente: (Park & Paulay, 1978)

Por lo cual  $1/R$  será la rotación ( $\phi$ ) por unidad de longitud del elemento.

La rotación o curvatura varía a lo largo del elemento debido a la localización del eje neutro y las deformaciones entre fisuras. Al medir las deformaciones en una sección corta de una viga reforzada conforme se aumenta el momento flexionante, es posible obtener la relación de momento-curvatura para la sección.





**Figura 11.** Diagrama  $M - \phi$  idealizado

El diagrama  $M - \phi$  idealizado, puede construirse con tres puntos característicos (Ver Figura 11). El primer punto es la resistencia a la tracción del concreto en la fibra más extrema. El primer tramo lineal se describe como:

$$EI = MR = \frac{M}{\phi} \quad (24)$$

Allí se describe una relación lineal entre el momento y la curvatura, siendo la pendiente  $EI$  la rigidez elástica a flexión de la sección, por lo cual el comportamiento después del agrietamiento dependerá de la cuantía de acero. El siguiente punto es donde ocurre la primera fluencia en el refuerzo de tracción y finalmente el punto de colapso que puede ser por falla a compresión en el concreto o a tracción en el acero.

Del diagrama momento-curvatura se puede determinar la ductilidad a la curvatura como la relación entre la curvatura última ( $\phi_u$ ) y la curvatura de fluencia ( $\phi_y$ ). Si un elemento tiene poca ductilidad a la curvatura presentaría fallas frágiles al ingresar en el rango inelástico, lo cual no es deseable. Lo que se busca es que los elementos en una estructura tengan un valor alto de ductilidad, lo que permita una mayor de energía a disipar, y permitan una mejor distribución de las fuerzas en el rango no lineal.

La relación del momento-curvatura de las secciones transversales es fundamental en el análisis del comportamiento inelástico de los elementos, pues permite conocer la resistencia, ductilidad, capacidad de disipación de energía y rigidez de una sección transversal a diferentes fuerzas axiales y flexionantes en el rango inelástico.

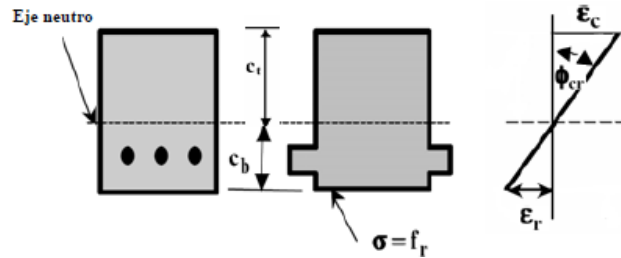
Uno de los modelos más representativos es el de momento-curvatura presentado Kent y Park (1971) que se basa en las siguientes suposiciones:

- Las secciones planas permanecen planas (compatibilidad de deformaciones).
- Se conoce las relaciones de esfuerzo-deformación del concreto y del acero.
- Existe equilibrio de fuerzas.
- Hay adherencia perfecta entre el acero y el concreto

De acuerdo con las hipótesis anteriores, el momento en una sección de un elemento en concreto con acero de refuerzo bajo flexión pura se determina encontrando el equilibrio entre las fuerzas a tensión y fuerzas a compresión. A continuación, se describen los puntos principales para construir el diagrama  $M - \phi$  idealizado por Kent y Park (1971):

**Punto de Agrietamiento:**

A partir de la sección transformada se determina el momento flexionante que genere en el concreto su agrietamiento en la fibra más extrema.



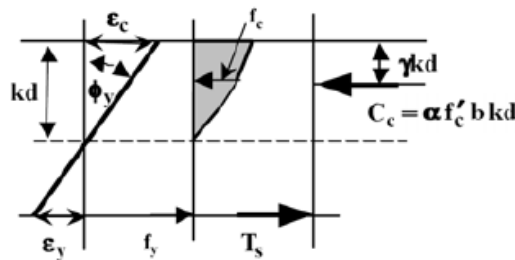
**Figura 12.** Diagrama de deformación (Punto de agrietamiento)  
Fuente: (Carrillo, 2020)

Al determinar la inercia de la sección transformada, y conociendo el esfuerzo de agrietamiento del concreto acorde con la Figura 12 se determina el momento y curvatura de agrietamiento.

$$M_{cr} = \frac{f_r * I}{C_b}, \quad \text{con } f_r = 0.62\sqrt{f'_c} \text{ (en MPa)} - \text{NSR. 10} \quad (25)$$

$$\phi_{cr} = \frac{\epsilon_r}{C_b} = \frac{f_r}{E_c * C_b} \quad (26)$$

**Punto de primera fluencia del acero ( $\epsilon_s=0.002$ ):**



**Figura 13.** Diagrama de deformación (Punto de fluencia)  
Fuente: (Carrillo, 2020)

Mediante equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones, ecuación (27) y (28), respectivamente, se establecen las relaciones presentadas en la Figura 13:

$$T_s = C_c \rightarrow A_s f_s = \alpha f'_c * b * kd \quad (27)$$

$$\frac{\varepsilon_c + \varepsilon_y}{d} = \frac{\varepsilon_c}{kd} \rightarrow \varepsilon_c = \frac{k}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} \quad (28)$$

El valor de  $\gamma$  se halla mediante iteración de  $k$ , dado que  $\alpha$  es función de  $\varepsilon_c$ , hasta que se cumpla el equilibrio de fuerzas, para lo cual se usan las ecuaciones (29) a las (30) para determinar los valores de  $\alpha$  y  $\gamma$ .

$$\alpha = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \frac{\varepsilon_c^2}{3\varepsilon_0^2}, \quad \gamma = \frac{4\varepsilon_0 - \varepsilon_c}{12\varepsilon_0 - 4\varepsilon_c}, \quad \text{con: } \varepsilon_c \leq 0.002 \quad (29)$$

$$\alpha = 1 - \frac{\varepsilon_0}{3\varepsilon_c} + Z \left( \varepsilon_0 - \frac{\varepsilon_0^2}{2\varepsilon_c} - \frac{\varepsilon_c}{2} \right), \quad \gamma = 1 - \frac{1}{\alpha} \left( \frac{1}{2} - \frac{\varepsilon_0^2}{12\varepsilon_c^2} + Z \left( \frac{\varepsilon_0}{2} - \frac{\varepsilon_c}{3} - \frac{\varepsilon_0^3}{6\varepsilon_c^2} \right) \right), \quad (30)$$

con:  $0.002 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c}$

$$\alpha = \frac{1.4\varepsilon_0}{3\varepsilon_c} + \frac{0.32}{Z\varepsilon_c} + 0.2, \quad \gamma = 1 - \frac{1}{\alpha\varepsilon_c^2} \left( \frac{3.8\varepsilon_0^2}{12} + \frac{0.32\varepsilon_0}{Z} + \frac{0.256}{3Z^2} + 0.1\varepsilon_c^2 \right), \quad (31)$$

con:  $\varepsilon_c > \varepsilon_{20c}$  (Concreto confinado)

El valor de  $\varepsilon_{20c}$  y  $Z$  son los determinados en las ecuaciones (10) y (11), respectivamente. Finalmente se determina el momento y curvatura de fluencia.

$$M_y = A_s f_y d (1 - k\gamma) \quad (32)$$

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_y}{d(1 - k)} \quad (33)$$

### Punto de falla:

Considerando que no existe endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, se tiene una relación esfuerzo-deformación elastoplástica, se puede afirmar que:

$$k = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} \rightarrow \varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \left( \frac{1 - k}{k} \right), \quad \text{con: } \varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = \varepsilon_{20c} \quad (34)$$

Por equilibrio de fuerzas se tiene que:

$$k = \frac{A_s * f_y}{\alpha f'_c * b * d} \quad (35)$$

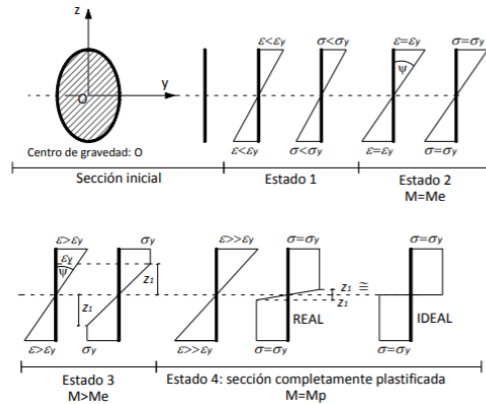
Puesto que se conoce  $\varepsilon_{cu}$ , es posible determinar  $\gamma$  y  $\alpha$  mediante las ecuaciones (29) a la (31). Finalmente se halla el momento y curvatura última:

$$M_u = A_s * f_y * d (1 - k * \gamma) \quad (36)$$

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_s}{d(1 - k)} \quad (37)$$

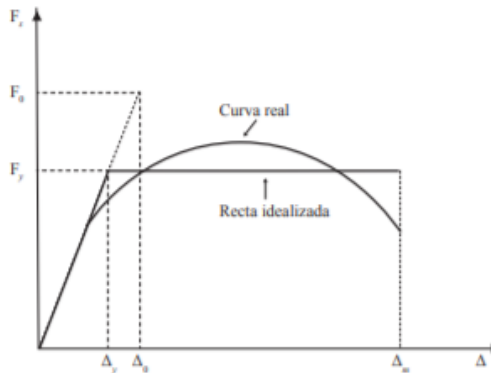
### 3.1.4 Rotulación plástica en elementos

En la Figura 14 se presenta un elemento sometido únicamente a flexión y cuyo comportamiento es elastoplástico perfecto. El momento se incrementa hasta el momento de colapso del elemento.



**Figura 14.** Esfuerzos en una sección de elementos sometido a flexión, con comportamiento elastoplástico perfecto

A medida que incrementa el momento, la sección transversal entra en el rango no lineal hasta alcanzar un valor de  $M = M_p$  en donde toda la sección ha plastificado y colapsa. De la Figura 15, es evidente como la curvatura tiende a infinito, lo que sugiere que la sección permitirá una rotación libre, simulando una articulación, denominada rótula plástica.



**Figura 15.** Comportamiento elastoplástico idealizado

Aun cuando el comportamiento del concreto reforzado no es perfectamente elastoplástico, se usa esta idealización para deducir algunas relaciones como ductilidad al desplazamiento  $\mu$ , o factor de resistencia  $R_0$ .

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (38)$$

$$R_0 = \frac{F_0}{F_y} \quad (39)$$

Donde:

$F_0$ : Fuerza máxima en comportamiento elástico con desplazamiento  $\Delta_0$

$F_y$ : Fuerza de primera fluencia

$\Delta_y$ : Desplazamiento de primera fluencia

$\Delta_m$ : Desplazamiento máximo

Dado lo anterior, puede decirse que la capacidad de disipación de energía de un sistema inelástico de un grado de libertad, corresponde a la capacidad que tiene el sistema para reducir la demanda que tendría el sistema si permaneciera elástico, a un valor de fluencia. Esta capacidad de disipación de energía se cuantifica por medio del coeficiente de reducción de resistencia, R. Este coeficiente está asociado con el coeficiente de reducción de resistencia que emplean los códigos de diseño sísmico (García, 1998).

También es posible determinar un periodo inelástico en el sistema:

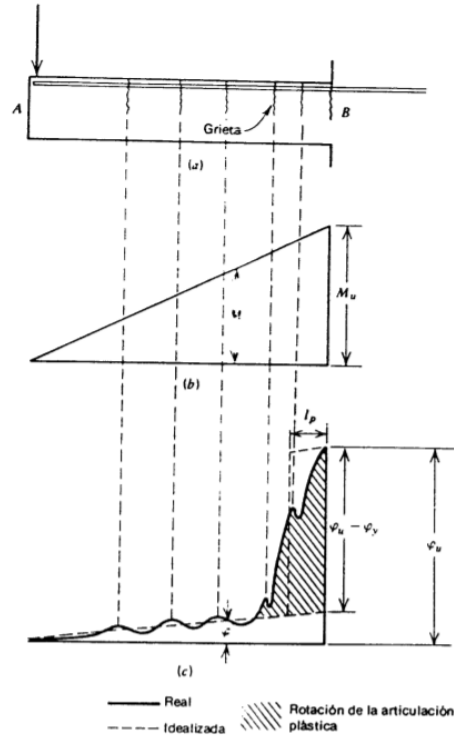
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{w}{gk}} = 2\pi \sqrt{\frac{w\Delta_0}{gF_0}} \rightarrow T = 2\pi \sqrt{\frac{\Delta_m R_y}{\ddot{a} \mu}} \quad (40)$$

Para determinar el periodo inelástico es sería necesario conocer  $R_y$  y  $\mu$  los cuales varían entre sí. Adicionalmente, el período y la aceleración son dependientes, lo mismo que  $\Delta_m$  y  $\ddot{a}$ . De esta manera, es necesario conocer el desplazamiento para poder calcular las sollicitaciones, las cuales, a su vez, modifican los desplazamientos, lo que lleva a un proceso iterativo (Bedoya Ruiz, 2008).

La Figura 16 muestra el diagrama de momentos y diagrama de curvatura de una viga reforzada en voladizo con carga puntual en su extremo. Debido al cambio de rigidez a lo largo del elemento, consecuencia de la generación de grietas, se producen variaciones en el diagrama. La zona inelástica se evidencia en el segmento donde se supera el momento de fluencia de la sección.

El área bajo la curva del diagrama momento - curvatura representa la rotación del elemento para el segmento evaluada y se puede determinar como:

$$\varphi = \int_A^B \frac{M}{EI} dx \quad (41)$$



**Figura 16.** Distribución de curvatura a lo largo de una viga bajo momento último  
 (a) Viga. (b) Diagrama de momento. (c) Diagrama de curvatura.  
 Fuente: (Park & Paulay, 1978)

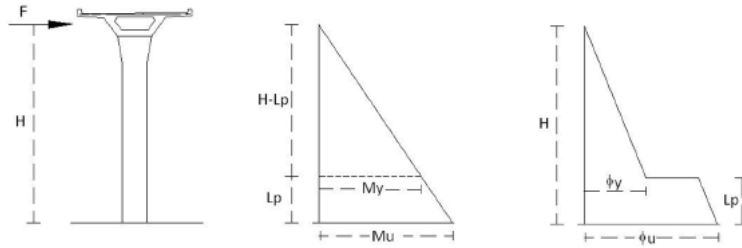
El área sombreada en la Figura 16, es la rotación inelástica que puede ocurrir en la articulación plástica en la vecindad de la sección crítica. En otras palabras, el área sombreada representa la rotación plástica además de la rotación elástica en la etapa última del elemento (Park & Paulay, 1978). El área sombreada se puede reemplazar por un rectángulo equivalente idealizado:

$$\varphi_p = (\varphi_u - \varphi_y)l_p \quad (42)$$

Donde  $\varphi_u$  es la curvatura última,  $\varphi_y$  la curvatura de fluencia y  $l_p$  la longitud equivalente de articulación plástica, en donde es constante la curvatura plástica.

La longitud de la rótula plástica podría definirse como el segmento del elemento en donde se considera una rotación plástica equivalente, en donde debido a las cargas se generan el primer colapso y una visualización de grietas correspondientes a una rótula. En estructuras de un grado de libertad, como el modelamiento de la pila de un puente (ver Figura 17), se puede concentrar la masa efectiva en la parte superior, se puede definir una relación geométrica para encontrar la longitud de plastificación equivalente aproximada relacionando los momentos de fluencia y último (Ospina, Urrego, & Botero, 2013) acorde con la ecuación (43).

$$\frac{H}{M_u} = \frac{H - l_p}{M_y} \rightarrow l_p = H \left( 1 - \frac{M_y}{M_u} \right) \quad (43)$$



**Figura 17.** Aproximación de longitud de rótula plástica en la pila de un puente  
Fuente: (Ospina, Urrego, & Botero, 2013)

Muchos investigadores han propuesto expresiones empíricas para determinar la longitud equivalente de rótula plástica, a saber:

**Tabla 1.** Expresiones empíricas para determinación de  $L_p$

EXPRESIÓN EMPÍRICA	INVESTIGADOR	COMENTARIOS
$l_p = k_1 k_2 k_3 d \left(\frac{z}{d}\right)^{0.25}$	Baker (1956)	Para elementos en concreto no confinado. Las variables $k_1$ , $k_2$ y $k_3$ dependen de las propiedades del acero, resistencia axial del elemento y del concreto, respectivamente.
$l_p = 0.8 k_1 k_3 \left(\frac{z}{d}\right) c$	Baker (1964)	Para elementos en concreto confinados.
$l_p = 0.5d + 0.2\sqrt{d} \left(\frac{z}{d}\right)$	Corley (1966)	Desarrollo experimental en base a vigas simplemente apoyadas.
$l_p = 0.5d + 0.05z$	Mattock (1967)	Ajustes a la propuesta generada por Corley (1966)
$l_p = 0.25d + 0.075z$	Sawyer	Hipótesis: Momento máximo es el momento último, $M_y/M_u = 0.85$ y la zona de fluencia se extiende $d/4$ más allá de la sección cuando el momento se reduce a $M_y$ .

Fuente: Elaboración propia adaptada de Park y Paulay (1978)

## 3.2 Marco Teórico

En este capítulo se abarcan los conceptos principales y modelos para evaluar el desempeño sísmico en edificaciones, describiendo desde los procedimientos de análisis estructural hasta las metodologías que se usan en un diseño basado en desplazamientos.

### 3.2.1 Procedimientos de análisis estructural

Como se ha mencionado con anterioridad, los procedimientos lineales son usados de manera convencional para el diseño de estructuras, entre los más simplificados se encuentra los

procedimientos lineales estáticos que se encargan de modelar los sistemas mediante una rigidez estática y un amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura (el primer modo de vibración del edificio domina), usando un patrón de carga estática lateral como demanda sísmica para la determinación de fuerzas de diseño en los elementos. Sin embargo, son procedimientos muy conservadores y no son usados en estructuras irregulares en términos de distribución de masa, rigidez y resistencia.

Por otra parte, los procedimientos dinámicos lineales determinan las fuerzas y desplazamiento mediante un análisis modal, el método de espectro de respuesta y el método tiempo-historia son los más representativos. El análisis dinámico a partir del espectro de respuesta calcula las respuestas modales para modos suficientemente participativos, generalmente superior a un 90% de la masa total de la estructura en cada una de las dos direcciones ortogonales principales. Las respuestas modales se combinan utilizando métodos (SRSS, CQC, etc) para estimar la cantidad total de la respuesta.

El método tiempo-historia realiza una evaluación, paso a paso en el tiempo, de la respuesta del edificio ante un registro sísmico. La respuesta en el tiempo se divide en una secuencia de pasos cortos, de igual tiempo, y durante cada paso se calcula la respuesta de la estructura teniendo las propiedades físicas lineales existentes.

Ambos tipos de métodos dinámicos requieren que el sistema permanezca lineal durante la respuesta; cualquier comportamiento no lineal genera un cambio en las propiedades (rigidez y amortiguamiento) de la estructura y por tanto invalidaría las metodologías planteadas. Sin embargo, en la realidad no se puede suponer que dichas propiedades no varíen durante la respuesta ante un evento sísmico, debido a la degradación de sus elementos (Clough & Penzien, 1995).

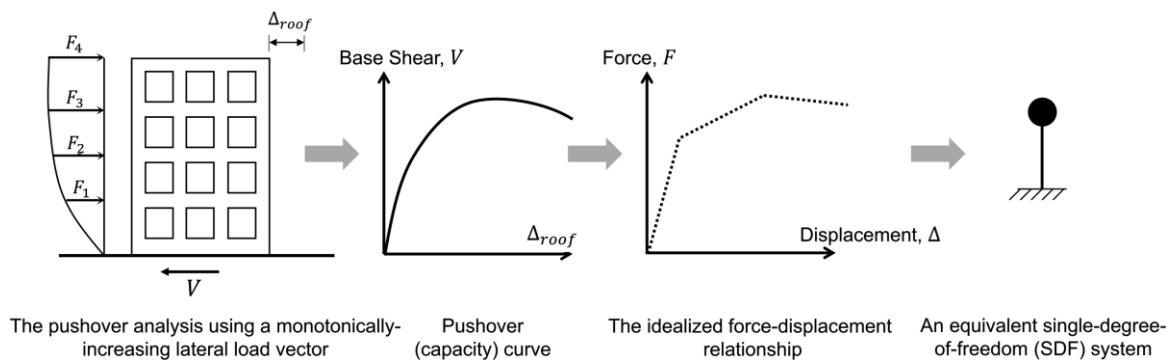
Las investigaciones realizadas por Park y Paulay (1978), mostraron que las metodologías de diseño sísmico basadas en la resistencia de sus elementos no conllevan a comportamiento adecuados. La presencia de elementos demasiado fuertes de la estructura significa que la demanda de ductilidad está concentrada en regiones locales y puede conducir al colapso, lo que se atribuye a subdiseños en unas zonas o en sobrediseños en otras. De esta manera, se comprendió que un mecanismo de falla conocido, estableciendo una secuencia o jerarquía de falla, imparten en la estructura características que aseguran un mejor comportamiento ante eventos sísmicos.

Para estudiar el comportamiento de las estructuras fuera del rango inelástico, es necesario comprender la no linealidad de los elementos, incorporando parámetros como el refuerzo, el grado de fisuración y ductilidad de las secciones de los elementos que la componen. Los análisis no lineales requieren estudiar el comportamiento inelástico mediante la definición de modelos que representen los esfuerzos-deformaciones de sus elementos en función de la resistencia y rigidez.

Los análisis no lineales implican un esfuerzo significativamente mayor y suelen abordarse con objetivos específicos. Los casos típicos en los que se aplica el análisis no lineal en la ingeniería estructural son: (1) evaluación y repotenciación de edificios existentes; (2) diseñar edificios que empleen materiales estructurales, sistemas u otras características que no se ajusten a los requisitos del código de construcción; (3) evaluar el desempeño de los edificios para los requisitos específicos de los propietarios y partes interesadas (Reinhorn & Deierlein, 2010).



Entre los métodos de análisis no lineales más usados en la ingeniería se encuentran el análisis dinámico y análisis estático no lineal (Pushover). El uso del análisis Pushover dentro la ingeniería estructural se remonta a los años 70, donde se modelaba, a través de una estructura equivalente de un solo grado de libertad una estructura con múltiples grados (ver Figura 18). Dentro de la metodología, el modelo se somete a un patrón de carga lateral predeterminado que representa las fuerzas inerciales. La intensidad de la carga aumenta, es decir, la estructura se "empuja", y se registra las secuencias de carga, deformaciones, formaciones de rótulas plásticas que se produce la falla de los diversos elementos estructurales en función del aumento de la carga lateral. Este proceso incremental continúa, considerando una variable de control, siendo el desplazamiento de techo la más usada, hasta un límite de desplazamiento predeterminado o hasta que la estructura colapse, construyendo finalmente la curva de capacidad (fuerza vs desplazamiento).



**Figura 18.** Conversión básica de un modelo estructural a un sistema equivalente  
Fuente: Nonlinear Static Analysis Procedures for Seismic Performance Evaluation of Existing Buildings – Evolution and Issues

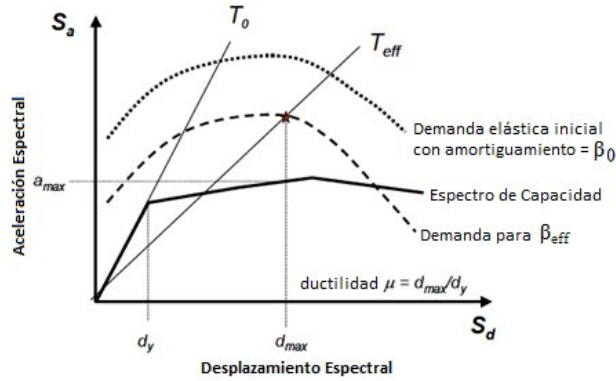
El análisis Pushover proporciona fundamentos para convertir un problema dinámico en un problema estático que en teoría tiene limitaciones. El procedimiento estático no lineal es aplicable a edificios regulares de poca altura, donde la respuesta está dominada por el modo fundamental, y es inadecuado para edificios altos, esbeltos o irregulares, donde múltiples modos de vibración afectan el comportamiento estructural (Reinhorn & Deierlein, 2010).

Entre los procedimientos propuestos para evaluar el desempeño sísmico de edificaciones están el método del espectro de capacidad, el método de coeficientes de desplazamientos, el método N2, entre otros. Todos tienen como principio el uso de la curva de capacidad de la estructura, la cual representa el nivel de desempeño sísmico en función de diferentes demandas sísmicas (desplazamientos vs fuerza cortante en la base).

### 3.2.2 Método de la Linealización Equivalente FEMA 440

De manera rápida se expondrá el Método de la Linealización Equivalente presentado por el FEMA 440 (2005), el cual presenta mejoras de los procedimientos de análisis estático no lineal contenidos en los documentos FEMA 356 y ATC-40. Luego se hará énfasis en el Método de los Desplazamientos Modificados del ASCE 41-17, siendo una de las últimas metodologías con mayor desarrollo evaluación de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones.

El Método de la Linealización Equivalente del FEMA 440, se fundamenta en un procedimiento gráfico e iterativo, que consiste en comparar el espectro de la demanda sísmica modificado con el espectro de capacidad de la estructura identificando un punto de desempeño sísmico (desplazamiento máximo de cubierta) donde la capacidad y la demanda son iguales.



**Figura 19.** Método de la Linealización Equivalente del FEMA 440  
Fuente: Adaptación del FEMA 440

El punto de desempeño como representación de la respuesta sísmica máxima, acorde con una demanda sísmica, se compara con los límites establecidos por el objetivo de desempeño esperado para aceptar o no el desempeño estructural.

Los procedimientos para determinar el punto de desempeño que se exponen en el FEMA 440 son tres, y cuenta con los mismos pasos iniciales descritos a continuación:

#### a. Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad

Inicialmente se construye la curva de capacidad de la estructura mediante un análisis pushover, como se describió de manera general en el capítulo 3.2.1. Para convertir la curva de capacidad en espectro de capacidad (ADRS), se determina el factor de participación modal  $PF_1$  y el coeficiente de masa modal  $\alpha_1$  (ver Figura 20), que permiten convertirlas punto a punto en coordenadas de aceleración y desplazamiento espectral  $S_a$  y  $S_d$ , usando las ecuaciones (44) a la (47).

$$\text{Factor de participación del modo 1} \quad PF_1 = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad (44)$$

$$\text{Coeficiente de masa del modo 1} \quad \alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i / g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g]} \quad (45)$$

$$\text{Aceleración Espectral} \quad S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (46)$$

$$\text{Desplazamiento Espectral} \quad S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{techo,1}} \quad (47)$$

Donde:

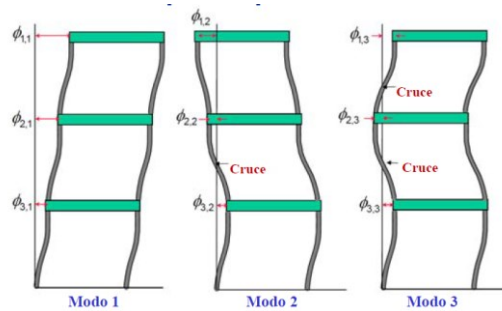
$w_i/g$  = Masa del nivel  $i$

$\phi_{i1}$  = Amplitud del modo 1 en el nivel  $i$

$N$  = Nivel del enésimo piso

$W$  = Peso total de la estructura

$\Delta_{techo}$  = Desplazamiento de techo para cada valor de cortante de la curva de capacidad

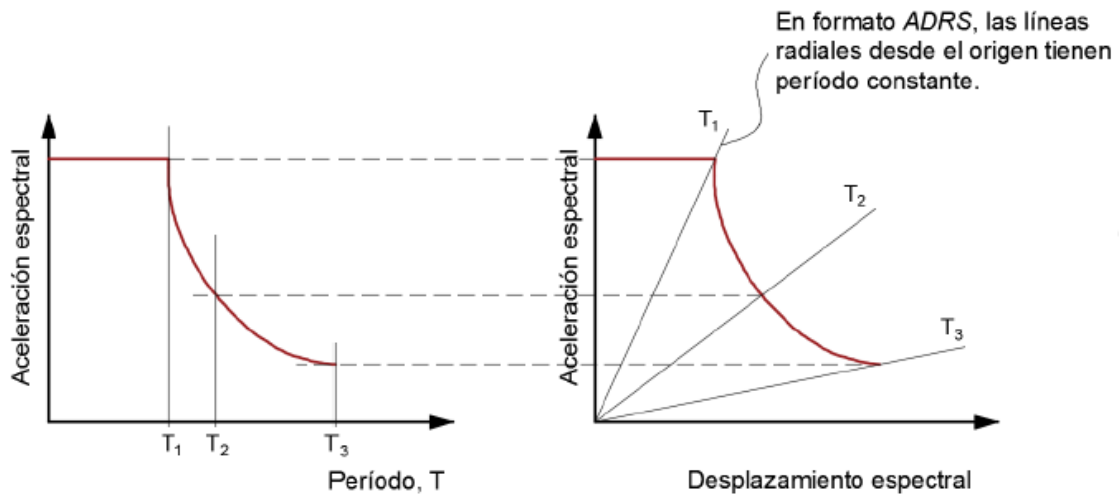


**Figura 20.** Formas modales para el pórtico idealizado  
Fuente: (Carrillo, 2019)

### b. Conversión del espectro de respuesta en espectro de demanda

El espectro de demanda también debe ser graficado en formato ADRS (ver Figura 21). Para convertir un espectro de respuesta estándar de valores  $S_{ai}$ ,  $T_{ia}$  a formato equivalente  $S_{di}$ ,  $S_{di}$  se debe determinar el desplazamiento espectral ( $S_{di}$ ) para cada periodo ( $T_i$ ) con la ecuación (48):

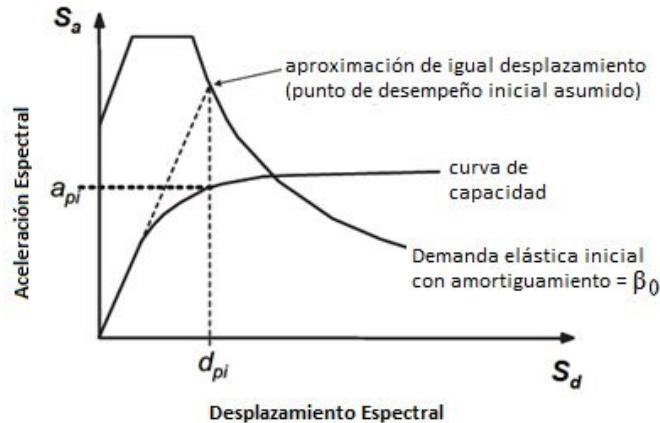
$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g \quad (48)$$



**Figura 21.** Conversión del espectro de respuesta en formato ADRS según ATC-40  
Fuente: Adaptación ATC-40

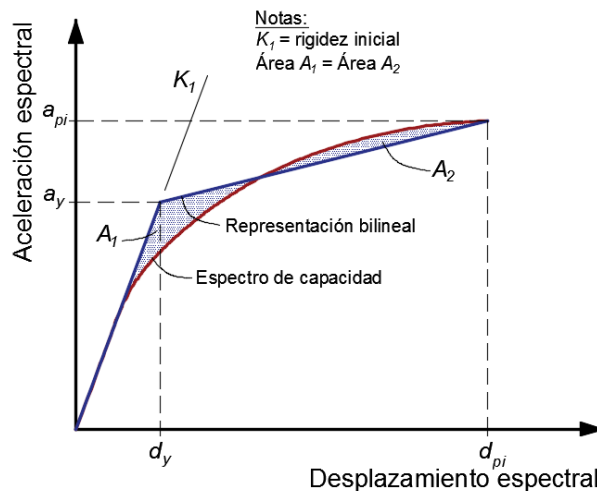
### c. Representación bilineal del espectro de capacidad

Para determinar el amortiguamiento efectivo y periodo efectivo se requiere una representación bilineal del espectro de capacidad, por lo cual se necesita definir un punto de desempeño tentativo ( $a_{pi}, d_{pi}$ ), esto puede basarse en una aproximación de iguales desplazamientos como se muestra en la Figura 22.



**Figura 22.** Representación espectro de capacidad y espectro de demanda inicial ADRS  
Fuente: Adaptación FEMA 440

Al construir la representación bilineal, se debe trazar una línea con pendiente igual a la rigidez inicial de la estructura que interseca con una segunda línea trazada desde el punto de desempeño tentativo  $a_{pi}, d_{pi}$  de tal manera que el área designada como  $A_1$  en la Figura 23, sea igual al área  $A_2$ , lo que representa una igualdad de energía entre curvas.



**Figura 23.** Representación bilineal del espectro de capacidad según ATC-40  
Fuente: Adaptación ATC-40

Con el punto de fluencia A, de coordenadas  $a_y-d_y$ , y un punto de desempeño supuesto B, de coordenadas  $a_{pi}-d_{pi}$ , se calculan los valores de rigidez post-elástica  $\alpha$  y ductilidad  $\mu$ , estos

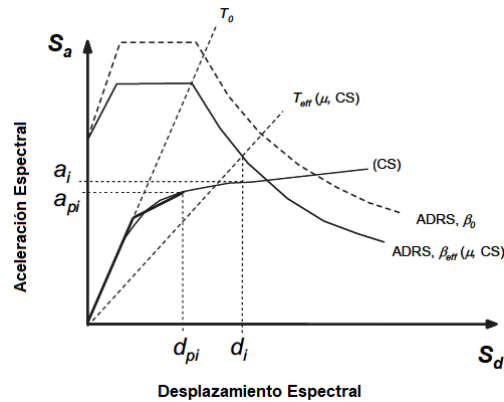
permitirán determinar los parámetros de linealización equivalente propuestos por FEMA 440 correspondientes a: periodo efectivo  $T_{eff}$  y amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$ .

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} \quad (49)$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad (50)$$

### Procedimiento A (Iteración directa)

- Mediante el amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$  se ajusta la demanda inicial en formato ADRS.
- Se determina el desplazamiento máximo estimado  $d_i$  y la aceleración  $a_i$  intersecando el periodo efectivo  $T_{eff}$  con la demanda para  $\beta_{eff}$  (ver Figura 24)
- Comparar el desplazamiento  $d_i$  con la suposición inicial  $d_{pi}$ . Si el margen de tolerancia es inferior al 5% se puede asumir como un buen punto de desempeño. De lo contrario, se debe asumir un nuevo valor de  $(a_{pi}, d_{pi})$  y repetir el procedimiento para mejorar la precisión.

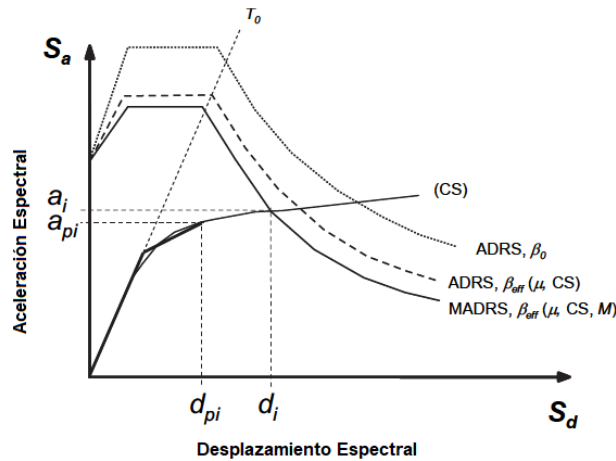


**Figura 24.** Desplazamiento máximo estimado usando iteración directa

Fuente: Adaptación FEMA 440

### Procedimiento B (Intersección con demanda MADRS)

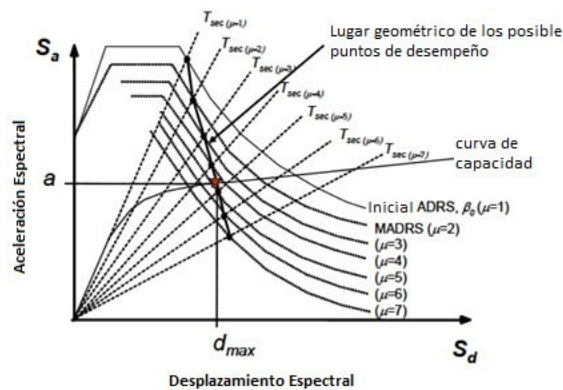
- Mediante el amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$  se ajusta la demanda inicial en formato ADRS.
- Multiplicar las ordenadas de la aceleración de demanda  $\beta_{eff}$ , con el factor de modificación  $M$ , hallado a partir de  $T_{eff}$ , para construir el espectro de respuesta modificado (MADRS).
- Se determina el desplazamiento máximo estimado  $d_i$  y la aceleración  $a_i$  intersecando la demanda MADRS con la curva de capacidad, como se muestra en la Figura 25.
- Comparar el desplazamiento  $d_i$  con la suposición inicial  $d_{pi}$ . Si el margen de tolerancia es inferior al 5% se puede asumir como un buen punto de desempeño. De lo contrario, se debe asumir un nuevo valor de  $(a_{pi}, d_{pi})$  y repetir el procedimiento para mejorar la precisión.



**Figura 25.** Desplazamiento máximo estimado usando Procedimiento B  
Fuente: Adaptación FEMA 440

### Procedimiento C (Búsqueda de posibles puntos de desempeño)

- Mediante el amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$  se ajusta la demanda inicial en formato ADRS.
- Multiplicar las ordenadas de la aceleración de demanda  $\beta_{eff}$ , con el factor de modificación  $M$ , hallado a partir de  $T_{eff}$ , para construir el espectro de respuesta modificado (MADRS).
- Un posible punto de desempeño es la intersección del periodo radial secante  $T_{sec}$  con la demanda MADRS.
- Se incrementa o se disminuye el punto de desempeño asumido para generar una posible serie de puntos. El punto de desempeño será el que interseca el espectro de capacidad.



**Figura 26.** Posibles puntos de desempeño usando MADRS, Procedimiento C  
Fuente: Adaptación FEMA 440

### 3.2.3 Método de los Desplazamientos Modificados del ASCE 41-17

Los estándares adoptados por la norma ASCE 41-17, es una actualización realizada al ASCE 41-13, que mejoró el procedimiento propuesto por el FEMA 440 (2005) en relación el método de los coeficientes, definido originalmente por el FEMA 356 (2000). El procedimiento utiliza la

aplicación de un único patrón de carga lateral (basado en la forma del primer modo) que representa las fuerzas de inercia desarrolladas durante un terremoto a la estructura. La carga es aplicada a un modelo inelástico que incorpora directamente los parámetros no lineales de esfuerzo-deformación de los elementos del edificio, hasta que se logra un desplazamiento objetivo (generalmente en centro de masa de la cubierta). Para edificios con diafragmas rígidos en sus niveles, el desplazamiento objetivo será determinado por la ecuación (51).

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (51)$$

Donde:

$S_a$  = aceleración espectral correspondiente al valor de período efectivo  $T_e$  y tasa de amortiguamiento de la edificación, en la dirección en estudio.

$g$  = aceleración de la gravedad

Para edificios con diafragmas flexibles, el desplazamiento objetivo se calculará como se especifica para los diafragmas rígidos, excepto que se amplificará por la relación entre el desplazamiento máximo en cualquier punto del techo y el desplazamiento en el centro de masa del techo ( $\delta_{max}/\delta$ ).  $\delta_{max}$  y  $\delta$  se basarán en un análisis del espectro de respuesta de un modelo tridimensional del edificio. El desplazamiento objetivo calculado de esta manera no será menor que el desplazamiento para diafragmas rígidos.

Es importante recalcar que la curva de capacidad debe realizarse para desplazamientos del nodo control en un rango entre 0 y 150% del desplazamiento objetivo,  $\delta_t$ . El requisito de llevar el análisis hasta al menos el 150% del desplazamiento objetivo tiene como fin comprender el comportamiento probable del edificio y el comportamiento del modelo en condiciones de carga extremas que superen los valores de la demanda sísmica en consideración. El desplazamiento objetivo representa un valor medio de desplazamiento para la demanda sísmica seleccionada y existe una dispersión considerable sobre ésta.

## Determinación de los coeficientes

### - Coeficiente $C_0$

Corresponde al factor de modificación que relaciona los desplazamientos espectrales de un sistema equivalente de un grado de libertad, con los desplazamientos del nodo de control del sistema de múltiples grados de libertad en la edificación, calculado mediante uno de los siguientes procedimientos:

- Multiplicación del factor de participación de masa del primer modo por la ordenada de forma modal del modo fundamental de vibración en el nodo control.
- Multiplicación del factor de participación de masa calculado utilizando un vector de forma correspondiente a la deformada de la edificación en el punto de desempeño, por la ordenada del vector de forma en el nodo control.
- Tomarse a partir de los valores en la Tabla 2

**Tabla 2.** Valores para el factor de modificación  $C_0$ 

Número de pisos	Edificios a corte <sup>a</sup>		Otros edificios
	Patrón de carga triangular (1.1, 1.2, 1.3)	Patrón de carga uniforme (2.1)	Otro patrón de carga
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Nota: Usar interpolación lineal para calcular valores intermedios.  
<sup>a</sup> Edificios en los que en todos los pisos la deriva de piso disminuye al aumentar la altura.

Fuente: Adaptado de la Tabla 7-5 del ASCE 41-17

### - Coeficiente $C_1$

Representa un factor de modificación que relaciona los desplazamientos máximos inelásticos esperados, con los calculados para una respuesta lineal elástica.  $C_1$  se puede determinar mediante la ecuación (52)

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strengeh} - 1}{\alpha T_e^2} \quad (52)$$

El parámetro  $\alpha$  corresponde a la clasificación del tipo de suelo para la edificación, acorde con la norma ASCE/SEI 7 (2010)  $\alpha = 130$  para clasificación de sitio A o B,  $\alpha = 90$  para clasificación de sitio C (suelo denso y roca suave) y  $\alpha = 60$  para clasificación de sitio D, E o F (suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación).

$T_e$  es el período fundamental efectivo de la estructura en la dirección en estudio y  $\mu_{strengeh}$  se define como la relación entre la demanda elástica de resistencia y el coeficiente de resistencia a la fluencia de la edificación. Se calcula mediante la ecuación (53)

$$\mu_{strengeh} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (53)$$

Donde  $S_a$  se definió previamente y

$V_y$  = resistencia de fluencia de la estructura calculada en la idealización de la curva de capacidad de la edificación

$W$  = Peso sísmico efectivo, considerando toda la carga permanente y un porcentaje de la carga variable, que puede ser un 25%, el peso total de tabiquería o un mínimo de 50 kgf/m<sup>2</sup> (el mayor valor) y el peso total operativo para equipamiento permanente.

$C_m$  = factor de masa efectivo se puede tomar de la Tabla 3, o alternamente se puede tomar como el factor de participación de masa modal calculado para el modo fundamental utilizando un análisis de vectores propios.  $C_m$  se tomará como 1.0 si el período fundamental,  $T$ , es mayor que 1.0 s.



**Tabla 3.** Valores para el factor de masa efectivo  $C_m$ 

Número de pisos	Pórticos a momentos en concreto	Muros a corte en concreto	Pier-Spandrel en concreto	Pórticos a momentos en acero	Pórtico de acero reforzado concéntricamente	Pórtico de acero con refuerzo excéntrico	Otro
1 – 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 o más	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Fuente: Adaptado de la Tabla 7-4 del ASCE 41-17

### - Coeficiente $C_2$

Corresponde al factor de modificación que representa el efecto de estrangulamiento en la curva de histéresis, degradación de la rigidez, y deterioro de resistencia en la respuesta máxima en términos de desplazamiento. Para periodos superiores a 0,7 s,  $C_2 = 1,0$ .

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left( \frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (54)$$

### Periodo efectivo fundamental

El período fundamental efectivo en la dirección en la dirección en estudio se determina a partir de la curva de capacidad idealizada. El período efectivo fundamental,  $T_e$ , se calculará de acuerdo con la ecuación (55)

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (55)$$

Donde,

$T_i$  = período elástico fundamental (en segundos) en la dirección en estudio, calculado a partir del análisis dinámico elástico

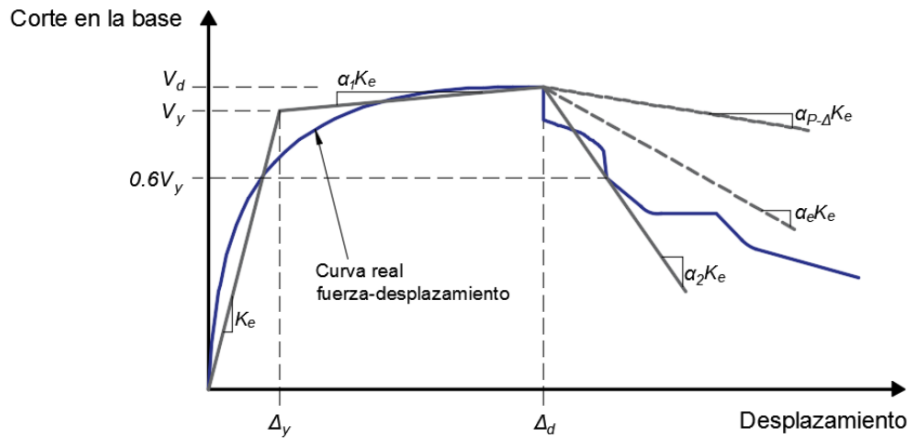
$K_i$  = rigidez lateral elástica inicial de la edificación, en la dirección en estudio

$K_e$  = rigidez lateral efectiva de la edificación, en la dirección en estudio, calculada a partir de la curva de capacidad idealizada.

### Curva de capacidad idealizada

La curva de capacidad obtenida en el análisis estático no lineal, debe reemplazarse por una curva idealizada, con la finalidad de calcular la rigidez lateral efectiva  $K_e$  y la resistencia de fluencia  $V_y$  de la edificación (Ver Figura 27). El segmento lineal inicial debe tener una pendiente igual a la rigidez lateral efectiva  $K_e$  y debe pasar a través de la curva calculada en un punto donde la cortante en la base sea el 60% de la resistencia de fluencia efectiva  $V_y$ . El límite elástico efectivo,  $V_y$ , no

puede ser mayor que la fuerza cortante máxima en la base en ningún punto a lo largo de la curva de capacidad.



**Figura 27.** Curva de capacidad idealizada de acuerdo al ASCE 41-17

El segundo segmento lineal con pendiente  $\alpha_1 K_e$  debe determinarse a partir del punto  $(V_d, \Delta_d)$  y el punto de intersección con el primer segmento, con el fin de equilibrar las áreas que representa una igualdad de energía entre curvas. El punto  $V_d, \Delta_d$  será el menor entre el punto de desplazamiento objetivo calculado y el punto de desplazamiento correspondiente al corte máximo en la base.

El tercer segmento de línea representará la pendiente negativa posterior a la fluencia ( $\alpha_1 K_e$ ), determinada por el punto al final de la pendiente positiva posterior a la fluencia  $(V_d, \Delta_d)$  y el punto en el cual el corte en la base se degrada un 60% del corte de fluencia efectivo.

La relación de pendiente posterior a la fluencia negativa efectiva,  $\alpha_e$ , se introdujo en FEMA 440 (2005) como una variable necesaria para determinar la relación de resistencia máxima,  $\mu_{m\acute{a}x}$ , que puede tener un edificio antes de que la inestabilidad dinámica afecte a la estructura. La pendiente negativa causada por los efectos P-delta,  $\alpha_{p-\Delta}$ , se basa en la fuerza de recuperación necesaria para equilibrar el momento de vuelco causado por el peso de la estructura desplazada en una cantidad  $\Delta$ , actuando en la altura efectiva del primer modo de vibración.

Una vez encontrado el punto de desempeño, el resultado obtenido debe compararse con los límites establecidos para el objetivo de desempeño establecido en función de la demanda sísmica.

### Niveles de amenaza sísmica

La ASCE 41-17 utiliza niveles de amenaza sísmica para describir los movimientos del terreno en términos de la probabilidad de excedencia en un período específico de tiempo (10% de probabilidad de excedencia en 50 años), o como período de retorno de un evento sísmico (225 años).

La Tabla 4 presenta las probabilidades de excedencia de un evento sísmico y su correspondiente período de retorno, propuestos por la ASCE 41-17.

**Tabla 4.** Probabilidad de excedencia y periodo de retorno de eventos sísmicos

<b>Probabilidad de excedencia</b>	<b>Periodo de retorno (años)</b>
50% / 30 años	43
50% / 50 años	72
20% / 50 años	225
10% / 50 años	475
5% / 50 años	975
2% / 50 años	2,475

Fuente: Adaptado de la Tabla C2-1 del ASCE 41-17

Aunque la normativa permite cualquier nivel de amenaza sísmica de interés, se definen cuatro niveles de amenaza para Objetivos de Desempeño específicos.

- **Parámetros de Aceleración de Espectros de Respuesta BSE-2N:** Nivel de amenaza sísmica puede considerarse como el nivel de amenaza con un 2% de probabilidad de excedencia en 50 años (2%/50 años), multiplicado por un coeficiente de riesgo.
- **Parámetros de Aceleración de Espectros de Respuesta BSE-1N:** Nivel de amenaza sísmica equivalente a una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.
- **Parámetros de Aceleración de Espectros de Respuesta BSE-2E:** Corresponde al nivel de amenaza sísmica con una probabilidad de excedencia del 5% en 50 años.
- **Parámetros de Aceleración de Espectros de Respuesta BSE-1E:** Corresponde al nivel de amenaza sísmica con una probabilidad de excedencia del 20% en 50 años.

### Niveles de desempeño estructural

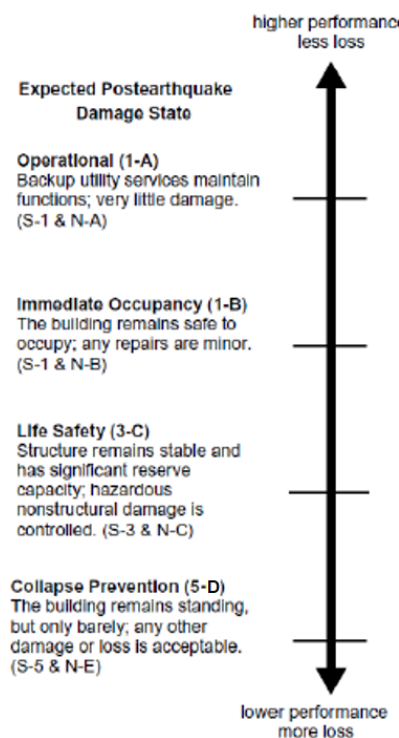
El nivel de desempeño estructural de un edificio se seleccionará entre niveles de desempeño estructural discretos: Los Niveles de Desempeño Estructural son Ocupación Inmediata (S-1), Control de Daño (S-2), Seguridad de Vida (S-3), Seguridad Limitada (S-4), Prevención de Colapso (S-5) y No Considerado (S-6). Los más representativos se enuncian a continuación debido a su aplicación:

- **Ocupación Inmediata S-1:** Se define como el estado de daño posterior al terremoto en el que solo se ha producido un daño estructural leve. Los elementos principales de resistencia sísmica del edificio conservan casi toda su resistencia y rigidez inicial. El riesgo de lesiones potencialmente mortales como resultado de daños estructurales es muy bajo, y aunque algunas reparaciones estructurales menores se requieran, éstas generalmente no serían necesarias para la ocupación nuevamente.
- **Control de Daño S-2:** Se define como el estado de daño entre el nivel Seguridad de Vida (S-3) y el nivel de Ocupación Inmediata S-1. Al diseñar bajo este nivel, se minimizará el tiempo de reparación e interrupción de su operación, al proteger equipos y elementos de valor, cuando no es posible diseñar bajo un nivel de Ocupación Inmediata debido al sobre costo.
- **Seguridad de Vida S-3:** Se define como el estado en el cual la estructura tiene daño significativo en sus componentes, pero aún alejado al inicio del colapso parcial o total. Pueden ocurrir lesiones a sus ocupantes durante el evento sísmico, pero se espera que el

riesgo global de amenaza de vida como resultado del daño estructural sea bajo. Debería ser posible reparar la edificación; sin embargo, por razones económicas, esta reparación podría no ser rentable.

- **Prevención del Colapso S-5:** Se define como el estado en el cual la estructura posee daño en sus componentes y continúa soportando cargas gravitacionales, pero al borde del colapso total o parcial. Ha ocurrido una degradación significativa de la resistencia y rigidez del sistema resistente, y existe riesgo significativo de lesiones a causa de elementos que se caen o desprenden. La estructura puede que no esté en capacidad de ser reparada y no es segura para volver a ocupar ya que réplicas del movimiento sísmico podrían causar su colapso.

La ASCE 41-17 también agrupa los niveles de desempeño de la edificación descritos en la Figura 28



**Figura 28.** Nivel de desempeño en edificaciones

Fuente: ASCE 41-17

### Objetivos de desempeño sísmico

El objetivo de desempeño seleccionado como base del diseño, determina el costo y la factibilidad de cualquier proyecto, el beneficio a obtener en términos de una seguridad, reducción del daño e interrupción de su uso en el momento de eventos sísmicos.

La Tabla 5 indica el rango de objetivos de desempeño que pueden ser considerados al utilizar la ASCE 41-17 para edificaciones basados en los niveles de desempeño y de amenaza sísmica descritos anteriormente.

**Tabla 5.** Objetivos de desempeño ASCE 41-17

Nivel de amenaza sísmica	Nivel de Desempeño Operativo (1-A)	Nivel de Desempeño Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Desempeño Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Desempeño Prevención al Colapso (5-D)
50% / 50 años	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 años)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 años)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 $MCE_R$ )	m	n	o	p
Notas: Cada celda de la matriz representa un objetivo de desempeño discreto. Los Niveles de Desempeño de la matriz se pueden usar para representar los tres Objetivos de Desempeño específicos en un edificio estándar para Categoría de Riesgo I y II, de la siguiente manera:				
Objetivo de desempeño básico para edificios existentes (BPOE)			g y l	
Objetivos Mejorados			g y i, j, m, n, o, ó p l y e ó f g y l más a ó b k, m, n, ó solo o	
Objetivos Limitados			Solo g Solo l c, d, e, ó f	

Fuente: Adaptada de la Tabla C2-2 del ASCE 41-17

# Capítulo 4: Metodología

Con el fin de desarrollar de manera correcta la investigación, se presenta a continuación los puntos a desarrollar y que llevaron al cumplimiento de los objetivos planteados.

Se escogió una edificación dispuesta en zonas de amenaza sísmica alta con sistema de disipación de energía DES y sistema estructural combinado en concreto reforzado, con disposición geométrica en planta regular acorde con las limitaciones que dispone el AIS 114-17. Siguiendo los requerimientos y estándares planteados en el documento AIS 114-17, se hizo el predimensionamiento, avalúo de cargas y diseño de todos los elementos estructurales de la edificación; así mismo, para generar transparencia en cada una de las etapas de diseño se hizo un desarrollo paso a paso y de la mano del AIS-114.

De manera alterna y con ayuda de software, se diseñó una edificación secundaria con similar disposición geométrica en planta y en altura, pero con sistema estructural de pórtico resistente a momentos, acorde con la normatividad NSR-10 y bajo la filosofía de diseño por desempeño, con el fin de mejorar el comportamiento estructural de sus elementos.

Una vez se tienen los diseños de las dos edificaciones, se generaron planos estructurales que describen la disposición geométrica y cuantías de acero de sus elementos estructurales. Con base en los planos y descripción de sus elementos estructurales, se realizaron modelados en software estructural para evaluar el desempeño de cada edificación.

La modelación en el software buscó simular de la mejor manera el comportamiento de los elementos estructurales diseñados. Dentro de los análisis estáticos no lineales es necesario que los modelos incorporen información acerca de la no-linealidad de los elementos estructurales. Al estar empleando softwares que incorporan herramientas para la evaluación del desempeño, los modelos se ajustaron a los criterios y estándares del ASCE/SEI 41-17 para la asignación de cargas, rótulas plásticas, niveles de desempeño y amenaza sísmica, criterios de aceptación y demás requisitos que el ASCE/SEI 41-17 establezca.

Se determinó la curva de capacidad y el nivel de desempeño para diferentes demandas sísmicas con el fin de verificar el comportamiento de las edificaciones. De igual manera, se determinó el nivel de daño de los elementos estructurales mediante las cuantificaciones de rótulas plásticas en cada uno de los niveles de desempeño y de esta forma evidenciar la redistribución de fuerzas en los elementos y su comportamiento estructural.

Finalmente, se realizó la interpretación de los resultados del diseño y del análisis estático no lineal con el fin de discutir las ventajas, desventajas y limitaciones de la metodología planteada por el AIS 114-17 para edificios en zona de amenaza sísmica alta con sistema estructural combinado, en comparación con una edificación más flexible (sistema de pórtico resistente a momentos) pero diseñado bajo una filosofía de desempeño estructural más eficiente, con el fin de discutir el desempeño y comportamiento de las edificaciones ante diferentes demandas sísmicas. Así mismo, se cuantificó de manera preliminar el volumen de concreto y acero de refuerzo de los elementos

estructurales de ambas edificaciones, que permitió comparar los criterios a nivel de costo-beneficio de las mismas.

## Capítulo 5: Desarrollo

### 5.1 Diseño Edificación No. 1 (AIS 114-17)

Se proyectó el diseño estructural de una edificación residencial (Edificio Concordia) que consta de 5 pisos (Figura 29), ubicado en la Ciudad de Cali, departamento del Valle del Cauca, Colombia. La estructura se diseñó para que tenga resistencia y rigidez adecuadas ante las cargas de diseño prescritas por el documento AIS 114-17. Teniendo en cuenta que la ubicación de la edificación se encuentra en zona de amenaza sísmica alta, el documento AIS 114-17 exige un sistema un sistema estructural combinado (Sección 4.15.4.2), donde la resistencia a fuerzas laterales es generada por los muros de concreto reforzado en su totalidad, y los pórticos resistentes a momentos soportan las cargas verticales y las fuerzas laterales en un 25%. Adicionalmente, se adoptó un sistema de entre piso de losa maciza sobre vigas descolgadas en dos direcciones.

#### 5.1.1 Generalidades

PROYECTO: Edificio Concordia

- Uso: Residencial (Tabla 1.3.1.1 AIS 114-17)
- Ubicación: Cali, Valle del Cauca
- Número de edificios: 1

DESCRIPCIÓN GEOMÉTRICA

- Número de pisos: 5 (Límite máximo según Sección 1.3.2 AIS 114-17)
- Área de piso: 232 m<sup>2</sup> (Límite máximo = 1.000 m<sup>2</sup>, según Sección 1.3.3 AIS 114-17)
- Altura de entrepiso: 2.95 m (Límite máximo = 4m, según Sección 1.3.4 AIS 114-17)
- Área Total de construcción: 1160 m<sup>2</sup>

NORMAS DE DISEÑO

- Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado de tamaño y altura limitados AIS 114-17

SISTEMA ESTRUCTURAL

- Amenaza sísmica: Alta
- Sistema combinado: pórtico resistente a momentos y muros en concreto reforzado (Sección 4.11.3.1 AIS 114-17)

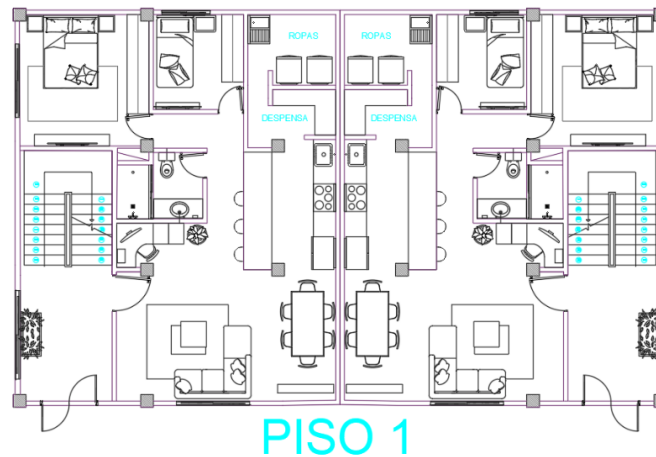
MATERIALES

- Columnas  $f_c = 21$  MPa

- Vigas de entrepiso  $f_c = 21$  MPa
- Losa de entrepiso y cubierta en concreto  $f_c = 21$  MPa
- Vigas de amarre y losa de cimentación  $f_c = 21$  MPa
- Pilotes y dados de cimentación  $f_c = 21$  MPa
- Acero de refuerzo longitudinal y transversal: 420 MPa

### DISIPACIÓN DE ENERGÍA

- Tipo: Especial (DES) (Requerida según Sección 4.11.3.2 AIS 114-17)
- Coef. de modificación de respuesta,  $R_s$ : 5 (Sección 4.11.3.2 AIS 114-17)



**Figura 29.** Planta arquitectónica Edificio Concordia – Piso 1



**Figura 30.** Planta arquitectónica Edificio Concordia – Piso 2 al 5



## 5.1.2 Predimensionamiento

A continuación, se muestra el predimensionamiento de las vigas, viguetas, columnas y sistema de entepiso, acorde con el AIS 114-17:

### A. Predimensionamiento de vigas

De acuerdo con la Sección 6.5.3 del AIS 114-17, la altura mínima de vigas, que soportan elementos no estructurales que aceptan deflexiones grandes, está dada por el tipo de apoyo que presenta en su longitud libre.

- **Ambos extremos continuos:**  $L = 3.6 \text{ m} \rightarrow h_v = L/21 = 0.17 \text{ m}$
- **Con un extremo continuo:**  $L = 3.6 \text{ m} \rightarrow h_v = L/18.5 = 0.20 \text{ m}$

Si soportan elementos no estructurales que no aceptan deflexiones grandes, está dada por:

- **Ambos extremos continuos:**  $L = 3.6 \text{ m} \rightarrow h_v = L/14 = 0.26 \text{ m}$
- **Con un extremo continuo:**  $L = 3.6 \text{ m} \rightarrow h_v = L/12 = 0.3 \text{ m}$

Conociendo los límites inferiores se decide tomar  $h_v = 35 \text{ cm}$ , siendo menor al límite superior establecido (un cuarto de la luz libre). El ancho de las vigas se describe en el Sección 8.7.2.5, en donde establece que debe ser mayor a 20 cm o el 30% de la altura de la viga, y menor al ancho de la columna más un 50% de la altura de la viga. Sin embargo, dado que la estructura es DES, el Capítulo 12 del AIS 114-17 indica que el ancho de la viga no puede ser inferior a  $b_v = 25 \text{ cm}$ , por lo que se decide tomar este valor.

### B. Predimensionamiento de viguetas

De acuerdo la Sección 6.1.3, para un sistema de entre piso basado en viguetas, se tienen en cuenta las siguientes consideraciones

- **Ancho de viguetas :**  $b_{w_{sup}} \geq 12.5 \text{ cm}$  y  $b_{w_{inf}} \geq 10 \text{ cm}$  ; Se tomará  $b_{vigueta} = 0.125 \text{ m}$
- **Separación máxima libre entre viguetas:**  $S_{vigueta} \leq 0.75 \text{ m}$  ; Se tomará  $S_{vigueta} = 0.75 \text{ m}$
- **Altura de viguetas:**  $h_{vigueta} \leq 3.5 b_{vigueta}$  ; Se tomará  $h_{vigueta} = 0.27 \text{ m}$

### C. Predimensionamiento de loseta superior

De acuerdo a la Sección 6.5, la altura mínima de espesor de la losa superior entre viguetas será:

- $h_{losa} \geq S_{vigueta} / 12 = 0.06 \text{ m}$
- $h_{losa} \geq 0.05 \text{ m} = 0.05 \text{ m}$

Se tomará  $h_{Losa} = 0.07 \text{ m}$

## D. Predimensionamiento Columna

En la Sección 10.5.2.1, se indica las dimensiones mínimas para la sección transversal de las columnas en función de la altura libre de las columnas  $h_n$ :

- $bc \geq h_n/10$  (Columnas centrales) = 0.26 m
- $bc \geq h_n/9$  (Columnas de borde) = 0.29 m
- $bc \geq h_n/8$  (Columnas de esquina) = 0.33 m
- $bc \geq 250$  mm Cualquier columna = 0.25 m

Ahora bien, para nudos de viga-columna de estructuras DES, la dimensión de la columna paralela al refuerzo que lo atraviesa no debe ser menor a  $20d_b$  acorde con la Sección 12.4.2, por lo cual, para barra No.5 ( $d_b = 16$  mm) se requiere un mínimo de sección de 32 cm. Por otra parte, el Capítulo 12 indica que para una estructura DES, la menor dimensión en la columna será de 30 cm. De esta manera se tomarán columnas de 35 cm x 35 cm ( $0.1225 \text{ m}^2$ ) para toda la edificación.

El área bruta de la columna se puede determinar de manera aproximada a partir de la carga axial mayorada sobre la columna  $P_u$  y su resistencia a compresión  $f'_c$  como:  $P_u/0.5f'_c$ . Para una carga aproximada de  $P = 392$  kN y una resistencia de  $f'_c = 21$  Mpa se tiene una sección transversal para la columna de  $0.037 \text{ m}^2$ , siendo  $0.1225 \text{ m}^2$  un valor superior.

## E. Predimensionamiento de Muros

En la Sección 11.3.2.1, se indica las dimensiones mínimas para la sección transversal de los muros, a partir de la longitud del muro  $l_w$  de 3.7 m y la altura libre de piso  $h_n$  de 2.6 m:

- $b_w \geq 150$  mm = 0.15 m
- $b_w \geq h_n/20$  = 0.13 m
- $b_w \geq l_w/25$  = 0.15 m

Se asumirá un ancho de muro de 20 cm, con elementos de borde, acorde con lo indicado en la Sección 12.5.4. La relación de esbeltez del muro en función al número de pisos  $n_s$  de la edificación, debe cumplir con lo requerido en la Sección 4.15.3, en donde se indica:

- $h_w/l_w \leq (3+n_s)/2 \rightarrow 14.75/3.7 \leq 8/2$  (cumple)

### 5.1.3 Avalúo de cargas

#### Cargas Muertas (D)

La carga muerta abarca todo el peso de los elementos estructurales de la edificación y todas aquellas cargas permanentes en el tiempo. Para su cálculo se usaron como guía los valores presentes en la AIS 114-17 en la Tabla 4.4 sobre las masas y pesos de los materiales; y sección 4.5 “Cargas muertas”.

Así pues, el peso propio de los elementos en concreto reforzado y en mampostería se tienen en cuenta en el modelo de análisis, por lo cual se hizo un cálculo detallado de la cantidad de metros cuadrados en planta por piso de cada uno de los elementos estructurales y no estructurales acorde con la planta arquitectónica presentada en la Figura 29.

En la

Tabla 6, se muestran el análisis de carga muerta acorde con la planta arquitectónica típica de la edificación y con las secciones transversales de los elementos descritos en la Figura 31 y Figura 32.

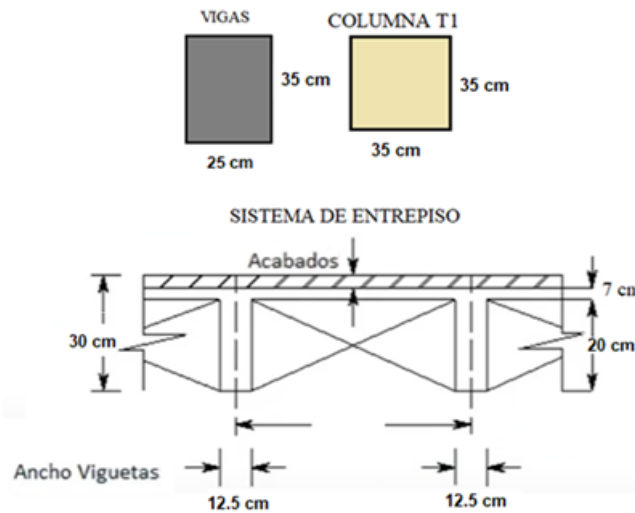


Figura 31. Secciones transversales de los elementos estructurales

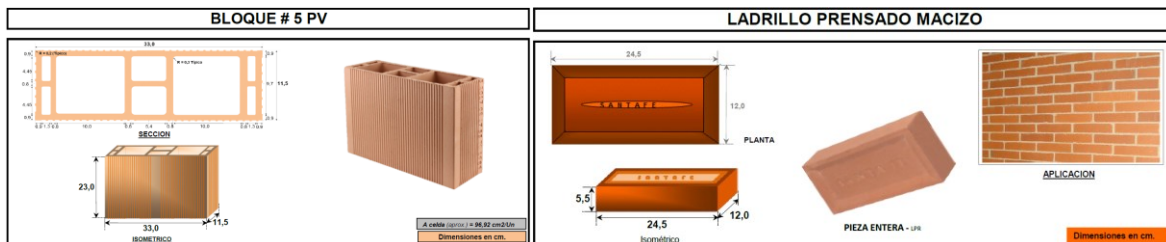


Figura 32. Mampostería usada en la edificación.

Fuente: Ladrillera Santa Fé

Tabla 6. Análisis de Carga Muerta

CARGA MUERTA			
Ítem	Área en planta (m <sup>2</sup> )	Carga Piso (kN)	Carga Total (kN)
<b>Columnas</b>	1.96	135.48	677.38
<b>Vigas - X</b>	18.95	127.34	636.72
<b>Vigas - Y</b>	18.60	124.96	624.79
<b>Viguetas</b>	37.92	182.02	910.08
<b>Losa de entepiso</b>	216.52	363.75	1455.01
<b>Losa de cubierta</b>	232.28	390.23	390.23
<b>Muros Fachada</b>	2.07	79.12	395.58

<b>CARGA MUERTA</b>			
<b>Ítem</b>	<b>Área en planta (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Carga Piso (kN)</b>	<b>Carga Total (kN)</b>
<b>Muros Divisorios</b>	11.53	170.87	854.37
<b>Muros Estructurales</b>	2.96	204.60	1022.98
<b>Antepecho Fachada</b>	3.48	49.11	245.55
<b>Antepecho Interiores</b>	0.36	1.97	9.85
<b>Escalera</b>	-	67.20	331.00

Fuente: Elaboración propia

Es importante resaltar que en los muros y antepechos exteriores se usará mampostería de arcilla cocida maciza con un peso de 14.7 kN/m<sup>3</sup>, mientras que para los muros interiores se usará mampostería de arcilla de perforación vertical con peso de 5.7 kN/m<sup>3</sup>; y cuyas dimensiones se muestran en la Figura 32.

En la Tabla 7, se muestra el análisis de carga muerta adicional a los elementos estructurales como lo son tuberías, cielo raso, afinados de piso, entre otras cargas permanentes que generan cargas adicionales.

**Tabla 7.** Análisis de Carga Muerta Adicional

<b>CARGA MUERTA ADICIONAL</b>				
<b>Ítem</b>	<b>Área Planta (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Carga (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Carga Piso (kN)</b>	<b>Carga Total (kN)</b>
<b>Afinado Piso (5 mm)</b>	216.52	0.08	16.24	81.20
<b>Baldosín Cerámico (12 mm)</b>	216.52	0.80	173.22	866.08
<b>Luminaria</b>	216.52	0.05	10.83	54.13
<b>Cielo raso Madera</b>	216.52	0.15	32.48	162.39
<b>Tubería</b>	216.52	0.10	21.65	108.26

Fuente: Elaboración propia

### **Cargas Viva (L y Lr)**

Las cargas vivas abarcan las cargas debidas al uso y ocupación de la edificación incluyendo los elementos móviles, mobiliario y las personas que en ella vivirán. Para su cálculo se usaron los valores mínimos estipulados en la Sección 4.6 del AIS 114-17. En la Tabla 8 se muestra la carga viva y la carga de cubierta sobre la estructura.

**Tabla 8.** Análisis de Cargas Vivas

<b>ANÁLISIS CARGAS VIVAS</b>				
<b>Ítem</b>	<b>Área Planta (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Carga (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Carga Piso (kN)</b>	<b>Carga Total (kN)</b>
<b>Cuartos y corredores</b>	216.52	2.20	476.34	2381.72
<b>Cubierta</b>	232.28	2.20	511.02	511.02
<b>Escalera</b>	16.80	6.00	100.80	403.20

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, se determinaron las cargas totales de la estructura, presentadas en la Tabla 9

**Tabla 9.** Cargas Totales

<b>CARGAS TOTALES POR M<sup>2</sup></b>	
<b>Carga muerta (kN/m<sup>2</sup>)</b>	6.50
<b>Carga muerta adicional (kN/m<sup>2</sup>)</b>	1.10
<b>Carga viva (kN/m<sup>2</sup>)</b>	2.40
<b>Carga cubierta (kN/m<sup>2</sup>)</b>	0.44
<b>TOTAL (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>10.44</b>
<b>TOTAL (Ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b>1.064</b>

Fuente: Elaboración propia

### Cargas de viento (W)

La Sección 4.10 del AIS 114-17 presenta el método simplificado para el cálculo de las fuerzas de viento en la edificación basado en el Capítulo B.6 de la NSR-10. La fuerza estática de viento que actúa en la dirección normal de la edificación,  $F_{su}$ , se encuentra en función del área bruta, de la superficie expuesta,  $A_{su}$ , del coeficiente de presión,  $C_{su}$  (Tabla 4.10.3.2 del AIS 114-17) y de la presión dinámica,  $q_h$ .

Para superficies verticales (edificación completa) en edificaciones prismáticas regulares el valor del coeficiente de presión es  $C_{su}=1.3$ . Por otra parte, para la ciudad de Cali, la velocidad del viento de acuerdo a la Sección 4.10.2.2 es de  $v = 35$  m/s. De esta manera, la presión dinámica,  $q_h$ , a la altura de techo,  $h_r$ , es:

$$q_h = \frac{1}{1630} v^2 \left( \frac{h_r}{10} \right)^{\frac{2}{7}} \text{ con } q_h \text{ en kN/m}^2, h_r \text{ en m y } v \text{ en m/s}$$

$$q_h = \frac{1}{1630} (35 \text{ m/s})^2 \left( \frac{14.75 \text{ m}}{10} \right)^{\frac{2}{7}} = 0.84 \text{ kN/m}^2 \quad (56)$$

Y la mayor fuerza estática por viento en la estructura es:

$$F_{su} = q_h * A_{su} * C_{su} \rightarrow F_{su} = 0.84 \text{ kN/m}^2 * (14.75 \text{ m} * 20.35 \text{ m}) * 1.3 = 327.7 \text{ kN} \quad (57)$$

### 5.1.4 Fuerzas sísmicas

El sistema estructura de la edificación se clasifica de acuerdo a la Sección 4.11.3.1 de la AIS 114-17 como un Sistema Combinado compuesto por pórticos en concreto reforzado resistente a momentos encargados de resistir las cargas gravitacionales y muros en concreto reforzados encargados de resistir las fuerzas sísmicas.

El valor del coeficiente de modificación de respuesta  $R_s$  para un sistema estructural con disipación de energía DES, es  $R_s = 5$ , de acuerdo a la Sección 4.11.3.2

## Zona de Amenaza Sísmica

Los parámetros que definen el Espectro Elástico de Aceleraciones ( $A_a$ ,  $A_v$ ,  $F_a$ ,  $F_v$ ,  $T_c$  y  $T_L$ ) se debe determinar del mapa de amenaza sísmica presentado en la NSR-10, según lo indicado en la Sección 4.11.2.3. Sin embargo, en las ciudades donde las autoridades departamentales hayan adoptado estudios de microzonificación sísmicas, se deben usar los valores allí establecidos. Dado que la ciudad de Cali cuenta con estudio de microzonificación sísmica (2014), a continuación se presentan los parámetros de aceleración espectral para la MicroZona 4B (Abanico distal de Cali y Menga ETC)

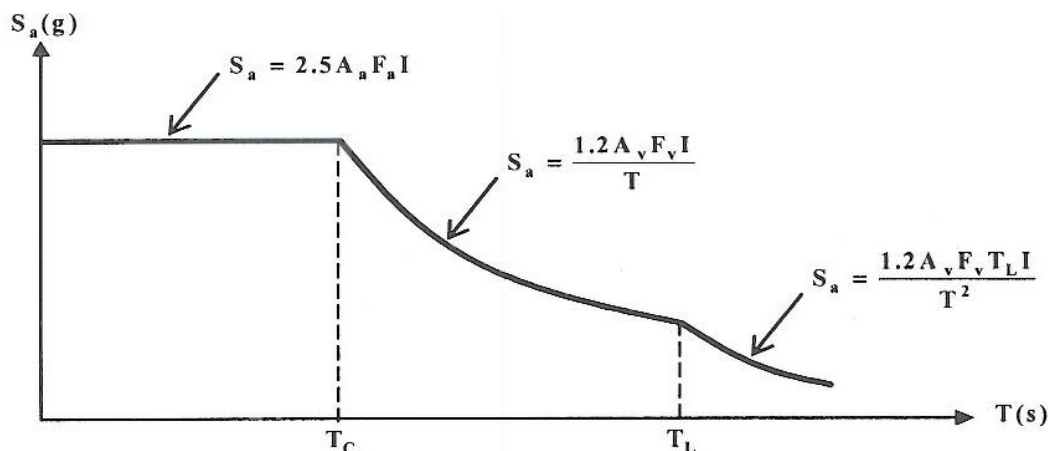
- Coeficiente de aceleración pico efectiva ( $A_a$ ) de 0.25
- Coeficiente de velocidad pico efectiva ( $A_v$ ) de 0.25
- Coeficiente de amplificación en la zona de periodos cortos ( $F_a$ ) de 1.04
- Coeficiente de amplificación en la zona de periodos intermedios ( $F_v$ ) de 1.52
- Periodo de Vibración en Zona de Transición, Periodos Cortos ( $T_C$ ) de 0.7 seg
- Periodo de Vibración en Zona de Desplazamiento, Periodos Largos ( $T_L$ ) de 2.5 seg

Ahora bien, la estructura se definió como una edificación para uso residencial. Este grupo comprende aquellas edificaciones que no son indispensables para atender emergencias después de un temblor, por lo cual se clasifica su Grupo de uso como estructura de ocupación normal (Grupo I) y cuyo Coeficiente de Importancia  $I$  es 1 acorde con la tabla A.2.5-1 de la NSR-10.

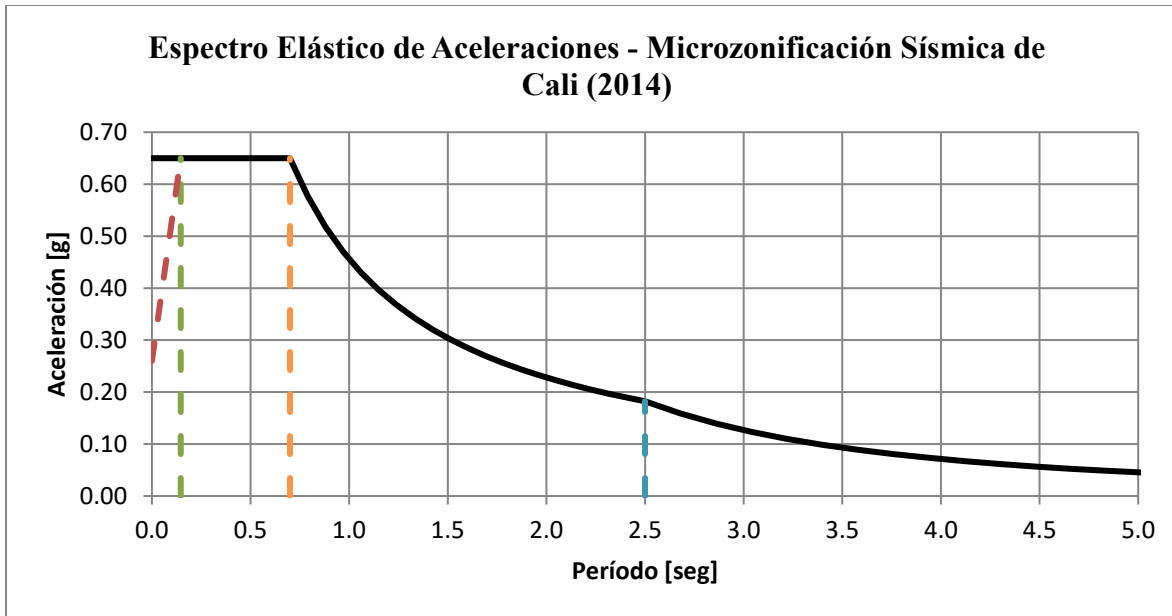
- Coeficiente de importancia ( $I$ ) de 1.0

Es importante mencionar que el AIS 114-17, no involucra el coeficiente de importancia para la determinación de la demanda sísmica en las edificaciones, aun cuando presenta la posibilidad de diseñar bajo esa metodología instituciones académicas y prestadoras de servicios, entidades que requieren un mejor comportamiento sísmico debido a su uso.

Con los parámetros presentados anteriormente y acorde con las ecuaciones presentes en la Figura 33, se construye el Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño presentado en la Figura 34.



**Figura 33.** Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño para un amortiguamiento del 5% del crítico. Adoptado de: Decreto 411.0.20.0158 de 2014 (Microzonificación Sísmica de Cali)



**Figura 34.** Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño para un amortiguamiento del 5% del crítico para MicroZona 4B de la ciudad de Cali.

### Cortante sísmico en la base

El cortante sísmico en la base  $V_{bs}$ , debido a las fuerzas inerciales laterales en la edificación causadas por el movimiento del terreno, se determinan a partir de la aceleración espectral  $S_a$ , el peso de la edificación  $W_s$  y el coeficiente de modificación de respuesta  $R_s$ , mediante la ecuación (58)

$$V_{bs} = \frac{S_a W_s}{R_s} \rightarrow V_{bs} = \frac{0.65 * 827.56 \text{ ton}}{5} = 107.58 \text{ ton} \quad (58)$$

Hay varios aspectos en los cuales el AIS 114-17 no hace aclaración y son importantes mencionar:

- El peso total debe incluir el peso total de la edificación más el peso de todos los elementos no estructurales. Sin embargo no indica si se debe incluir algún porcentaje de peso debido a la carga viva o carga cubierta en edificaciones residenciales.
- No indica como es la concentración de la masa en el diafragma en cada uno de los niveles, teniendo en cuenta que la concentración de la masa del último nivel es menor que la masa de los niveles inferiores.
- Cuando se hace el uso de estudios de microzonificación sísmica como en este caso, no precisa cómo determinar el valor de  $S_a$ , dado que se requiere determinar el periodo de la estructura. Sin embargo, debido al tipo de sistema estructural y a la altura de la edificación, no se esperan periodos fuera de la zona de periodos cortos.

De esta manera, para la determinación del cortante en la base se tomó el peso total debido a las cargas muertas en la edificación. El peso en el último nivel se asumió a partir de la mitad del peso de las columnas y muros que allí se encuentra, dado que este criterio es el más acertados y es el

adoptado por los diferentes softwares de diseño estructural a la hora de realizar el análisis dinámico en las estructuras.

Por otra parte, la fuerza sísmica horizontal,  $F_x$ , en cualquier nivel  $x$ , en la dirección en estudio, se determina multiplicando el cortante en la base  $V_s$  por el factor indicado en la ecuación (59) como:

$$F_x = C_{vx} V_s \text{ con:} \quad (59)$$

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x}{\sum_{i=1}^n (W_i h_i)} \text{ donde: } \begin{cases} W_x : \text{Peso del nivel } x \\ h_x : \text{Altura del nivel } x \end{cases}$$

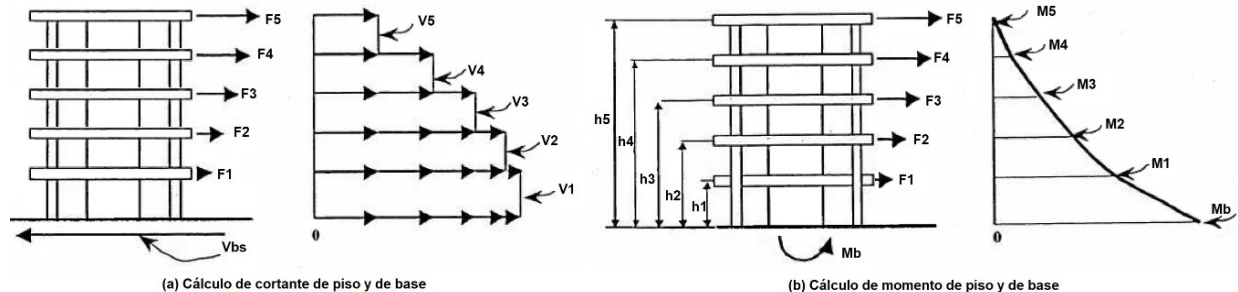
Dado lo anterior, se pueden determinar las fuerzas cortantes por piso y el cortante en la base usando el método de fuerza horizontal equivalente descrito en la Sección 4.13.3, y cuyos resultados se presenta de manera resumida en la siguiente tabla:

**Tabla 10.** Análisis por Fuerza Horizontal Equivalente

ANÁLISIS POR FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE										
PISO	$h_m$	NIVEL	$h_x^{kx}$	$M_x$	$M_x * h_x^{kx}$	$C_{vx}$	$F_{sx}$	$F_{sx} / R_s$	$V_{piso-Dis}$	$M_{piso-Dis}$
5	2.95 m	14.75 m	14.8	109.6 Ton	1616.4	23.4%	125.80	25.2 Ton	25.2 Ton	74.2 Ton m
4	2.95 m	11.80 m	11.8	179.5 Ton	2118.0	30.6%	164.84	33.0 Ton	58.1 Ton	245.7 Ton m
3	2.95 m	8.85 m	8.9	179.5 Ton	1588.5	23.0%	123.63	24.7 Ton	82.9 Ton	490.1 Ton m
2	2.95 m	5.90 m	5.9	179.5 Ton	1059.0	15.3%	82.42	16.5 Ton	99.3 Ton	783.2 Ton m
1	2.95 m	2.95 m	3.0	179.5 Ton	529.5	7.7%	41.21	8.2 Ton	107.6 Ton	1100.6 Ton m
<b>Total</b>				<b>827.56 Ton</b>	<b>6911.44 Ton</b>	<b>100%</b>	<b>537.91 Ton</b>	<b>107.58 Ton</b>		

Fuente: Elaboración propia

El cortante en cada piso corresponde a la suma de las fuerzas laterales aplicadas a la estructura acorde con la Figura 35. Así como el cortante de piso, el momento de vuelco se determina de manera independiente para las dos direcciones principales en planta y se deben multiplicar por el factor correspondiente para la combinación de carga especificada en la Sección 4 del AIS 114-17. El momento de vuelco en el nivel  $x$  corresponde a la suma de los momentos causados por las fuerzas laterales aplicadas desde el nivel  $x$  hasta el techo.



**Figura 35.** Cálculo del cortante y momento de piso debido a fuerzas laterales de sismo



## 5.1.5 Fuerzas internas en los elementos

### A. Sistema de Viguetas

El sistema de viguetas consiste en una serie de nervaduras apoyadas sobre vigas maestras. En el sistema de viguetas en una dirección, se emplean adicionalmente miembros transversales o riostras de distribución a fin de mejorar las características y distribución de las cargas en las vigas principales, y cuya separación no puede ser superior a 10 veces su altura o 4 m.

#### Momentos y cortantes en viguetas de una luz

El momento positivo y negativo mayorado  $M_u$  para viguetas de una luz en una dirección, se deben calcular acorde a las ecuaciones (60), (61), (62), descritas en la sección de la 8.6.3.2 del AIS 114-17.

Momentos			
Momentos positivos:	$M_u^+ = \frac{W_u l_n^2}{8} + \frac{l_n}{4} \sum P_u$	Donde: <i>Ln: Luz libre</i> <i>Pu: Carga concentrada mayorada</i> <i>Wu: Carga distribuida uniforme mayorada</i>	(60)
Momentos negativos:	$M_u^- = \frac{W_u l_n^2}{24} + \frac{l_n}{16} \sum P_u$		(61)
Momento negativo en viguetas en voladizo:	$M_u^- = \frac{3 W_u l_n^2}{4} + l_n \sum P_u$		(62)

Y su cortante  $V_u$  se deben calcular acorde a las ecuaciones (63), (64), (65), descritas en la Sección de la 8.6.4.

Cortantes			
Voladizos de viguetas apoyadas sobre vigas o muros	$V_u = W_u l_n + \sum P_u$	Donde: <i>Ln: Luz libre</i> <i>Pu: Carga concentrada mayorada</i> <i>Wu: Carga distribuida uniforme mayorada</i>	(63)
Viguetas de una luz apoyadas sobre vigas o muros	$V_u = \frac{W_u l_n}{2} + 0.8 \sum P_u$		(64)
Voladizo en viguetas	$V_u = W_u l_n + \sum P_u$		(65)

Es importante mencionar que en viguetas en voladizo, el momento negativo mayorado se calcula suponiendo que la mitad de la carga distribuida actúa como carga concentrada en el extremo libre del voladizo, junto con las cargas puntuales adicionales; y la otra mitad de la carga distribuida actúa como carga uniforme sobre la longitud libre total del voladizo.

#### Momentos y cortantes en viguetas de dos o más luces

El momento positivo y negativo mayorado  $M_u$  para viguetas de dos o más luz en una dirección, se deben calcular acorde con la Sección 8.6.3.3 del AIS 114-17.

<b>Momentos positivos</b>		
Luces exteriores	$M_u^+ = \frac{w_u l_n^2}{11} + \frac{l_n}{9} \sum P_u$	(66)
Luces interiores	$M_u^+ = \frac{w_u l_n^2}{16} + \frac{l_n}{5} \sum P_u$	(67)
<b>Momentos negativos</b>		
Cara interior del apoyo exterior:	$M_u^- = \frac{w_u l_n^2}{24} + \frac{l_n}{16} \sum P_u$	(68)
Cara exterior del primer apoyo interior (solo dos luces):	$M_u^- = \frac{w_u l_n^2}{9} + \frac{l_n}{6} \sum P_u$	(69)
Caras de apoyos interiores, más de dos luces:	$M_u^- = \frac{w_u l_n^2}{10} + \frac{l_n}{7} \sum P_u$	(70)
Caras de todos los apoyos con luces menores de 3m:	$M_u^- = \frac{w_u l_n^2}{12} + \frac{l_n}{8} \sum P_u$	(71)

Y su cortante se deben calcular acorde a las ecuaciones (72), (73), descritas en la Sección de la 8.6.4.3 del AIS 114-17.

<b>Cortantes</b>		
Cara exterior del primer apoyo interior:	$V_u = \frac{1.15 W_u l_n}{2} + 0.8 \sum P_u$	(72)
Cara de los demás apoyos:	$V_u = \frac{W_u l_n}{2} + 0.75 \sum P_u$	(73)

La carga  $W_u$  sobre las viguetas (uniformemente distribuidas o concentradas) debe incluir el peso propio del elemento, de los elementos no estructurales horizontales y verticales apoyados sobre ella, al igual que las cargas vivas. La carga de diseño  $W_u$  debe ser el mayor valor determinado al combinar las cargas muertas  $W_d$  y cargas vivas  $W_l$ , usando las combinaciones de carga descritas en la Sección 4.2 del AIS 114-17.

Dado que el AIS 114-17 no describe con claridad como determinar las demandas sobre sistema de viguetas en dos direcciones, se decide usar la metodología para sistemas de viguetas en una dirección descrita anteriormente. No obstante, para la carga sobre las viguetas se tomó un ancho efectivo de 40 cm, que representaría la distancia en un área aferente de vigueta de 0.14 m<sup>2</sup>. Las siguientes cargas se tuvieron en cuenta para determinar las fuerzas en la vigueta principal (Sentido X): peso propio de la vigueta de 0.6 kN/m, peso de la losa de 0.672 kN/m, una carga muerta de elementos no estructurales de 1.18 kN/m<sup>2</sup> y una carga viva de 2.2 kN/m<sup>2</sup>. Esto genera una carga muerta  $W_d = 1.74$  kN/m y una carga viva de  $W_l = 0.88$  kN/m, y cuya combinación 1.2D + 1.6L produce los mayores valores de carga.

A modo de ejemplo, en la Tabla 11 se muestran los cortantes y momentos debido a la carga mayorada  $W_u = 3.5$  kN/m sobre las viguetas ubicadas entre el eje A y eje B.

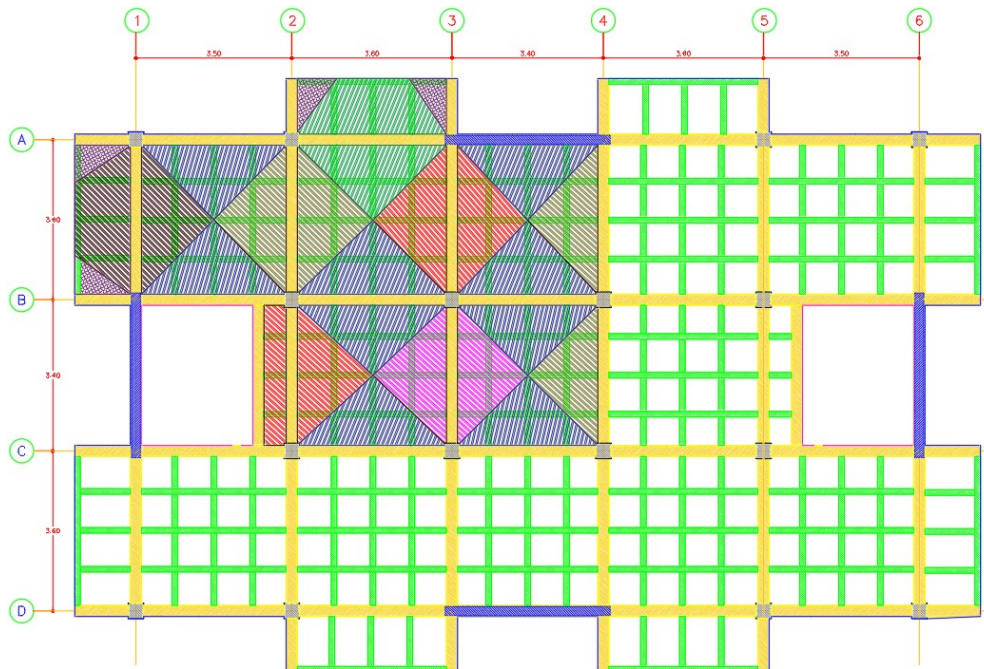
**Tabla 11.** Momentos y cortantes en vigueta principal (entre Eje A y Eje B)

Momentos y cortantes en vigueta principal (entre Eje A y Eje B)						
APOYOS	Voladizo	1=6	2=5	3=4		
<b>Ln (m)</b>	1.25	3.25		3.35		3.15
<b>M- (kN m)</b>	$\frac{3 w_u l_n^2}{4} + l_n \sum P_u = 4.79$	$\frac{w_u l_n^2}{24} = 1.54$	$\frac{w_u l_n^2}{10} = 3.93$	$\frac{w_u l_n^2}{10} = 3.93$		
<b>M+ (kN m)</b>	0	$\frac{w_u l_n^2}{11} = 3.36$		$\frac{w_u l_n^2}{16} = 2.45$	$\frac{w_u l_n^2}{16} = 2.2$	
<b>V (kN)</b>	$W_u l_n$ 4.37	$\frac{W_u l_n}{2}$ 5.69	$\frac{1.15 W_u l_n}{2}$ <b>6.54</b>	$\frac{W_u l_n}{2}$ 5.86	$\frac{W_u l_n}{2}$ 5.86	$\frac{W_u l_n}{2}$ 5.51

Fuente: Elaboración propia

### B. Sistema de vigas principales

Así como en las viguetas, la carga gravitacional  $W_u$  sobre las vigas (uniformemente distribuidas o concentradas) debe incluir el peso propio del elemento, de los elementos no estructurales horizontales y verticales apoyados sobre ella, al igual que las cargas vivas. A partir de las áreas aferentes (Ver Figura 36) de cada una de las vigas se determinan sus cargas muertas y vivas. Para las vigas perimetrales (ubicadas en los bordes de la losa), la Sección 8.2.2.1 indica que deben incluir la carga distribuida del peso de la fachada o elementos de cerramiento.



**Figura 36.** Cálculo áreas aferentes en vigas

De esta manera, en la Tabla 12 se muestra el resumen de cargas a nivel de cubierta y entre piso para las vigas perimetrales.

**Tabla 12.** Cargas no mayoradas en vigas perimetrales

TIPO DE VIGA		PESO PROPIO							MUERTA ADICIONAL	VIVA	TOTAL (NIVEL 1-4)			TOTAL (Cubierta)	
VIGA PERIMETRAL	Long Libre (m)	Área Tran Muro Fachada (m2)	Área Tran Muro Antepecho (m2)	Peso muro (kN)	Área aferente (Losa+Viguetas) (m2)	Peso Losa + Viguetas (kN)	Peso viga (kN/m)	Wd (kN/m)	Wd Adicional (kN/m)	WL (kN/m)	WD (kN/m)	WL (kN/m)	WD (kN/m)	WL (kN/m)	
A(1-2)=A(5-6)	3.15	0.12	0.36	9.67	2.72	7.45	2.10	7.53	1.31	2.45	8.84	2.45	4.69	2.45	
A,D(2-3)=A,D(4-5)	3.3	0.09	0.36	8.52	5.30	14.94	2.10	9.21	2.18	4.08	11.39	4.08	7.00	4.08	
D(1-2)=D(5-6)	3.15	0	0.48	6.77	2.72	7.45	2.10	6.62	1.31	2.45	7.92	2.45	4.69	2.45	
1(A-B)=6(A-B)	3.4	0.27	0	10.32	5.24	14.35	2.10	9.36	2.10	3.94	11.46	3.94	6.68	3.94	
1(C-D)=6(C-D)	3.4	0.27	0.18	12.86	2.72	7.45	2.10	8.07	1.23	2.27	9.31	2.27	4.50	2.27	
A(3-4)=D(3-4)	3.15	0	0	0.00	2.60	7.10	2.10	4.36	1.26	2.37	5.62	2.37	4.57	2.37	
VOLADIZO	1.25	0.15	0	5.73	0.84	2.77	2.1	8.90	1.08	2.03	9.99	2.03	4.50	2.03	

Fuente: Elaboración propia

Por otra parte, en la Tabla 13 se muestra el resumen de cargas a nivel de cubierta y entre piso para las vigas interiores.

**Tabla 13.** Cargas no mayoradas en vigas interiores

TIPO DE VIGA		PESO PROPIO							MUERTA ADICIONAL	VIVA	TOTAL (NIVEL 1-4)			TOTAL (Cubierta)	
VIGA INTERIOR	Long Libre (m)	Área aferente (Losa+Viguetas) (m2)	Peso muro (kN)	Peso Losa + Viguetas (kN)	Peso Escalera (kN)	Peso viga (kN/m)	Wd (kN/m)	Wd Adicional (kN/m)	WL (kN/m)	WD (kN/m)	WL (kN/m)	WD (kN/m)	WL (kN/m)		
2,5(A-B)=2,5(C-D)	3.25	5.50	4.39	15.29	0	2.1	8.15	2.28	4.27	10.44	4.27	7.19	4.27		
3,4(A-B)=3,4(C-D)	3.25	5.38	4.29	14.94	0	2.1	8.02	2.24	4.19	10.26	4.19	7.08	4.19		
B,C(1-2)=B,C(5-6)	3.2	2.72	2.17	7.45	16.8	2.1	10.36	1.29	10.30	11.65	10.30	7.10	3.74		
B,C(2-3)=B,C(4-5)	3.25	5.38	4.29	14.94	0	2.1	8.02	2.24	4.19	10.26	4.19	7.08	4.19		
B(3-4)=C(3-4)	3.05	5.08	4.06	13.72	0	2.1	7.93	2.25	4.21	10.18	4.21	6.98	4.21		
3(B-C)=4(B-C)	3.05	5.08	4.06	13.72	0	2.1	7.93	2.25	4.21	10.18	4.21	6.98	4.21		
2(B-C)=5(B-C)	3.05	2.60	2.08	7.10	0	2.1	5.11	1.30	2.43	6.41	2.43	7.10	3.75		

Fuente: Elaboración propia

Cabe mencionar que las cargas debido a las escaleras, tanto vivas como muertas, son asumidas únicamente por las vigas localizadas en los ejes B y C entre 1-2 y 5-6.

Para determinar las fuerzas cortantes y momento en vigas que hacen parte de los pórticos se usaron las ecuaciones descritas en la Tabla 8.7.3.1 y Tabla 8.7.4.1 del AIS 114-17, presentadas a continuación:

Momentos positivos		
Luces exteriores	$M_u^+ = \frac{w_u l_n^2}{14} + \frac{l_n}{6} \sum P_u$	(74)
Luces interiores	$M_u^+ = \frac{w_u l_n^2}{16} + \frac{l_n}{7} \sum P_u$	(75)
Momentos negativos		
Cara interior de la columna o muro estructural perpendicular exterior:	$M_u^- = \frac{w_u l_n^2}{16} + \frac{l_n}{10} \sum P_u$	(76)
Cara exterior de la primera columna o muro estructural perpendicular interior (sólo dos luces):	$M_u^- = \frac{w_u l_n^2}{9} + \frac{l_n}{6} \sum P_u$	(77)
Caras de columnas o muros estructurales perpendiculares interiores, más de dos luces:	$M_u^- = \frac{w_u l_n^2}{10} + \frac{l_n}{6.5} \sum P_u$	(78)
Caras de muros estructurales paralelos al plano del pórtico:	$M_u^- = \frac{w_u l_n^2}{12} + \frac{l_n}{7} \sum P_u$	(79)
Apoyo de voladizo de vigas:	$M_u^- = \frac{3 w_u l_n^2}{4} + l_n \sum P_u$	(80)

Cortantes		
Cara exterior de la primera columna interior:	$V_u = \frac{1.15 W_u l_n}{2} + 0.8 \sum P_u$	(81)
Cara de otras columnas:	$V_u = \frac{W_u l_n}{2} + 0.75 \sum P_u$	(82)
Aposos de voladizos de vigas:	$V_u = W_u l_n + \sum P_u$	(83)

A modo de ejemplo, en la Tabla 15 se muestran los cortantes y momentos debido a cargas mayoradas sobre las vigas del Eje B del primer piso (Ver Tabla 14).

**Tabla 14.** Cargas gravitacionales mayoradas sobre Viga Eje B

VIGA	PISO	Ln (m)	WD (kN/m)	WL (kN/m)	Comb 1.4D (kN/m)	Comb 1.2D+1.6L (kN/m)
B(1-2)	ENTREPISO	3.20	11.65	10.30	16.31	30.45
B(2-3)	ENTREPISO	3.25	10.26	4.19	14.36	19.02
B(3-4)	ENTREPISO	3.05	10.18	4.21	14.25	18.96
B(4-5)	ENTREPISO	3.25	10.26	4.19	14.36	19.02
B(5-6)	ENTREPISO	3.20	11.65	10.30	16.31	30.45
VOLADIZO	ENTREPISO	1.25	9.99	2.03	13.98	15.23

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 15.** Momentos y cortantes en viga Eje B (primer piso)

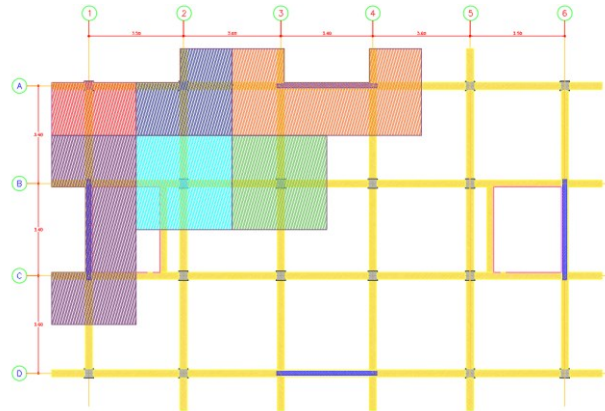
Momentos y cortantes en viga Eje B (primer piso)						
APOYOS	1=6		2=5		3=4	
Wu (kN/m)	15.23	30.45		19.02		18.96
Ln (m)	1.25	3.2		3.25		3.05
M- (kN m)	$\frac{3 w_u l_n^2}{4} + l_n \sum P_u = 20.82$		$\frac{w_u l_n^2}{10} = 31.18$		$\frac{w_u l_n^2}{10} = 20.1$	
M+ (kN m)	0	$\frac{w_u l_n^2}{14} = 22.27$		$\frac{w_u l_n^2}{16} = 12.55$		$\frac{w_u l_n^2}{16} = 11.02$
V (kN)	$w_u l_n$ 19.04	$\frac{W_u l_n}{2}$ 48.72	$\frac{1.15 W_u l_n}{2}$ <b>56.03</b>	$\frac{W_u l_n}{2}$ 30.9	$\frac{W_u l_n}{2}$ 30.9	$\frac{W_u l_n}{2}$ 28.91

Fuente: Elaboración propia

Cabe mencionar que de acuerdo a la Sección 4.15.4.2 del AIS 114-17, los momentos gravitacionales son afectados debidos a los momentos por fuerza lateral transmitidos desde la columna, tanto en sentido positivo como negativo, lo que conduce a un aumento o disminución de los momentos en las vigas. De esta manera, al momento de diseñar las vigas se hará hincapié en los momentos por fuerza lateral transmitidos desde la columna a la viga y su variación en los momentos por cargas gravitacionales según las combinaciones de carga que incluyen efectos sísmicos.

### C. Sistema de columnas

Para determinar las cargas verticales en las columnas, sabiendo que estas deben soportar el 100% la edificación (Sección 4.15.4.2), se procede a determinar las áreas aferentes para cada una de ellas (ver Figura 37). También es posible determinar las cargas verticales en las columnas a partir de los cortantes generados por las vigas que conectan al muro o columna, mediante la ecuación (84). La carga muerta y carga viva se deben acumular independientemente y combinar en cada nivel, en donde el peso propio de la columna se debe aplicar en la parte inferior de la misma.



**Figura 37.** Cálculo áreas aferentes en columnas y muros

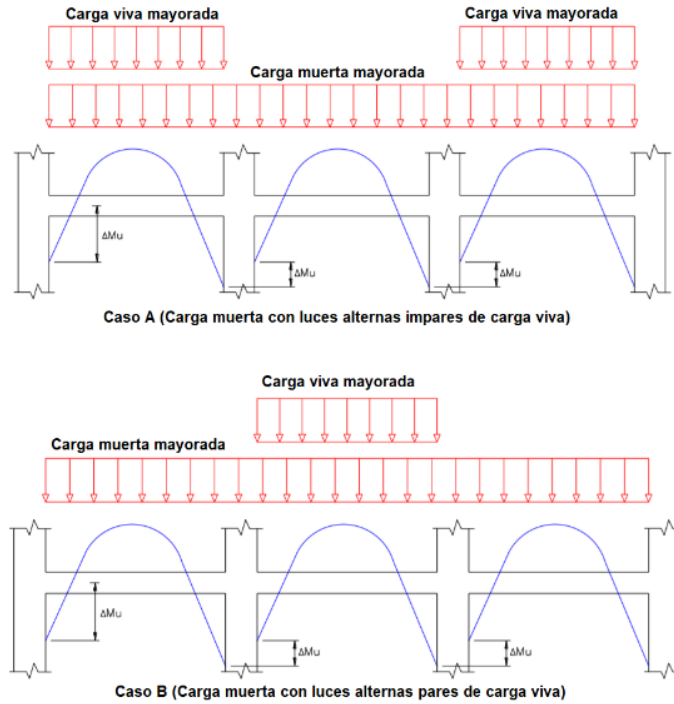
$$R_U = \frac{V_u l_s}{l_n}; \text{ donde } \begin{cases} l_s: \text{Longitud centro a centro de la viga} \\ l_n: \text{Luz libre de la viga} \end{cases} \quad (84)$$

Por otra parte, las columnas deben resistir el 25% de la fuerza lateral mayorada en cada dirección en planta con el fin de resistir efectos rotacionales en la base de los muros o disminución de la rigidez en el rango inelástico. Para cada dirección en planta, el cortante por columna se debe obtener mediante las ecuaciones (85) y (86), para columnas interiores (sus extremos se aportican con dos vigas paralelas a la dirección en estudio) y columnas de borde (sus extremos sólo aportican una viga paralela a la dirección en estudio), respectivamente. El momento mayorado en la columna debido a fuerzas laterales se debe determinar mediante la ecuación (87).

<b>Cortante en columnas</b>			
Columna interior	$V_u = \frac{2 V_{iu}}{n_e + 2n_c}$	Donde: $V_{iu}$ : Cortante mayorado por fuerzas laterales en el nivel i $n_e$ : Número de columnas totales de borde $n_c$ : Número de columnas totales interiores	(85)
Columna exterior	$V_u = \frac{V_{iu}}{n_e + 2n_c}$		(86)
<b>Momento en las columnas</b>			
	$M_u = \frac{V_u h_{pi}}{2}$	Donde: $h_{pi}$ : Altura del piso i $V_u$ : Cortante obtenido de la Ec. 11-12	(87)

Sin embargo, la reacción a flexión en las columnas debido a las cargas verticales mayoradas de las vigas, se debe evaluar usando el momento no balanceado  $\Delta Mu$ . El momento no balanceado a usar

debe corresponder a la mayor diferencia en los momentos negativos mayorados de la viga de acuerdo a los dos casos de distribución de carga descritos en la Figura 38.



**Figura 38.** Cálculo del momento no balanceado debido a cargas gravitacionales mayoradas

El momento no balanceado se debe distribuir en las columnas localizadas por encima y debajo de la viga en proporción a la rigidez relativa de la columna, usando las ecuaciones (88) y (89). Sin embargo, para nudos de cubierta, el momento en la columna será el valor de  $\Delta M_u$ .

<b>Cortante en columnas</b>			
Columna por encima de la viga	$[M_u]_{sup} = \Delta M_u \frac{[I_c/h_{pi}]_{sup}}{[I_c/h_{pi}]_{inf} + [I_c/h_{pi}]_{sup}}$	Donde: $I_c$ : Inercia de la columna en la dirección paralela a la viga $h_{pi}$ : Altura del piso i correspondiente a la columna	(88)
Columna por debajo de la viga	$[M_u]_{inf} = \Delta M_u \frac{[I_c/h_{pi}]_{inf}}{[I_c/h_{pi}]_{inf} + [I_c/h_{pi}]_{sup}}$		(89)

Dado que todas las columnas tienen las mismas dimensiones en planta y en altura, lo que conlleva a una misma inercia, el momento balanceado para columnas de entre pisos tanto superior como inferior, será la mitad del valor obtenido a partir la Figura 38.

En la Tabla 16 se muestra de manera resumida las fuerzas generadas en las columnas del primer piso, debido a las cargas verticales no mayoradas por áreas aferentes en planta, fuerzas sísmicas (25%) y momentos no balanceados.

**Tabla 16.** Fuerzas no mayoradas en las columnas del primer nivel

COLUMNA		CARGA VERTICAL						FUERZA SÍSMICA				Momento $\Delta Mu$	
Columna	Piso	PISOS SUPERIORES		NIVEL		TOTAL		Cortante Y (kN)	Cortante X (kN)	Momento Y (kN m)	Momento X (kN m)	$\Delta M_Y$ (kN m)	$\Delta M_X$ (kN m)
		WD (kN)	WL (kN)	WD (kN)	WL (kN)	WD (kN)	WL (kN)						
A1	P1	208.38	56.15	57.86	14.04	266.23	70.19	10.99	9.42	16.22	13.90	14.49	9.01
A2	P1	277.88	87.94	76.52	21.99	354.40	109.93	10.99	18.85	16.22	27.80	12.78	11.47
A5	P1	277.88	87.94	76.52	21.99	354.40	109.93	10.99	18.85	16.22	27.80	12.78	11.47
A6	P1	208.38	56.15	57.86	14.04	266.23	70.19	10.99	9.42	16.22	13.90	14.49	9.01
B2	P1	290.44	138.04	77.20	36.63	367.64	174.67	21.99	18.85	32.43	27.80	13.30	18.18
B3	P1	298.51	115.48	80.21	28.69	378.72	144.16	21.99	18.85	32.43	27.80	8.72	8.72
B4	P1	298.51	115.48	80.21	28.69	378.72	144.16	21.99	18.85	32.43	27.80	8.72	8.72
B5	P1	290.44	138.04	77.20	36.63	367.64	174.67	21.99	18.85	32.43	27.80	13.30	18.18
C2	P1	290.44	138.04	77.20	36.63	367.64	174.67	21.99	18.85	32.43	27.80	13.30	18.18
C3	P1	298.51	115.48	80.21	28.69	378.72	144.16	21.99	18.85	32.43	27.80	8.72	8.72
C4	P1	298.51	115.48	80.21	28.69	378.72	144.16	21.99	18.85	32.43	27.80	8.72	8.72
C5	P1	290.44	138.04	77.20	36.63	367.64	174.67	21.99	18.85	32.43	27.80	13.30	18.18
D1	P1	188.00	43.44	52.38	10.80	240.38	54.24	10.99	9.42	16.22	13.90	10.69	8.33
D2	P1	273.06	85.70	74.91	21.24	347.97	106.94	10.99	18.85	16.22	27.80	12.78	12.57
D5	P1	273.06	85.70	74.91	21.24	347.97	106.94	10.99	18.85	16.22	27.80	12.78	12.57
D6	P1	188.00	43.44	52.38	10.80	240.38	54.24	10.99	9.42	16.22	13.90	10.69	8.33

Fuente: Elaboración propia

Es evidente como los momentos debido a fuerzas sísmicas en las columnas del primer piso, en ambas direcciones principales, son mayores a los momentos no balanceados. Cabe mencionar que las fuerzas sísmicas y cargas verticales presentes en la Tabla 16 deben mayorarse usando las combinaciones de carga indicadas en la Sección 4 de la AIS 114-17, lo cual se especificará más adelante al momento de diseñar el elemento.

#### D. Sistema de muros

En zonas de amenaza sísmica alta, el 100% de la fuerza laterales mayoradas del edificio deben ser soportadas por los muros de concreto reforzado. Adicionalmente, los elementos de borde de los muros (como en este caso) deben resistir todas las cargas gravitacionales mayoradas en el muro, incluyendo cargas aferentes y peso propio, así como las fuerzas verticales causadas por los momentos sísmicos.

Las fuerzas y momentos mayorados en el muro ( $P_u$ ,  $V_u$  y  $M_u$ ) se deben determinar para las dos direcciones principales en planta, es decir, fuerzas en el plano y fuera del plano. Los cortantes y momentos por piso, debido a las fuerzas sísmicas se presentaron en la Tabla 10. Dado que la geometría en planta es simetría en sus dos ejes principales a lo largo de todos los pisos, por lo cual el centro de rigidez y el centro de masa coinciden, no se requieren determinar fuerzas torsionales en la edificación. Cabe mencionar que el AIS 114-17 no especifica ni tiene en cuenta torsiones accidentales como sí se especifica en la NSR-10.

En la Tabla 17 se muestra de manera resumida las fuerzas generadas en los muros del primer piso, debido a las cargas verticales no mayoradas por áreas aferentes en planta, fuerzas sísmicas (100%) en sus dos ejes principales.



**Tabla 17.** Fuerzas no mayoradas en los muros

MURO	PISO	CARGA VERTICAL						FUERZA SÍSMICA			
		PISOS SUPERIORES		NIVEL		TOTAL		Cortante Y (kN)	Cortante X (kN)	Momento Y (kN m)	Momento X (kN m)
		WD (kN)	WL (kN)	WD (kN)	WL (kN)	WD (kN)	WL (kN)				
1(B-C)	P1	554.42	187.16	150.50	52.53	704.92	239.68	<b>527.69</b>	<b>37.69</b>	5398.21	55.60
6(B-C)	P1	554.42	187.16	150.50	52.53	704.92	239.68	527.69	37.69	5398.21	55.60
A(3-4)	P1	559.49	140.42	150.28	35.11	709.77	175.53	43.97	527.69	64.86	5398.21
D(3-4)	P1	559.49	140.42	150.28	35.11	709.77	175.53	43.97	527.69	64.86	5398.21

Fuente: Elaboración propia

Finalmente se verifica que área de la sección transversal de los muros ( $A_g = b_w l_w$ ) en cada dirección principal y para cada nivel, cumplan con lo requerido en la Sección 4.15.2 del AIS 114-17.

$$\sum A_g \geq \frac{6V}{\sqrt{f'c}} \rightarrow 0.74 \text{ m}^2 \geq \frac{6 * 527690 \text{ N}}{\sqrt{21 \text{ MPa}}} = 0.69 \text{ m}^2 \text{ (Cumple)} \quad (90)$$

### 5.1.6 Diseño de elementos estructurales

Es importante mencionarse que el diseño de los elementos en un pórtico resistente a momentos en concreto está controlado en gran parte por el refuerzo de flexión en las vigas. La cantidad y la ubicación del refuerzo a flexión de la viga determina el tamaño y espaciamiento de su refuerzo transversal, al igual que las características de la sección transversal de la columna, y su refuerzo a flexión y cortante.

Para llevar a cabo el diseño se usaron tres resistencias a flexión para las vigas. Estas capacidades se basan en lo siguiente:

Resistencia de diseño:  $\Phi = 0.9$ , con  $1.0 f_y$

Resistencia nominal:  $\Phi = 1.0$ , con  $1.0 f_y$

Resistencia probable:  $\Phi = 1.0$ , con  $1.25 f_y$

Por otra parte, antes de determinar la cantidad y la colocación del refuerzo, se establece una distribución preliminar del refuerzo longitudinal. La dimensión de la viga B(1-2) a diseñar es de 25 cm ancho por 35 cm de altura, mientras que las columnas que la enmarcan serán de 35 cm x 35 cm (B3) y 35 cm x 35 cm (C3). Se usará concreto de peso normal con un  $f'c$  de 21 MPa en las columnas y en las vigas y varillas de acero corrugado de  $f_y$  de 420 MPa.

Para determinar la profundidad efectiva utilizada para el diseño de las vigas se estimó el tamaño de la varilla y la ubicación que se usará. Inicialmente se utilizarán varillas No. 5 para el refuerzo longitudinal con estribos cerrados No.3. En todos los casos se usará un recubrimiento de 4 cm, cumpliendo con lo establecido en la Tabla 5.4.1 del AIS 114-17.

Ahora bien, de acuerdo con la Sección 8.4.5, para  $f'c = 21$  MPa y  $f_y = 420$  MPa, el refuerzo que se debe proporcionar en la parte superior e inferior debe ser mayor a 0.0033 y menor a 0.016; sin embargo, se deben colocar mínimo dos barras corrugadas tanto arriba como abajo No. 5, para vigas que hacen parte del sistema de resistencia sísmica en edificaciones DES, acorde con la Sección 12.2 del AIS 114-17.

Por otra parte, las vigas tendrán un refuerzo longitudinal superior e inferior en toda su longitud. Al calcular las capacidades de flexión, solo se tendrá en cuenta el acero a tensión para simplificar los cálculos, dado que  $d/d' < 7$  para un  $f_y = 420$  MPa, de acuerdo a lo establecido en la Sección 8.4.9.2

### A. Diseño de viga B(1-2)

El diseño de la viga B(1-2), del nivel N+2.95m (primer piso) se basó en elementos de 0.25m x 0.35m y longitud libre de 3.15 m. La profundidad efectiva a momento positivo es de 28cm y a negativo de 30 cm, para todas las vigas en el sentido X. Para vigas en sentido Y se tomará una profundidad efectiva a momento positivo es de 30 cm y a negativo de 28 cm; evitando con esto cruce de varillas en los dos sentidos ortogonales.

En la Tabla 18 se muestran las fuerzas mayoradas en la viga en estudio debido a  $WD = 11.65$  kN/m y  $WL = 10.30$  kN/m . Es importante aclarar que todos los momentos negativos y cortantes se dan en la cara de la columna.

**Tabla 18.** Cargas mayoradas sobre viga B(1-2), nivel N+2.95m

FUERZAS VIGA B(1-2)					
TIPO DE CARGA	MOMENTO FLECTOR (kN-m)			CORTANTE (kN)	
	Apoyo 1	Centro	Apoyo 2	Apoyo 1	Apoyo 2
D	-7.46	8.52	-11.93	18.64	-21.43
L	-6.59	7.53	-10.54	16.47	-18.94
E	27.80	0	-27.80	-8.69	8.69
FUERZAS MAYORADAS VIGA B(1-2)					
COMBINACIÓN	MOMENTO FLECTOR (kN-m)			CORTANTE (kN)	
	Apoyo 1	Centro	Apoyo 2	Apoyo 1	Apoyo 2
1.4D	-10.44	11.93	-16.70	26.09	-30.01
1.2D+1.6L	-19.49	22.27	-31.18	48.72	-56.03
1.2D+1.0L+1.0E	12.26	17.75	-52.65	30.15	-35.98
1.2D+1.0L-1.0E	-43.33	17.75	2.94	47.53	-53.35
0.9D+1.0E	21.09	7.67	-38.53	8.09	-10.60
0.9D-1.0E	-34.51	7.67	17.06	25.46	-27.98
MÁXIMOS	-43.33	22.27	-52.65	48.72	-56.03

Fuente: Elaboración propia

Cabe mencionar que el momento por fuerza lateral en la viga se toma igual al momento mayorado en la columna en nudos de columnas interiores y dos veces el momento mayorado en nudos de columnas de borde, lo que conduce al mismo momento sísmico en todas las vigas en el nudo viga-columna. El momento sísmico en la viga se puede ver en la Tabla 16.

## 1) Refuerzo longitudinal en la viga

El proceso de diseño para determinar el refuerzo longitudinal en la viga se desarrolla de la siguiente manera:

### Diseño a momento máximo negativo:

$M_u^{(-)} = - 52.65 \text{ kN m}$  (Ver Tabla 18)

Para vigas principales con anchos mayores o iguales a 25 cm se permite el uso de 3 varillas por fila. Adicionalmente, la Sección 12.2 indica que debe haber mínimo 2 varillas No. 5 tanto arriba como abajo para vigas en Edificaciones DES. De esta manera, el refuerzo preliminar consta de varillas 2 varillas No. 4 y 1 No. 5, proporcionando una cuantía longitudinal mayor a la mínima ( $p_{min} = 0.0033$  – Sección 8.4.5 AIS) e inferior a la máxima ( $p_{max} = 0.016$  – Sección 8.4.6 AIS).

$A_s = 2 (1.99 \text{ cm}^2) + 1 (1.29 \text{ cm}^2) = 5.27 \text{ cm}^2$ . Adicionalmente un  $f_y = 420 \text{ MPa}$  y  $f'_c = 21 \text{ MPa}$

La profundidad del bloque a compresión de acuerdo a la Sección 5.11.4.1 del AIS 114-17-17 es:

$$a = A_s f_y / 0.85 f'_c b = 5.27 \text{ cm}^2 * 420 \text{ MPa} / (0.85 * 21 \text{ MPa} * 25 \text{ cm}) = 4.96 \text{ cm}$$

Y la resistencia de diseño usando  $d = 30 \text{ cm}$ , es:

$$\Phi M_n = \Phi A_s f_y (d - a/2) = 0.9 * 5.27 \text{ cm}^2 * 420 \text{ MPa} (30 \text{ cm} - 4.96 \text{ cm}/2) = 54.82 \text{ kNm} > 52.65 \text{ kNm}$$

El momento probable requerido para determinar las fuerzas a cortante en la viga se determinan acorde con la Sección 12.2.4, usando la fluencia probable el refuerzo longitudinal y un factor de reducción de resistencia  $\Phi = 1$ .

$$M_{pr} = 76.1 \text{ kNm}, \text{ con } \Phi = 1 \text{ y } 1.25 f_y$$

### Diseño a momento máximo positivo:

De acuerdo con lo establecido en la Sección 12.2.2 del AIS 114-17, el refuerzo positivo a flexión en las caras de los nudos no debe ser menor a la mitad del área de refuerzo negativo en la misma cara del nudo, así pues:

$$M_u^{(+)} = 22.27 \text{ kNm} \geq M_u^{(-)}/2 (52.65/2 = 26.32 \text{ kN-m})$$

Esto indica que el momento positivo de diseño elegido debe ser el mayor entre el generado por las combinaciones de carga y el generado por la condición de momento negativo. Si se usa el refuerzo mínimo permitido, 2 varillas No. 5 ( $A_s = 3.98 \text{ cm}^2$ ), entonces:

$$A_s = 2 (1.99 \text{ cm}^2) = 3.98 \text{ cm}^2$$

La profundidad del bloque a compresión con un ancho  $b$  para momento positivo = 25 cm (sin tomar el aporte de la losa) y  $d = 28 \text{ cm}$ , es:

$$a = A_s f_y / 0.85 f_c' b = 3.98 \text{ cm}^2 * 420 \text{ MPa} / 0.85 * 21 \text{ MPa} * 25 \text{ cm} = 3.74 \text{ cm}$$

Y la resistencia de diseño es:

$$\Phi M_n = \Phi A_s f_y (d - a/2) = 0.9 * 3.98 \text{ cm}^2 * 420 \text{ MPa} (28 \text{ cm} - 3.74 \text{ cm}/2) = 39.31 \text{ kNm} > 26.32 \text{ kNm}$$

Y el momento probable es:

$$M_{pr} = 54.6 \text{ kNm con } \Phi = 1 \text{ y } 1.25 f_y$$

En la Tabla 19 se muestra un resumen del refuerzo a flexión y la resistencia nominal y la resistencia máxima probable en cada tramo de las vigas del eje B.

**Tabla 19.** Diseño y resistencia máxima a flexión para viga Eje B

Diseño y resistencia máxima a flexión para viga Eje B			
APOYOS	1=6	2=5	3=4
<b>Mu<sup>(-)</sup> (kN m)</b>	43.33	52.65	45.23
<b>Acero</b>	2#5 + 1 #4	2#5 + 1 #4	2#5 + 1 #4
<b>ØMn (kN m)</b>	54.82	54.82	54.82
<b>Mn (kN m)</b>	60.9	60.9	60.9
<b>Mpr (kN m)</b>	76.1	76.1	76.1
<b>Mu<sup>(+)</sup> (kN m)</b>		22.27	12.55
<b>Acero</b>		2#5	2#5
<b>ØMn (kN m)</b>		39.31	39.31
<b>Mn (kN m)</b>		43.67	43.67
<b>Mpr (kN m)</b>		54.6	54.6

Fuente: Elaboración propia

Por otra parte, en la Tabla 19 se cumple con lo indicado en la Sección 12.2.2.4, donde se indica que la resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento negativo proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

## 2) Refuerzo transversal en la viga

Al diseñar el refuerzo a cortante en vigas y viguetas, la resistencia se genera por la contribución del concreto y los estribos. De acuerdo a la Sección 8.5.4 del AIS 114-17. La resistencia del concreto a cortante se calcula mediante la ecuación (91), mientras que la contribución del acero se determina con la ecuación (92):

$$\Phi V_c = \Phi 0.17 \sqrt{f_c'} db \quad (91)$$

$$\Phi V_s = \Phi \frac{A_v f_y d}{s} \leq 4 \Phi V_c \quad (92)$$

Por otra parte, la demanda a cortante en la viga se calcula como la suma del cortante por cargas gravitacionales mayoradas ( $V_u$ ) más el cortante máximo probable generado por el momento

máximo del refuerzo longitudinal de la viga ( $\Delta V_e$ ) de acuerdo a la Sección 12.2.4.4 del AIS 114-17.

$$V_u = \Delta V_e \pm V_{u,grav} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_{libre}} \pm V_{u,grav} \quad (93)$$

El refuerzo requerido en vigas y viguetas debe cumplir con las separaciones establecidas en la Sección 8.5.4 del AIS 114-17, presentado en la Tabla 20

**Tabla 20.** Refuerzo a cortante en vigas, viguetas y vigas maestras

Resistencia requerida	Valor límite de $\phi V_s$	Separación requerida usando refuerzo $A_v$	Separación máxima $S$
$\frac{\phi V_c}{2} > V_u$	-	No se requiere refuerzo	-
$\phi V_c > V_u \geq \frac{\phi V_c}{2}$	-	$S = \frac{A_v f_y}{0.062 \sqrt{f'_c} b}$	$S \leq \begin{cases} d/2 \\ 600mm \end{cases}$
$V_u \geq \phi V_c$	$2\phi V_c > \phi V_s$	$S = \phi A_v \left( \frac{f_y * d}{V_u - \phi V_c} \right)$	$S \leq \begin{cases} d/2 \\ 600mm \\ A_v f_y / 0.35b \end{cases}$
	$4\phi V_c > \phi V_s \geq 2\phi V_c$	$S = \phi A_v \left( \frac{f_y * d}{V_u - \phi V_c} \right)$	$S \leq \begin{cases} d/2 \\ 300mm \\ A_v f_y / 0.35b \end{cases}$
	$\phi V_s \geq 4\phi V_c$	No se permite	-

Fuente: Tomado de AIS 114-17

De acuerdo con lo establecido en la Sección 12.2.4, el refuerzo transversal para cortante se debe obtener mediante la Tabla 20, excepto cuando  $\Delta V_e > V_{u,grav}$ . También se indica que la resistencia de diseño a cortante del concreto debe tomarse como cero en las zonas de confinamiento (dos veces la altura de la viga).

De esta manera, el cortante de diseño será:

$$V_u = \frac{M_{pr(-)} + M_{pr(+)}}{l_{libre}} \pm V_{u,grav} = 41.5 \pm 31.18 = 72.68 \text{ kN y } 10.32 \text{ kN}$$

$$V_{sismo}(41.5 \text{ kN}) > V_u(31.18 \text{ kN})$$

Dado lo anterior, no es posible usar la Tabla 20. Adicionalmente se debe determinar la resistencia al corte con la contribución únicamente del acero de acuerdo a la Sección 12.2.4. Así pues, si se colocan 2 ramas de estribos No. 3 ( $A_v = 0.71 \text{ cm}^2$ ), el espacio entre estribos de acuerdo a la Sección 8.5.4.4 será:

$$S = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u} = \frac{0.75 \times (2 \times 0.71 \text{ cm}^2) \times 420 \text{ MPa} \times 28 \text{ cm}}{72.68 \text{ kN}} = 17.2 \text{ cm}$$

$$s_{max} = \frac{28 \text{ cm}}{2} = 14 \text{ cm (Controla)}$$

Hay que tener en cuenta que este cortante máximo de diseño puede ser inferior al cortante debido a las combinaciones de diseño a cortante para vigas. En este caso el cortante debido a las combinaciones es inferior (56.03 kN en Tabla 18). Así pues, se tomará 14 cm acorde con la separación máxima planteado en la Sección 12.2.3.6, para la zona de no confinamiento. No obstante, en la Sección 12.2.3.5 establece que se requieren estribos cerrados a una menor separación dentro de una zona de confinamiento correspondiente a dos veces la altura de la viga. La separación de los estribos en la zona de confinamiento no debe exceder la mínima distancia de:

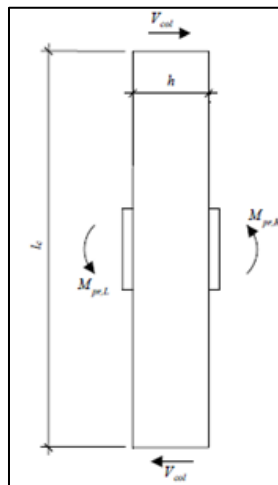
- $d/4 = 28 \text{ cm}/4 = 7 \text{ cm}$
- $12.5 \text{ cm}$

Por lo cual se usará una separación entre estribos de 7 cm en la zona de confinamiento de  $2h_v = 70 \text{ cm}$ , y donde el primer estribo debe colocarse a 5 cm de la cara de la columna. Fuera de la zona de confinamiento de la viga.

Es importante resaltar que de acuerdo a la estipulado en la Sección 12.2.2 no se permite empalme por traslapeo dentro de los nudos ni en zonas de confinamiento. Adicionalmente, el refuerzo longitudinal que se empalma debe tener estribos de confinamiento sobre la región de empalme y no debe exceder el mínimo entre  $d/4$  o 10 cm. En este caso se usará una separación de 7 cm en zonas de empalme, con una longitud mínima de traslapeo de  $50d_b$ .

### 3) Verificación de la unión viga-columna en el pórtico

El diseño de la unión viga-columna se basa en los requisitos de la Sección 12.4. El método para determinar el cortante en la columna se ilustra en la Figura 40. Del diagrama de cuerpo libre, el corte de la columna se determina a partir del equilibrio de fuerzas y cuyas fuerzas en la unión de la columna salen de la Figura 39.

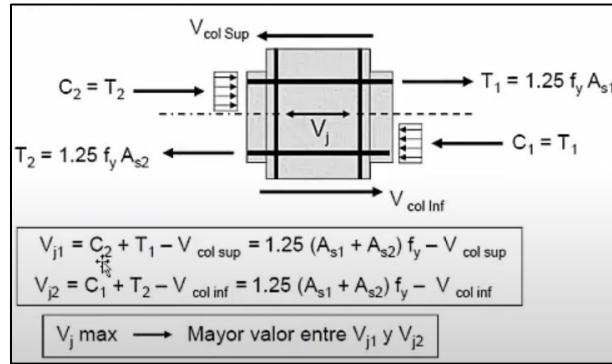


**Figura 39.** Diagrama de cuerpo libre para cortante en la columna

Teniendo en cuenta los momentos probables de las vigas que enmarcan a la columna eje B2 (Ver Tabla 19), el cortante en la columna en sentido X será:

$$V_{col} = \frac{[(M_{prL} + M_{prR})]}{l_c} = \frac{[(76.14 \text{ kNm} + 54.59 \text{ kNm})]}{2.95 \text{ m}} = 44.31 \text{ kN}$$

El cortante de diseño para los nudos se determina a partir de los momentos probables máximos de las vigas que entran al nudo y el cortante en la columna (Figura 40).



**Figura 40.** Cortante de diseño en la unión

Así pues, las fuerzas a tracción y a compresión en la viga se basan en el refuerzo superior e inferior a  $1.25f_y$ , por lo cual el cortante desarrollado en la unión será:

$$T = 1.25f_y A_{s,top} = 1.25 \times 420 \text{ MPa} \times (5.27 \text{ cm}^2) = 276.68 \text{ kN}$$

$$C = 1.25f_y A_{s,bot} = 1.25 \times 420 \text{ MPa} \times (3.98 \text{ cm}^2) = 208.9 \text{ kN}$$

$$V_j = T + C - V_{col} = 276.68 \text{ kN} + 208.9 \text{ kN} - 44.31 \text{ kN} = 441.3 \text{ kN}$$

Por otra parte, la resistencia a cortante en el plano crítico del nudo se determina mediante las ecuaciones (94), (95) y (96).

Nudo confinado en las cuatro caras

$$\phi V_n = \phi 1.7 \sqrt{f'_c} A_j \text{ (MPa)} \quad (94)$$

Nudo confinado en tres caras o caras opuestas

$$\phi V_n = \phi 1.25 \sqrt{f'_c} A_j \text{ (MPa)} \quad (95)$$

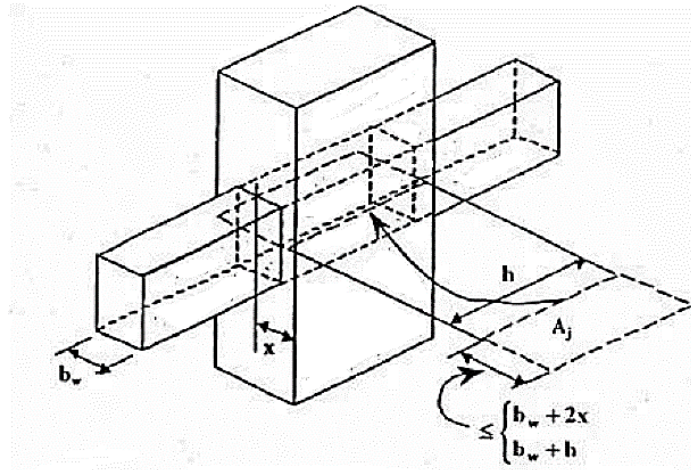
Otros nudos:

$$\phi V_n = \phi 1 \sqrt{f'_c} A_j \text{ (MPa)} \quad (96)$$

En donde se considera que la viga confina la cara del nudo si por lo menos  $\frac{3}{4}$  de la cara del nudo está cubierta por la viga.

El área  $A_j$  se determina mediante el producto de la altura del nudo,  $h$ , (dimensión de la columna paralela a la dirección de la viga) por el ancho efectivo. Para vigas con anchos iguales o más anchas que la columna el ancho efectivo del nudo es igual al ancho de la viga,  $b_w$ . Para vigas más angostas que el ancho de la columna, el ancho efectivo del nudo es igual al menor valor entre el ancho de la viga más la altura del nudo, y el ancho de la viga más dos veces la menor distancia perpendicular

desde el eje longitudinal de la viga maestra a la cara de la columna, sin exceder el ancho de la columna.



**Figura 41.** Área transversal efectiva dentro del nudo

De acuerdo a la Sección 12.4.4 las vigas que enmarcan la columna B2 no confinan el nudo, por lo cual la resistencia a cortante en el sentido X se determina como:

$$V_n = 1 \sqrt{f'_c A_j} \text{ (MPa)}$$

$$V_n = 1 \sqrt{21 \text{ Mpa} (1225 \text{ cm}^2)} = 561.4 \text{ kN}$$

$$\Phi V_n = 0.85 \times 561.4 \text{ kN} = 477.2 \text{ kN} > 441.3 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

Donde  $\Phi = 0.85$  acorde con la Sección C.9.3.2.3 de la NSR-10, dado que el AIS 114-17 no indica cual es el valor para dicho factor.

### B. Diseño de columna típica

A continuación se ilustrará el diseño de la columna interior típica eje B2 del nivel N+2.95m, que tiene 35 cm x 35 cm, con un concreto de  $f'_c=21$  MPa y acero de refuerzo corrugado de 420 MPa. En la Tabla 21 se muestran las fuerzas de diseño requeridas para el diseño de las columnas a flexión tanto en la parte superior como inferior del nudo.

**Tabla 21.** Fuerzas mayoradas columna B2

FUERZAS MAYORADAS COLUMNA B2 (PARTE SUPERIOR)					
COMBINACIÓN	CARGA AXIAL (kN)	MOMENTO FLECTOR (kN-m)		CORTANTE (kN)	
		SENTIDO X	SENTIDO Y	SENTIDO X	SENTIDO Y
1.4D	406.62	0	0	0	0
1.2D+1.6L	569.40	0	0	0	0
1.2D+1.0L+1.0E	486.58	25.67	29.95	17.40	20.30
0.9D+1.0E	261.40	25.67	29.95	17.40	20.30



FUERZAS MAYORADAS COLUMNA B2 (PARTE INFERIOR)					
COMBINACIÓN	CARGA AXIAL (kN)	MOMENTO FLECTOR (kN-m)		CORTANTE (kN)	
		SENTIDO X	SENTIDO Y	SENTIDO X	SENTIDO Y
1.4D	514.70	0	0	0	0
1.2D+1.6L	720.65	0	0	0	0
1.2D+1.0L+1.0E	615.84	27.80	32.43	18.85	21.99
0.9D+1.0E	330.88	27.80	32.43	18.85	21.99

Fuente: Elaboración propia

### 1) Refuerzo longitudinal

De acuerdo con la Sección 12.3 del AIS 114-17, la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo debe ser al menos 1.2 la suma de los momentos nominales de las vigas que la enmarcan. Los momentos resistentes nominales de la viga en la cara de la columna en el sentido X se encuentran a partir de la suma de momentos presente a continuación.

- Suma del momento de la viga en la unión = 43.67 kNm + 60.9 kNm = 104.57 kNm
- Suma requerida de momentos de diseño de columna = 1.2 × 104.57 kNm = 125.5 kNm.
- Momento nominal de la columna individual = 125.5 kNm / 2 = 62.75 kNm

Conociendo la carga axial menor (261.4 kN) y la resistencia a la flexión de diseño requerida, se debe seleccionar una columna con capacidad adecuada y cuya resistencia a carga axial no supere el punto balanceado del diagrama de interacción, con el fin de generar un comportamiento dúctil en el elemento.

Ahora bien, el cálculo del diagrama de interacción de acuerdo a lo establecido en la Sección 5.12 del AIS 114-17 se presenta a continuación:

### Resistencia de diseño para compresión axial sin flexión

Está determinado por la ecuación (97). Para columnas con estribos y muros de concreto reforzado debe usarse  $\phi = 0.65$

$$\phi P_{0n} = \phi [0.85f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y] \quad \text{Donde:} \quad (97)$$

$A_g$  : Área bruta de la sección  
 $A_{st}$  : Área total del refuerzo longitudinal

### Resistencia máxima de diseño por compresión axial

La resistencia máxima de diseño por carga axial en columnas sometidas a compresión no debe ser mayor que por lo indicado en la ecuación (98).

$$\phi P_{n(max)} \leq 0.80\phi P_{0n} \quad (\text{con } \phi = 0.65) \quad (98)$$

### Resistencia balanceada de diseño para compresión axial con flexión

Los valores para determinar la carga axial balanceada y el momento balanceado se deben determinar por lo establecido en la ecuación (99) y (100), respectivamente.

$$\phi P_{bn} = \phi 0.42 f'_c A_g \quad (\text{con } \phi = 0.65) \quad (99)$$

$$\phi M_{bn} = \phi P_{bn} 0.32h + \phi [0.6A_{se} + 0.15A_{ss}] f_y \left( \frac{h}{2} - d' \right) \quad (\text{con } \phi = 0.65) \quad (100)$$

### Resistencia de diseño para tracción axial sin deflexión

La resistencia de diseño para tracción axial sin flexión se determina a partir de la ecuación (101), empleando  $\phi = 0.9$

$$\phi P_{tn} = \phi A_{st} f_y \quad (101)$$

En la Figura 42 se muestran las dimensiones a tener en cuenta para el cálculo del diagrama de interacción para columnas y muros.

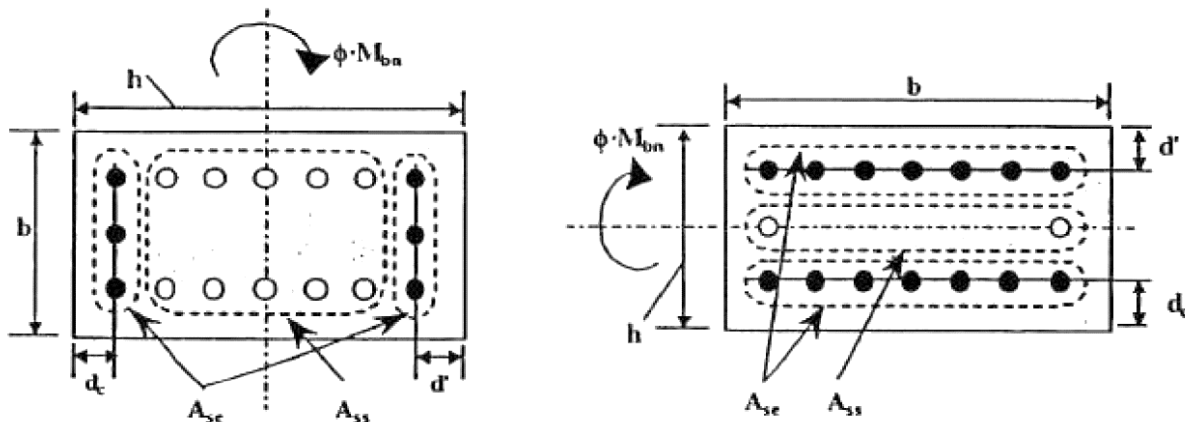
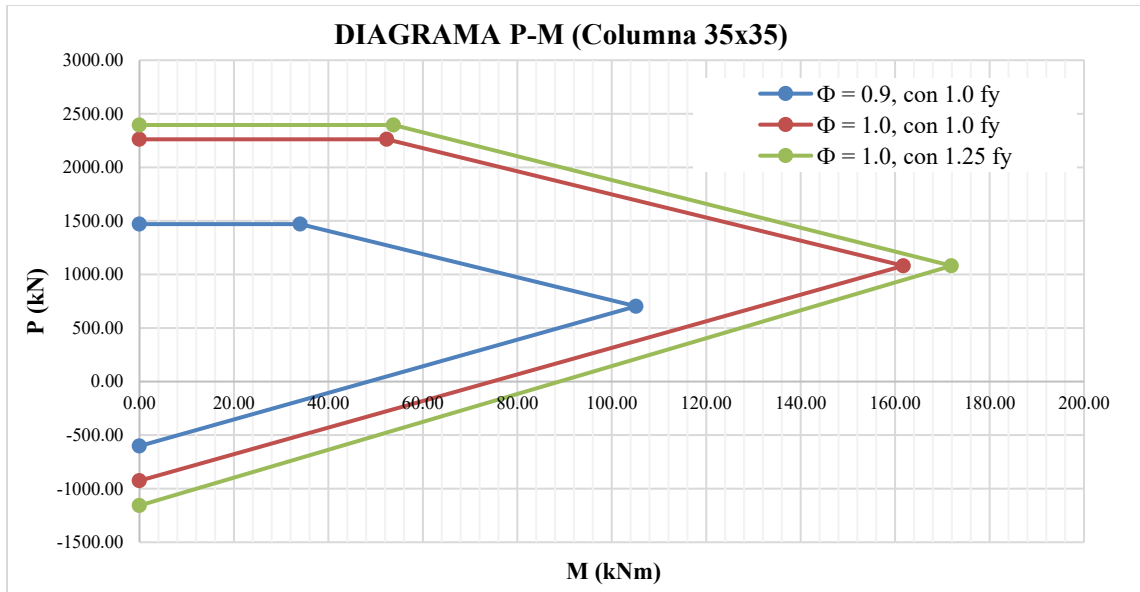


Figura 42. Dimensiones para el cálculo del diagrama de interacción

La Figura 43 muestra la curva de interacción P-M para la columna de 35 cm x 35 cm previamente establecida con refuerzo longitudinal que consiste en 8 varillas No. 5 con una cuantía longitudinal del 1.3% superior al 1%, mínima establecida en la sección 10.4.2.2.

Es importante mencionar que las de varillas establecidas cumple con los criterios presentes en la Sección 10.4 del AIS 114-17.

- Espaciamiento mínimo: 1.5 veces el diámetro de la mayor varilla longitudinal o 4 cm
- Cantidad de varillas por cara  $\leq b_c/75$  en mm, para  $b_c \geq 30$ cm.
- Diámetro mínimo de 16 mm.



**Figura 43.** Diagrama de interacción P-M para la columna de 35x35cm

Es evidente que todos los puntos de solicitaciones máximas y mínimas se encuentran dentro del diagrama de interacción de diseño (color azul) por lo cual la columna cumple con los requisitos a flexión solicitados.

Ahora bien, teniendo que las combinaciones de carga mayoradas están por debajo del punto balanceado, para la menor carga axial de diseño de 261.4 kN la resistencia a la flexión nominal de la columna,  $M_{nc}$ , será de 95.72 kNm, y se cumple lo solicitado en la Sección 12.3.3.1, en donde se indica que la suma de las resistencias nominales a flexión en la columna deber ser un 20% más que las resistencias nominales de las vigas que llegan al mismo en la misma dirección en estudio:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nv}$$

$$(2 * 95.72 \text{ kNm}) \geq 1.2 \times (104.57 \text{ kNm})$$

$$191.44 \text{ kNm} > 125.5 \text{ kNm}$$

Se evidencia como se cumple el concepto de columna fuerte viga débil, buscando que la columna disipe la mayor cantidad de energía sin falla prematura antes que las vigas. Así pues, se recomienda limitar la carga axial de diseño al punto balanceado del diagrama de interacción de columna, dado que las altas cargas axiales reducen el desempeño de las columnas ante fuerzas flexionantes, volviendo al elemento frágil.

## 2) Refuerzo transversal en la columna

De acuerdo con la Sección 12.3.4 del AIS 114-17, se requiere una menor separación en los estribos de confinamiento en los extremos de las columnas (zona potencial de rótula plástica), a lo largo de una distancia,  $L_o$ , no menor al mayor de los siguientes:

- Mayor dimensión de la columna = 35 cm
- Un sexto de la luz libre =  $(2.95 \text{ m} - 0.35\text{m}) / 6 = 43 \text{ cm}$
- 50 cm (**controla**)

Adicionalmente, se especifica que el espacio entre estribos de confinamiento en  $L_o$  y en zonas de empalme, no será mayor que el mínimo de:

- No debe ser mayor que 10 cm
- Separación  $S \leq \frac{A_b f_y}{15 f'_c}$  con  $A_b$  como el área del estribo usado para confinar.

$$S \leq \frac{A_b f_y}{15 f'_c} \rightarrow S \leq \frac{71 \text{ mm} * 420 \text{ MPa}}{15 * 21 \text{ MPa}} = 9.47 \text{ cm}$$

Cabe mencionar que el AIS 114-17 no proporciona una cuantía de refuerzo transversal mínimo para secciones rectangulares, únicamente para refuerzo transversal en espiral en secciones de columnas circulares.

Mas allá de la zona  $L_o$ , la Sección 12.3.4 del AIS 114-17, permite aumentar la separación de los estribos a una distancia no mayor a la menor de 6db varilla longitudinal o 15 cm. Dado lo anterior, se usarán estribos No. 3 cada 9 cm a lo largo de toda la columna.

### 3) Verificar la resistencia a cortante en la columna

La cantidad de refuerzo transversal calculado en la sección anterior es el mínimo requerido para el confinamiento. En la columna también debe verificarse y determinar la resistencia a cortante de acuerdo a la Sección 12.3.6, en donde se indica que el cortante de la columna se produce por la fuerza de momento probable en los extremos de la misma, pero no es necesario que sea mayor a las cortantes generadas por las vigas que llegan a la columna. Sin embargo, la fuerza cortante demandada no debe ser inferior al cortante mayorado determinado a partir del análisis de cargas.

Teniendo en cuenta que todas las vigas que enmarcar a la columna B2 en sentido X tanto arriba como abajo son similares, por lo cual el cortante en la columna debido a los momentos probables será:

$$V_{col} = \frac{[(M_{pr L} + M_{pr R})]}{l_c} = \frac{[(76.14 \text{ kNm} + 54.59 \text{ kNm})]}{2.95 \text{ m}} = 44.31 \text{ kN}$$

Estos cortantes se comparan con la capacidad proporcionada por los estribos en 3 ramas, para cumplir con el máximo distanciamiento entre ganchos suplementarios ( $bc/2$  o 20cm), con varilla No. 3 espaciados a 9 cm, sin embargo el diseño a cortante de la columna no puede tener en cuenta la contribución del concreto de acuerdo a lo establecido en la Sección 12.3.6.4.

La resistencia proporcionada por los estribos fuera de la zona de confinamiento será:

$$V_s = \frac{A_{sh} f_y d}{s} = \frac{213 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ Mpa} \times 310 \text{ mm}}{90 \text{ mm}} = 308.1 \text{ kN}$$

Y la resistencia nominal a cortante de la columna es:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) = 0.75 \times (0 + 308.1 \text{ kN}) = 231.1 \text{ kN} > V_E = 18.85 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

En sentido Y el cortante que se genera en la columna es de 22 kN, siendo inferior a la resistencia proporcionada por los estribos de confinamiento.

El detalle final de la columna y vigas se presenta en los planos anexos. Los empalmes de varillas longitudinales para las columnas, de ser necesario, deben ubicarse en la mitad central de la columna y deben ser proporcionados como empalmes con longitud mínima de traslapo de 50db.

Cabe mencionar que en los últimos dos pisos de la edificación, las fuerzas sísmicas son menores por lo cual se permite usar una cuantía menor tanto en columnas como en vigas, por lo cual se decide usar únicamente 2 varillas No. 5 tanto arriba como abajo en las vigas, cumpliendo la mínima cantidad de refuerzo establecido; y las columnas tendrán el mismo refuerzo longitudinal para poder cumplir con la cuantía mínima requerida y la separación máxima entre varillas.

### C. Diseño de muro típico

Una vez el muro cumpla con los requisitos dimensionales establecidos en la Sección 11.3.2, se debe escoger un refuerzo vertical y horizontal tentativo. Inicialmente se debe determinar el número de cortinas requerido. La Sección 11.4.3 indica que se deben usar 2 cortinas, ambas con refuerzo vertical y horizontal, cuando el muro tenga más de 25 cm de ancho, cuando su cuantía vertical supere el 1% o el cortante último  $V_u$  sea superior a la resistencia de diseño a corte del concreto determinada por la ecuación (102).

$$\phi V_c = \phi \alpha_c \sqrt{f'_c} L_w b_w / 12 \quad (102)$$

Donde  $b_w$  es el ancho del muro,  $L_w$  su longitud,  $\phi = 0.75$ , y el coeficiente  $\alpha_c$  es 3.0 para  $h_w/l_w \leq 1.5$ , 2.0 para  $h_w/l_w \geq 2$ , y varía linealmente entre 3.0 y 2.0 para  $h_w/l_w$  entre 1.5 y 2.0.

De esta manera, la contribución a cortante del concreto será:

$$\phi V_c = \frac{0.75 * 2 * \sqrt{21 \text{ MPa}} * 3700 \text{ mm} * 200 \text{ mm}}{12} = 423.88 \text{ kN} < V_u = 527.7 \text{ kN}$$

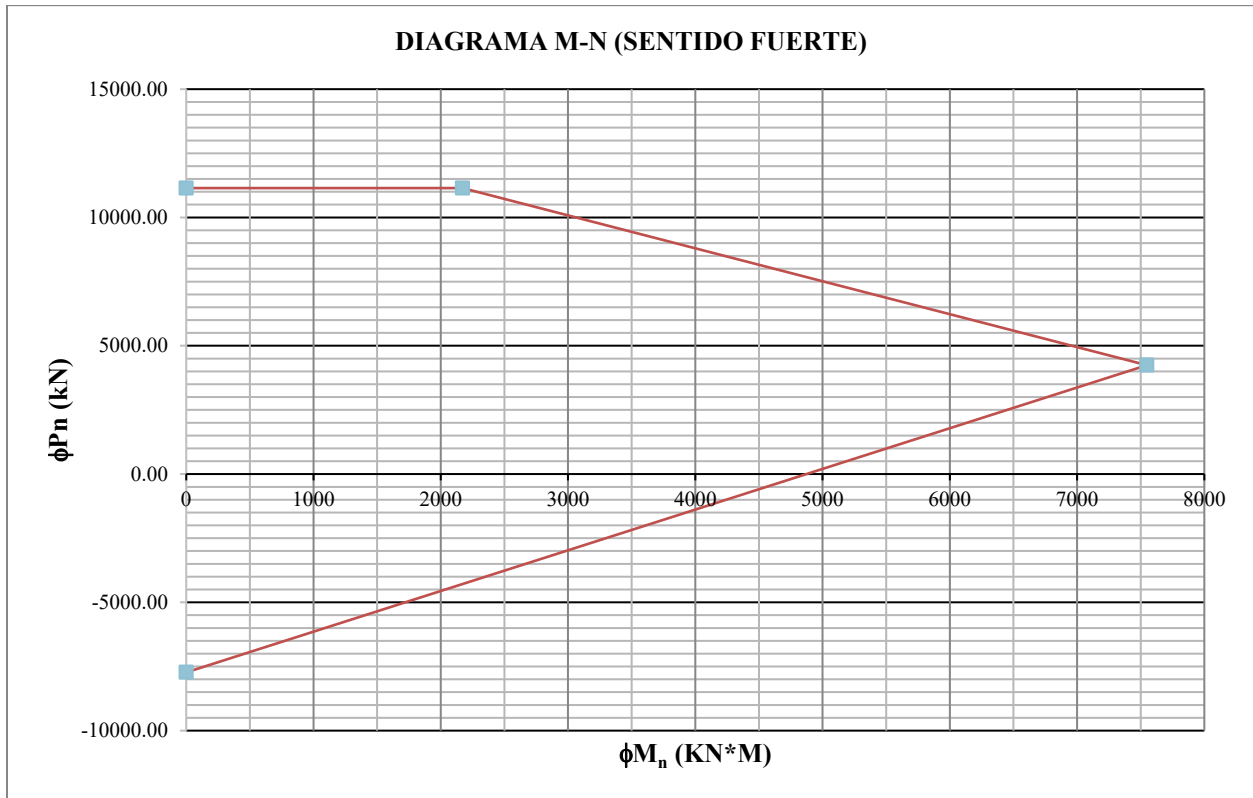
Dado que el cortante último es superior a la contribución a corte del concreto, se deben usar dos cortinas de refuerzo vertical.

#### 1) Refuerzo vertical

Acorde con la Sección 11.5.3 del AIS 114-17, para determinar la resistencia requerida a flexión del muro se debe construir el diagrama de interacción aplicando las mismas ecuaciones que en

columnas. La Figura 44 muestra la curva de interacción P-M para del Muro 1(B-C) con  $L_w = 3.7$  m y  $t_w = 20$  cm, previamente estableciendo un refuerzo longitudinal que consiste en 72 varillas No. 5 en dos cortinas ( $A_s = 143.28 \text{ cm}^2$ ), con una cuantía vertical del 1.94 % superior a la mínima (0.25%) e inferior a la máxima (4%) establecida en la Sección 11.4.4.2.

Es importante mencionar que las varillas establecidas cumplen con los criterios de separación de refuerzo vertical presentes en la Sección 11.3.2.1 del AIS 114-17, en donde se indica que debe ser inferior a mínima entre 30 cm o 3 veces el ancho del muro.



**Figura 44.** Diagrama de interacción  $\Phi P-\Phi M$  para muro típico

Es evidente que el punto de sollicitación máxima ( $P_u = 1085.58 \text{ kN}$ ,  $M_u = 5398.2 \text{ kNm}$ ) y mínima ( $P_u = 598.98 \text{ kN}$ ,  $M_u = 5398.2 \text{ kNm}$ ) se encuentran dentro del diagrama de interacción de diseño por lo cual el muro cumple con los requisitos a flexión solicitados.

Ahora bien, se debe calcular el refuerzo máximo a compresión en la fibra extrema del muro  $f_{cu}$ , por medio de la ecuación (103), para las combinaciones de carga que incluyen sismo. Si  $f_{cu}$  excede  $0.2f'_c$ , se debe proveer de elementos de borde en los extremos del muro o refuerzo transversal de confinamiento a lo largo de todo el muro.

$$f_{cu} = \frac{P_u}{A_g} + \frac{6M_u}{lw^2bw} \quad (103)$$

$$f_{cu} = \frac{1085.58 \text{ kN}}{0.74 \text{ m}^2} + \frac{6 * 5398.2 \text{ kNm}}{(3.7 \text{ m})^2 * 0.2 \text{ m}} = 13.3 \text{ Mpa} > 0.2f'_c = 4.2 \text{ Mpa}$$

Dado que  $f_{cu}$  excede  $0.2f'_c$  se deciden poner elementos de borde igual de anchos al muro. De acuerdo a la Sección 12.5.8, los elementos de borde se deben dimensionar de tal manera que resistan todas las cargas gravitacionales del muro, incluyendo las áreas aferentes, peso propio y fuerzas verticales debido a los momentos de vuelvo. La carga a compresión mayorada  $P_{cu}$  y a tracción mayorada  $P_{tu}$  en el elemento de borde, se determina mediante la ecuación (104) y (105), respectivamente

$$P_{cu} = \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{(lw - 0.3m)} \quad (104)$$

$$P_{cu} = \frac{1085.58 \text{ kN}}{2} + \frac{5398.21 \text{ kNm}}{(3.7\text{m} - 0.3\text{m})} = 2130.5 \text{ kN}$$

$$P_{tu} = \frac{P_u}{2} - \frac{M_u}{(lw - 0.3m)} \quad (105)$$

$$P_{tu} = \frac{1085.58 \text{ kN}}{2} - \frac{5398.21 \text{ kNm}}{(3.7 - 0.3\text{m})} = -1044.9 \text{ kN}$$

Si se proveen elementos de borde de 1 m de longitud e igual ancho que el muro, con un refuerzo longitudinal que consiste en 18 varillas No. 5 en dos cortinas ( $A_s = 35.82 \text{ cm}^2$ ), con una cuantía vertical del 1.8 % se tiene que la resistencia axial de diseño a compresión en los elementos de borde es:

$$\phi P_{n(max)} = 0.80 * \phi [0.85f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y]$$

$$\phi P_{n(max)} = 0.80 * 0.65 [0.85(21\text{Mpa}) (2000 \text{ cm}^2 - 35.82 \text{ cm}^2) + 35.82 \text{ cm}^2 * 420\text{MPa}]$$

$$\phi P_{n(max)} = 2605.46 \text{ kN} > 2130.5 \text{ kN} \text{ (Cumple)}$$

Y la resistencia de diseño a tensión axial sin flexión es:

$$\phi P_{tn} = \phi A_{st} f_y$$

$$\phi P_{tn} = 0.9 * 35.82 \text{ cm}^2 * 420\text{Mpa} = 1354 \text{ kN} > 1044.9 \text{ kN} \text{ (Cumple)}$$

Los elementos de borde deben tener refuerzo transversal especificado para columnas DES, como se especificó anteriormente, si exceder la separación máxima. De esta manera se proveen estribos con varillas No. 3 cada 9 cm en altura, sobre todas las varillas longitudinales los elementos de borde, cumpliendo con esto la separación entre estribos tanto horizontal como vertical.

## 2) Refuerzo horizontal

La resistencia de diseño a corte se debe calcular usando la ecuación (106)

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) \quad (106)$$

Donde  $\phi V_c$  es la contribución del concreto a cortante únicamente por el alma,  $\phi V_s$  es la contribución del refuerzo a cortante y con  $\phi = 0.75$ . Dado que la resistencia de diseño a corte del concreto no resiste la demanda  $\phi V_c < Vu$  y es obligatorio el uso de refuerzo horizontal, se debe colocar un refuerzo tentativo que cumpla los criterios mínimos establecidos en la Sección 11.4.5. Adicionalmente, cuando  $Vu$  sea superior  $\phi V_c$ , se debe cumplir lo siguiente:

- Se deben emplear dos cortinas de refuerzo vertical y horizontal
- La cuantía de refuerzo vertical no puede ser inferior a la cuantía de refuerzo horizontal si la relación de esbeltez del muro  $h_w/l_w$  es menor a 2.
- El valor de  $\phi V_n$  no debe exceder el valor dado por la ecuación (107), con el fin de evitar fallas frágiles.

$$\phi V_n \leq \phi \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} L_w b_w \quad (107)$$

La contribución del refuerzo a la resistencia a cortante  $\phi V_s$  proporcionada por el acero horizontal, se determina mediante la ecuación (108) acorde con la Sección 11.6.2.3 del AIS 114-17:

$$\phi V_s = \phi (p_t f_y L_n b_w) \quad (108)$$

Con  $p_t$  la cuantía de refuerzo horizontal,  $L_n$  altura libre del muro entre vigas y  $\phi = 0.75$ . Si se usan varillas No. 4 con la separación máxima permitida de 30 cm proporcionando una cuantía del 0.43% (mayor a la cuantía mínima de 0.25%), entonces:

$$\phi V_s = 0.75 \left( \left[ \frac{2 * 1.29 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} * 30 \text{ cm}} \right] * 420 \text{ MPa} * 2600 \text{ mm} * 200 \text{ mm} \right) = 704.3 \text{ kN}$$

Y la contribución a cortante del concreto únicamente del alma del muro será:

$$\phi V_c = \frac{0.75 * 2 * \sqrt{21 \text{ MPa}} * 1700 \text{ mm} * 200 \text{ mm}}{12} = 194.76 \text{ kN}$$

De esta manera, la resistencia de diseño a corte en el plano del muro será:

$$\phi V_n = 194.76 \text{ kN} + 704.3 \text{ kN} = 899.1 \text{ kN} < \phi \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} L_w b_w = 2119.4 \text{ kN}$$



Fuera del plano, la resistencia a cortante se debe calcular mediante la ecuación (109) acorde con la Sección 7.4 del AIS; y si el cortante mayorado  $V_u$  supera  $\phi V_c$  es necesario aumentar el espesor del muro. La resistencia del muro a cortante fuera del muro será:

$$\phi V_c = \phi 0.17 \sqrt{f'_c} d L_w \quad (109)$$

$$\phi V_c = 0.75 * 0.17 \sqrt{21 \text{Mpa}} * 150 \text{mm} * 3700 \text{mm} = 324.3 \text{ kN} > 37.7 \text{ kN}$$

#### D. Diseño del sistema de entrepiso

##### 1) Refuerzo longitudinal en la viga

El diseño de la viga de 0.27 m x 0.125 m contempla una profundidad efectiva a momento positivo y negativo es de 23 cm y ancho efectivo de 0.125 m a momento negativo y de 0.4 m a momento positivo.

Los momentos máximos de diseño sobre las viguetas se presentan en la Tabla 11 y tiene un valor de 3.36 kNm (M+) y 4.79 kN-m (M-)

Si se provee con 1 varillas No. 3 ( $A_s = 0.71 \text{ cm}^2$ ), tanto arriba como abajo, cumple con la cuantía mínima de 0.0033 y la resistencia requerida. La resistencia a momento positivo y negativo será: La profundidad del bloque a compresión de acuerdo a la Sección 5.11.4 es:

$$a = A_s f_y / 0.85 f'_c b = 0.71 \text{ cm}^2 * 420 \text{MPa} / 0.85 * 21 \text{MPa} * 12.5 \text{ cm} = 1.33 \text{ cm}$$

Y la resistencia de diseño es:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2) = 0.9 * 0.71 \text{ cm}^2 * 420 \text{MPa} (23 \text{cm} - 1.33 \text{cm}/2) = 6 \text{ kNm}$$

##### 2) Refuerzo transversal en la viga

Al diseñar el refuerzo a cortante, la resistencia que genera la contribución del concreto y los estribos debe ser superior a la demanda (6.54 kN), donde la resistencia a cortante que aporta el concreto de acuerdo con la Sección 8.5.4.3 del AIS 114-17 es:

$$\phi V_c = \phi * 0.17 \sqrt{f'_c} * b d = 0.75 * 0.17 \sqrt{21 \text{Mpa}} * 12.5 \text{cm} * 23 \text{cm} = 16.8 \text{ kN}$$

Como  $\phi V/2 > V_u$ , la Tabla 20 indica que no se requiere refuerzo a cortante, sin embargo se decide colocar 1 rama de estribos No. 3 ( $A_v = 0.71 \text{ cm}^2$ ), cada  $d/2 = 12 \text{ cm}$  a lo largo de toda la viga, con el fin de facilitar su construcción.

### 3) Diseño de la losa

La Sección 7.5.2 del AIS 114-17 indica que el momento mayorado  $M_u$  para momento negativo y positivo para losas sobre viguetas se debe calcular mediante la ecuación (110), donde  $l_n$  es la separación libre entre viguetas y  $q_u$  la carga mayorada:

$$M_u^+ = M_u^- = \frac{q_u l_n^2}{12} \quad (110)$$

Para una carga mayorada de  $3.6 \text{ kN/m}^2$ , el momento positivo y negativo será:

$$M_u^+ = M_u^- = \frac{3.6 \text{ kN/m}^2 (0.75 \text{ m})^2}{12} = 0.168 \text{ kNm}$$

La Sección 7.3.3 del AIS 114-17 se permite usar para el refuerzo en la losa una cuantía de refracción y temperatura de 0.002. De esta manera:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * t = 0.002 * (100\text{cm} * 7\text{cm}) = 1.4 \text{ cm}^2$$

Ahora bien, la separación máxima entre barras no puede ser superior a 4 veces el espesor de la losa o 35 cm, por lo cual se decide colocar 1 varilla No 3 cada 25 cm proporcionando  $2.13 \text{ cm}^2$  por cada metro de losa y cumpliendo con la resistencia a cortante y momento, tal y como se evidencia a continuación:

### 4) Chequeo a momento flexionante en la losa

La profundidad del bloque a compresión es:

$$a = A_s f_y / 0.85 f_c' b = 3 * 0.71 \text{ cm}^2 * 420\text{MPa} / 0.85 * 21\text{MPa} * 75 \text{ cm} = 0.66 \text{ cm}$$

Y la resistencia de diseño con  $d = 3.5 \text{ cm}$  (mitad del espesor de la losa) es:

$$\Phi M_n = \Phi A_s f_y (d - a/2) = 0.9 * 3 * 0.71 \text{ cm}^2 * 420\text{MPa} (3.5 \text{ cm} - 1.33\text{cm}/2) = 2.5 \text{ kNm}$$

### 5) Chequeo a fuerza cortante en la losa

La Sección 7.5.4 del AIS 114-17 indica que el cortante mayorado  $V_u$  por unidad de ancho se debe calcular mediante la ecuación (111), donde  $l_n$  es la separación libre entre viguetas y  $q_u$  la carga mayorada:

$$l_n = \frac{q_u l_n}{2} \quad (111)$$

Para una carga mayorada de  $3.6 \text{ kN/m}^2$ , el cortante mayorado será:

$$V_u = \frac{3.6 \text{ kN/m}^2 * 0.75 \text{ m} * 0.75 \text{ m}}{2} = 1.01 \text{ kNm}$$

Y la resistencia a cortante del concreto de la losa será:

$$\phi V_c = \phi * 0.17\sqrt{f'_c} * bd = 0.75 * 0.17\sqrt{21\text{Mpa}} * 75 \text{ cm} * 3.5 \text{ cm} = 15.3 \text{ kN}$$

## 5.2 Diseño Edificación No. 2 (NSR-10)

La Edificación No. 2 tiene las mismas características geométricas en planta y en altura que la Edificación No. 1, conservando de igual manera el sistema de entrepiso (losa aligerada con viguetas en dos direcciones). Sin embargo, sus elementos estructurales se diseñarán acorde con la NSR-10 y bajo un sistema de pórticos en concreto resistente a momento con capacidad de disipación DES. Se mantiene de igual manera las características de los materiales como son la resistencia a compresión del concreto  $f'_c$  y resistencia a fluencia del acero  $f_y$ .

### NORMAS DE DISEÑO

- Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo-Resistente NSR-10 (2010)

### SISTEMA ESTRUCTURAL.

- Sistema de pórtico resistente a momentos en concreto reforzado

### MATERIALES

- Columnas  $f'_c = 21 \text{ MPa}$
- Vigas de entrepiso  $f'_c = 21 \text{ MPa}$
- Losa de entrepiso y cubierta en concreto  $f'_c = 21 \text{ MPa}$
- Acero de refuerzo longitudinal y transversal: 420 MPa

### DISIPACIÓN DE ENERGÍA

- Amenaza sísmica: Alta
- Tipo: Especial (DES)
- Coef. básico,  $R_o$ : 7
- Coef. Sobre-resistencia,  $\Omega_o$ : 3

### 5.2.1 Predimensionamiento

A continuación, se muestra el predimensionamiento de las vigas, viguetas, losa de entrepiso y las columnas de acuerdo a la NSR-10.

De acuerdo a C.8.13. "viguetas en losas nervadas", las viguetas establecidas en la Edificación No. 1 cumplen con las características geométricas. Por lo cual se mantiene un ancho de vigueta de 12.5

cm, una altura libre de 27 cm y separaciones libres entre viguetas de 75 cm. La altura de la losa superior se mantiene en 7 cm, pues cumple con lo establecido en la Tabla C.9.5(a) de la NSR-10.

En relación a las vigas, una altura de 35 cm cumple la tabla C.9.5(a) de la NSR-10, y el ancho mínimo permitido de 25 cm de acuerdo con C.21.5.1. De esta manera se mantienen las secciones transversales de las vigas ( $b_v = 25$ ,  $h_v = 35$ ) para los dos últimos pisos; sin embargo, para los tres primeros pisos se aumentará la altura de las vigas a 40cm manteniendo el ancho de 25cm.

Las secciones transversales de las columnas se mantienen en 35cm x 35cm para todos los pisos, pues cumplen con lo establecido en C.21.6.1.

### **Avalúo de cargas**

Para el cálculo de las cargas se usaron como guía los valores presentes en la NSR-10 en la sección B.3.2, B.3.3 y B.3.4 sobre las masas y pesos de los materiales, cargas muertas mínimas y elementos no estructurales respectivamente.

El peso propio de la edificación lo determina el modelo de análisis desarrollado en Etabs, a través de los materiales y secciones transversales de los elementos. Como ya se mencionó anteriormente, se mantuvo la geometría en planta y en altura, conservando las luces entre ejes.

La carga muerta de los elementos no estructurales se determinó anteriormente en la Edificación No. 1, mediante el cálculo detallado de la cantidad de metros cuadrados en planta por piso, lo que conllevó a una carga de 2.47 kN/m<sup>2</sup> para entrepiso y de 0.2 kN/m<sup>2</sup> en la cubierta, por lo cual se asumes estos mismos valores.

Para la carga viva, se hizo una reducción del valor establecido por la AIS 114-17, pasando de una carga viva de entrepiso para cuartos, corredores y cubierta de 2.2 kN/m<sup>2</sup> a 1.8 kN/m<sup>2</sup>, valor mínimo estipulado en B.4.2.1 de la NSR-10. De igual manera, la carga viva de escaleras también se redujo de 6 kN/m<sup>2</sup> a 3 kN/m<sup>2</sup>.

### **5.2.2 Fuerzas sísmicas**

El sistema estructura de la edificación se clasifica de acuerdo a la Sección A.3.2.1.3 de la NSR-10 como un Sistema de pórtico en concreto reforzado resistente a momentos. La NSR-10 lo define como: “...sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales...”. El diseño de los elementos estructurales y sus uniones se realiza cumpliendo los requisitos exigidos para un grado de disipación de energía especial: DES (A.3.1.3). El valor asignado de  $R_o$  para estas características es 7 (Tabla A.3-3 NSR-10), y el coeficiente de sobre resistencia  $\Omega_o$  de 3.0.

El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico,  $R_o$ , multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta, y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica  $R = \Phi_a \Phi_p \Phi_r R_o$ .

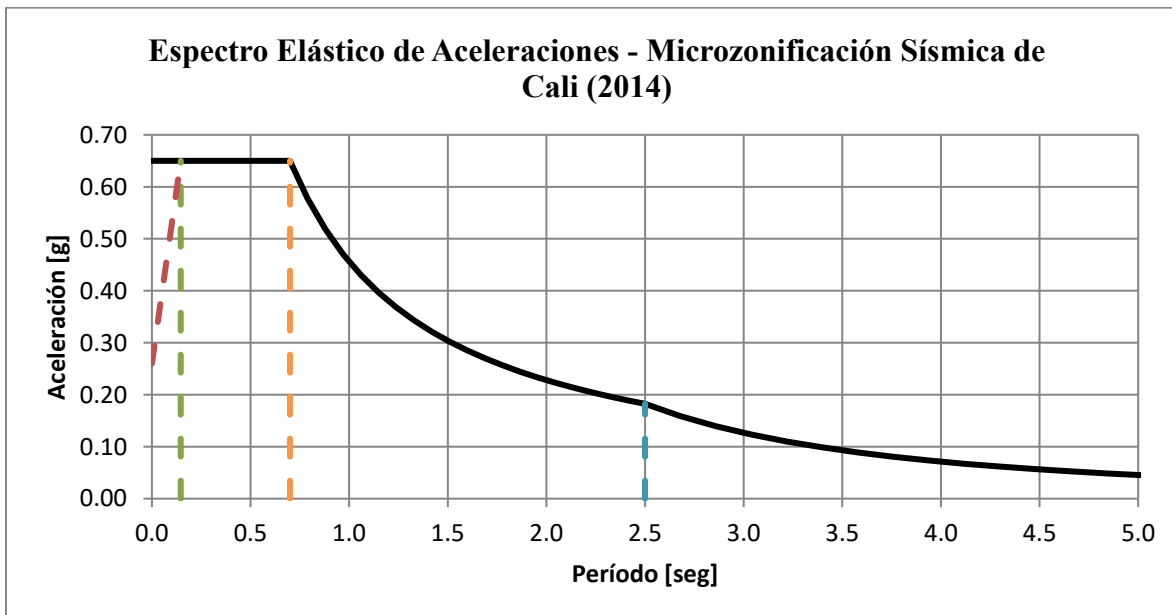
## Irregularidades

Tal como la Edificación No. 1, no se tiene ninguna irregularidad en planta ni en altura, y a falta de redundancia en el sistema la obtención del R se utilizará los siguientes factores.

- $\Phi_a$  (coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura de la edificación. Véase A.3.3.3.) = 1
- $\Phi_p$  (coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación. Véase A.3.3.3.) = 1
- $\Phi_r$  (coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por ausencia de redundancia en el sistema de resistencia sísmica. Véase A.3.3.8.) = 1

## Zona de Amenaza Sísmica

El Espectro Elástico de Aceleraciones se mantiene igual que en la Edificación No. 1. Acorde con el Estudio de microzonificación sísmica de Cali (2014), para una zona MicroZona 4B (Abanico distal de Cali y Menga ETC) se obtiene el siguiente espectro:



**Figura 45.** Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño para un amortiguamiento del 5% del crítico para MicroZona 4B de la ciudad de Cali.

## Análisis por fuerza horizontal equivalente

El cortante sísmico en la base,  $V_s$ , se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$V_s = Sa * g * M_T$$

El valor de  $S_a$  corresponde al valor de la aceleración leída en el espectro definido en la Figura 45 para el período  $T$  de la edificación. El término  $g * M_T$  es equivalente al peso total del edificio.

Por otra parte, la fuerza sísmica horizontal,  $F_x$ , en cualquier nivel  $x$ , en la dirección en estudio, se determina como:

$$F_x = C_{vx} V_s$$

Sabiendo que:

$$C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum m_i h_i^k}$$

Acorde con la sección A.4.3.2 de la NSR-10,  $K$  es un exponente relacionado con el período fundamental,  $T$ , de la edificación y toma los siguientes valores:

- (a) Para  $T$  menor o igual a 0.5 segundos,  $k= 1.0$
- (b) Para  $T$  entre 0.5 y 2.5 segundos,  $k = 0.75 + 0.5T$ , y
- (c) Para  $T$  mayor que 2.5 segundos,  $k=2.0$ .

Dado lo anterior, se pueden determinar las fuerzas cortantes por piso y el cortante en la base usando el método de fuerza horizontal equivalente descrito en el Capítulo A.4 de la NSR-10, y cuyos resultados se presenta de manera resumida en la siguiente tabla:

**Tabla 22.** Análisis por Fuerza Horizontal Equivalente

ANÁLISIS POR FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE											
PISO	$h_m$	NIVEL	$h_x^{kx}$	$h_x^{ky}$	$M_x$	$M_x * h_x^{kx}$	$M_x * h_y^{ky}$	$C_{vx}$	$C_{vy}$	$F_{sx}$	$F_{sy}$
5	2.95 m	14.75 m	17.8	18.3	11.6 Ton	206.1	211.8	24.9%	25.0%	134.3	134.9
4	2.95 m	11.80 m	14.0	14.4	17.9 Ton	251.1	257.4	30.4%	30.4%	163.6	163.9
3	2.95 m	8.85 m	10.3	10.5	18.3 Ton	189.1	193.3	22.9%	22.8%	123.2	123.1
2	2.95 m	5.90 m	6.7	6.8	18.3 Ton	122.5	124.7	14.8%	14.7%	79.8	79.4
1	2.95 m	2.95 m	3.2	3.2	18.3 Ton	58.4	59.0	7.1%	7.0%	38.0	37.6
<b>Total</b>					<b>84.51 Ton</b>	<b>827.29 Ton</b>	<b>846.18 Ton</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>538.88 Ton</b>	<b>538.88 Ton</b>

Fuente: Elaboración propia

### Periodo aproximado

De acuerdo en lo indicado en la Sección A.4 de la NSR-10, el periodo aproximado para un sistema compuesto de pórticos resistentes a momento en concreto se puede determinar cómo:

$$T_a = C_t * h n^\alpha$$

Donde el coeficiente  $C_t$  es 0.047 y el coeficiente  $\alpha$  es 0.9, para sistemas de pórticos en concreto. Así pues, el periodo aproximado será:

$$T_a = 0.047 * (14.75 \text{ m})^{0.9} = 0.53 \text{ seg}$$

Por otra parte, el valor de T, determinado a partir del análisis dinámico de la estructura no puede exceder  $CuTa$ , donde  $Cu$  se calcula de la siguiente manera y no puede ser inferior a 1.2 de acuerdo a los indicado en la sección A.4.2.1

$$Cu = 1.75 - 1.2A_vF_v = 1.75 - 1.2(0.25)(1.52) = 1.294$$

$$CuTa = 0.69 \text{ seg}$$

Teniendo en cuenta que el periodo fundamental determinado a partir del análisis modal  $T_y = 0.66$  seg y  $T_x = 0.64$  seg son inferiores a  $CuTa$  y se cumpliría con lo solicitado por la normatividad.

### 5.2.3 Análisis dinámico elástico espectral

El análisis dinámico elástico de la estructura se determinó mediante un modelo tridimensional cuya losa de entrepiso se consideró infinitamente rígida en su plano y su masa se concentra en el centro de masas. No obstante, debido a la incertidumbre en la localización o distribución de masas de piso, se incluyó una torsión accidental dentro del análisis del 5% en cada dirección, acorde con lo indicado en la Sección A.3.6.7.1.

La masa por piso de la edificación consideró una carga muerta adicional debido a los elementos no estructurales permanentes de  $2.47 \text{ kN/m}^2$ , una carga viva de entrepiso y cubierta  $1.8 \text{ kN/m}^2$  y una carga viva de escalera de  $3 \text{ kN/m}^2$ . Acorde con lo mencionado en la Sección B.2.4.2.2, es posible reducir la carga viva, L, en las combinaciones de carga indicadas en un 50% lo cual se tuvo en cuenta dentro del análisis. La masa de la edificación usada en el análisis dinámico tiene un porcentaje de participación modal del 100% en sus primeros 15 modos de vibración.

Por otra parte, la rigidez que se usó en los elementos considera elementos estructurales con secciones brutas y no secciones fisuradas por lo cual el chequeo de derivas de la edificación se realizará acorde con la Sección A.6.4.1.

#### Periodo fundamental y modos de vibración de la estructura

Los periodos fundamentales y modos de vibración de la estructura se presentan en la Tabla 23, considerando un el 100% de la masa participante en cada una de las direcciones de movimiento del sistema.

**Tabla 23.** Periodo fundamental y porcentaje de participación de masa modal

PORCENTAJE DE PARTICIPACIÓN DE MASA											
Mod	T (Seg)	X	Y	GIRO X	GIRO Y	GIRO Z	ACUM X	ACUM Y	ACUM G-X	ACUM G-Y	ACUM G-Z
1	0.665	0.000	0.834	0.182	0.000	0.000	0.000	0.834	0.182	0.000	0.000
2	0.640	0.838	0.000	0.000	0.178	0.000	0.838	0.834	0.182	0.178	0.000
3	0.617	0.000	0.000	0.000	0.000	0.838	0.838	0.834	0.182	0.178	0.838
4	0.225	0.000	0.105	0.636	0.000	0.000	0.838	0.939	0.818	0.178	0.838
5	0.217	0.103	0.000	0.000	0.645	0.000	0.941	0.939	0.818	0.823	0.838
6	0.210	0.000	0.000	0.000	0.000	0.102	0.941	0.939	0.818	0.823	0.940

PORCENTAJE DE PARTICIPACIÓN DE MASA											
Mod	T (Seg)	X	Y	GIRO X	GIRO Y	GIRO Z	ACUM X	ACUM Y	ACUM G-X	ACUM G-Y	ACUM G-Z
7	0.128	0.000	0.040	0.096	0.000	0.000	0.941	0.979	0.914	0.823	0.940
8	0.125	0.039	0.000	0.000	0.093	0.000	0.980	0.979	0.914	0.916	0.940
9	0.120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.039	0.980	0.979	0.914	0.916	0.979
10	0.089	0.000	0.016	0.072	0.000	0.000	0.980	0.995	0.986	0.916	0.979
11	0.088	0.015	0.000	0.000	0.071	0.000	0.995	0.995	0.986	0.987	0.979
12	0.084	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.995	0.995	0.986	0.987	0.995
13	0.071	0.000	0.005	0.015	0.000	0.000	0.995	1.000	1.000	0.987	0.995
14	0.071	0.005	0.000	0.000	0.013	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.995
15	0.068	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

Fuente: Elaboración propia mediante datos extraídos de Etabs 2019

Los primeros tres modos obtenidos en la estructura tienen periodos entre 0.61 y 0.67 segundos, lo cual indica que la estructura, según la configuración geométrica y sistema estructural es bastante flexible debido a la altura de entrepiso, lo que se esperaba según las ecuaciones empíricas planteadas, en donde se indica que el periodo fundamental es  $0.1N_{\text{Pisos}}$ , lo que da un valor de 0.5 segundos para edificios porticados en concreto de 5 pisos.

Se puede evidenciar que la participación modal de masa afecta en mayor medida a los movimientos laterales de la estructura en un 83% y un 17% restante en movimientos rotacionales, para los dos primeros modos de vibración del sistema. Adicionalmente, la Tabla 23 indica como los principales periodos fundamentales que mayor masa modal participan en el movimiento de la estructura son el Traslacional en X, Y y Rotacional en Z, siendo resultados esperados y característicos para edificaciones regulares.

Cabe resaltar que desde el Modo 8, en la estructura participa el 90% de la masa para modos de vibración traslacionales y rotacionales, por lo cual, llegar al modo 15, cumpliendo con las 3 formas principales posibles de movimiento por piso, requiere de excitaciones poco características en la estructura.

### Fuerzas cortantes de piso

Las fuerzas en la base de la estructura debido al Espectro Elástico de Aceleraciones se muestran en la Tabla 24. Cabe mencionar que los cortantes y momentos de base obtenidos en ambos sentidos son muy similares, variando entre ellos menos del 1%, debido a la simetría en la configuración geométrica de pórticos en ambas direcciones, que conllevó a periodos similares.

**Tabla 24.** Fuerzas en la base de la estructura con Espectro Elástico de Aceleraciones

FUERZAS DINÁMICAS EN LA BASE SIN CORRECCIÓN					
COMBINACIÓN	VX (tonf)	VY (tonf)	MX (tonf m)	MY (tonf m)	MZ (tonf m)
SX-Elastico	455.847	0.000	0.000	4553.672	2870.927
SY-Elastico	0.000	453.913	4544.201	0.000	5082.920

Fuente: Elaboración propia mediante datos extraídos de Etabs 2019

Teniendo en cuenta que el valor del cortante dinámico total en la base en las dos direcciones en estudio fue superior al 80% del cortante sísmico en la base obtenidos por el método de fuerza



horizontal equivalente no fue necesario realizar ajuste del Espectro Elástico de Aceleración. Aun cuando es posible reducir dichos valores hasta el 80%, ya que la NSR-10 no lo prohíbe, no es recomendable dado que un análisis dinámico se acerca mejor al comportamiento de la estructura al incluir la participación de los diferentes modos de vibración.

En la Tabla 25 y Tabla 26, se muestran las fuerzas cortantes de piso en el sentido X y sentido Y, respectivamente.

**Tabla 25.** Fuerzas cortantes de piso con Espectro Elástico de Aceleraciones en el eje X

PISO	FUERZAS POR PISO - ESPECTRO ELÁSTICO ACELERACIONES EN X					
	COMBINACIÓN	VX (tonf)	VY (tonf)	Torsión (tonf m)	MX (tonf m)	MY (tonf m)
5	SX-ElasticoModif	105.3	0.0	663.0	0.0	310.5
4	SX-ElasticoModif	238.5	0.0	1502.0	0.0	1008.1
3	SX-ElasticoModif	345.0	0.0	2172.6	0.0	2012.3
2	SX-ElasticoModif	419.6	0.0	2642.9	0.0	3230.4
1	SX-ElasticoModif	455.8	0.0	2870.9	0.0	4553.7

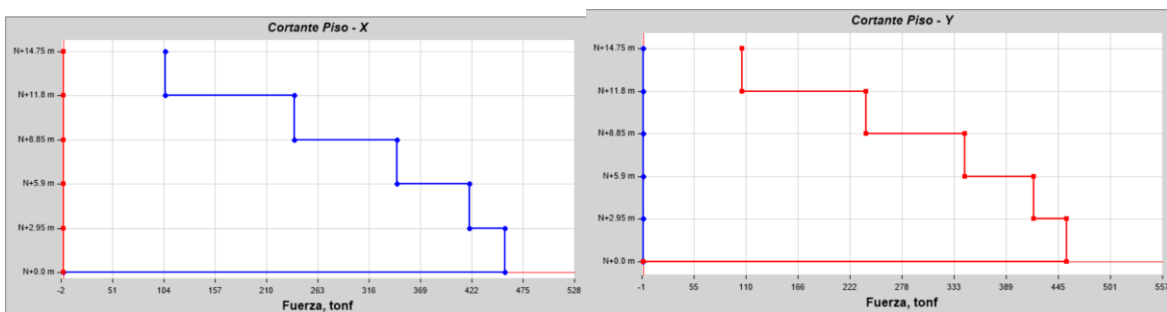
Fuente: Elaboración propia mediante datos extraídos de Etabs 2019

**Tabla 26.** Fuerzas cortantes de piso con Espectro Elástico de Aceleraciones en el eje Y

PISO	FUERZAS POR PISO - ESPECTRO ELÁSTICO ACELERACIONES EN Y					
	COMBINACIÓN	VX (tonf)	VY (tonf)	Torsión (tonf m)	MX (tonf m)	MY (tonf m)
5	SY-ElasticoModif	0.0	105.8	1185.0	312.2	0.0
4	SY-ElasticoModif	0.0	238.7	2673.3	1010.2	0.0
3	SY-ElasticoModif	0.0	344.6	3858.5	2012.8	0.0
2	SY-ElasticoModif	0.0	418.4	4685.8	3227.0	0.0
1	SY-ElasticoModif	0.0	453.9	5082.9	4544.2	0.0

Fuente: Elaboración propia mediante datos extraídos de Etabs 2019

De manera gráfica la Figura 46 muestra las fuerzas cortantes por piso en sentido X y Y. El cortante en el Eje X se representa en color azul mientras que el cortante en el Eje Y se representa en color rojo.



**Figura 46.** Fuerzas cortantes de piso debido a Espectro Elástico de Aceleraciones

### Chequeo de derivas

Para realizar el chequeo de derivas por piso se usaron las combinaciones planteadas en numeral B.2.4.2 de la NSR-10, citados a continuación:

$$1.4D$$

$$1.2D + 1.6L + 0.5Lr$$

$$1.2D + 1.6Lr + L$$

$$1.2D + 1.0L \pm 1.0Ex \pm 0.3Ey$$

$$1.2D + 1.0L \pm 1.0Ey \pm 0.3Ex$$

$$0.9D \pm 1.0Ex \pm 0.3Ey$$

$$0.9D \pm 1.0Ey \pm 0.3Ex$$

Considerando el efecto más desfavorable para la estructura, se desarrolló una envolvente de las combinaciones anteriores con el fin de que participen las diferentes cargas y sus combinaciones; adicionalmente teniendo en cuenta el efecto P-Delta para el análisis.

Las derivas elásticas de piso se muestran en la Tabla 27 indicando que se cumplen las derivas de piso en ambos sentidos de la edificación menores al 1% planteadas en la Sección A.6.4 de la NSR-10, sin considerar secciones fisurada en los elementos estructurales.

**Tabla 27.** Derivas elásticas de piso con Espectro Elástico de Aceleraciones

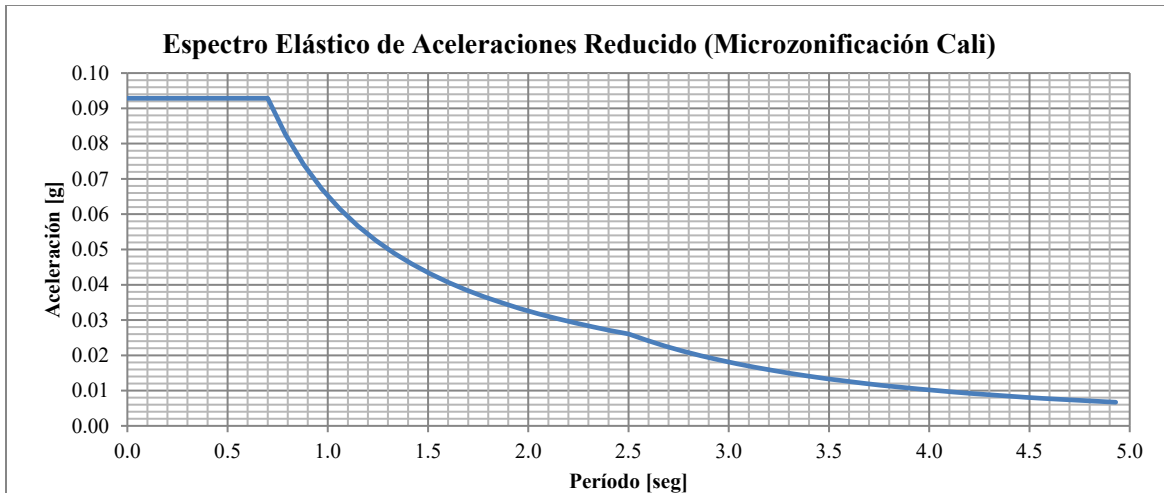
PISO	DERIVAS ELÁSTICAS DE PISO			
	COMBINACIÓN	DERIVA - X	COMBINACIÓN	DERIVA - Y
5	DerivaX	0.0034	DerivaY	0.0013
4	DerivaX	0.0060	DerivaY	0.0023
3	DerivaX	0.0076	DerivaY	0.0030
2	DerivaX	0.0089	DerivaY	0.0035
1	DerivaX	0.0070	DerivaY	0.0027

Fuente: Elaboración propia mediante datos extraídos de Etabs 2019

### Fuerzas de diseño en los elementos

Las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E, se obtiene de las fuerzas de movimiento sísmicas de diseño ajustadas divididas por el valor de coeficiente de capacidad de disipación de energía, R, modificado acorde con las irregularidades de la edificación ( $E=Fs/R$ ). Las fuerzas sísmicas en combinación con las diferentes de cargas (vivas y muertas) descritas anteriormente son las fuerzas de demandantes para los elementos estructurales y no estructurales de la edificación.

Para determinar las fuerzas sísmicas de diseño, se construyó el Espectro Elástico de Aceleraciones Reducido de Diseño para un  $R=7$  presentado en la Figura 47.



**Figura 47.** Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño Reducido para un amortiguamiento del 5% del crítico para la ciudad de Cali.

### 5.2.4 Combinaciones de carga de diseño

Las combinaciones de carga de diseño de los elementos presentadas a continuación están acordes con las secciones A.3.3.9, A.3.6.3, A.3.7, A.5.4.5 y B.2.4.2 de la NSR-10. A grandes rasgos, la normatividad busca que el diseño de las estructuras y cada uno de sus elementos se realiza de tal manera que las resistencias de diseño de sus componentes igualen o superen las demandas producidas por las cargas combinadas más desfavorables.

1) Para el diseño de columnas y vigas a flexión

$$1.4D$$

$$1.2D + 1.6L$$

$$1.2D + 1.0L \pm 1.0E_x/R \pm 0.3E_y/R$$

$$1.2D + 1.0L \pm 1.0E_y/R \pm 0.3E_x/R$$

$$0.9D \pm 1.0E_x/R \pm 0.3E_y/R$$

$$0.9D \pm 1.0E_y/R \pm 0.3E_x/R$$

2) Para el diseño de vigas a cortante

$$1.4D$$

$$1.2D + 1.6L$$

$$1.2D + 1.0L \pm 2.0E_x/R \pm 0.6E_y/R$$

$$1.2D + 1.0L \pm 2.0E_y/R \pm 0.6E_x/R$$

$$0.9D \pm 2.0E_x/R \pm 0.6E_y/R$$

$$0.9D \pm 2.0E_y/R \pm 0.6E_x/R$$

3) Para el diseño de columnas a cortante

$$1.4D$$

$$1.2D + 1.6L$$

$$(1.2+0.5AaFa) D + 1.0L \pm \Omega_o E_x/R \pm 0.3\Omega_o E_y/R$$

$$(1.2+0.5AaFa) D + 1.0L \pm \Omega_o E_y/R \pm 0.3\Omega_o E_x/R$$

$$(0.9-0.5AaFa) D \pm \Omega_o E_x/R \pm 0.3\Omega_o E_y/R$$

$$(0.9-0.5AaFa) D \pm \Omega_o E_y/R \pm 0.3\Omega_o E_x/R$$

Donde  $\Omega_o$  es el coeficiente de Sobre-resistencia, descrito en la Sección A.3.3.9 de la NSR-10. Adicionalmente, es importante resaltar que las fuerzas sísmicas aplicadas en las combinaciones de carga descritas anteriormente deben estar corregidas acorde con la Sección A.5.4.5 de la NSR-10.

### 5.2.5 Fuerzas internas

A manera representativa, en Figura 48 y Figura 49 se muestran las fuerzas cortantes (kN) y momentos máximos (kNm) en los pórticos del eje D, respectivamente, debido al Espectro Elástico de Aceleraciones Reducido en X.

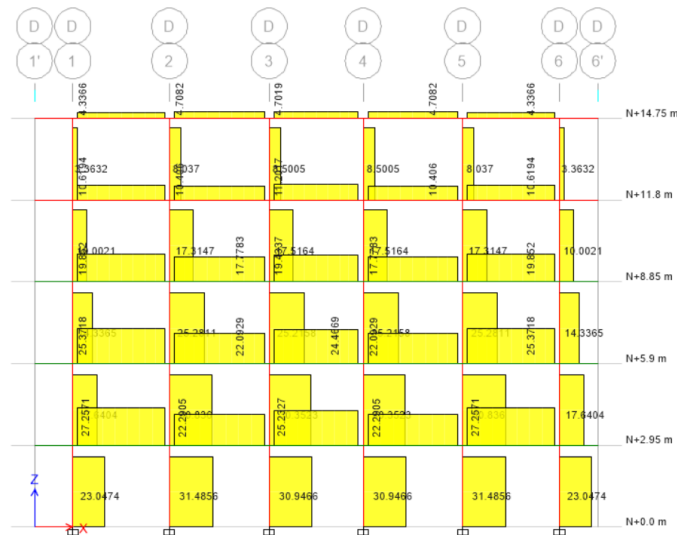
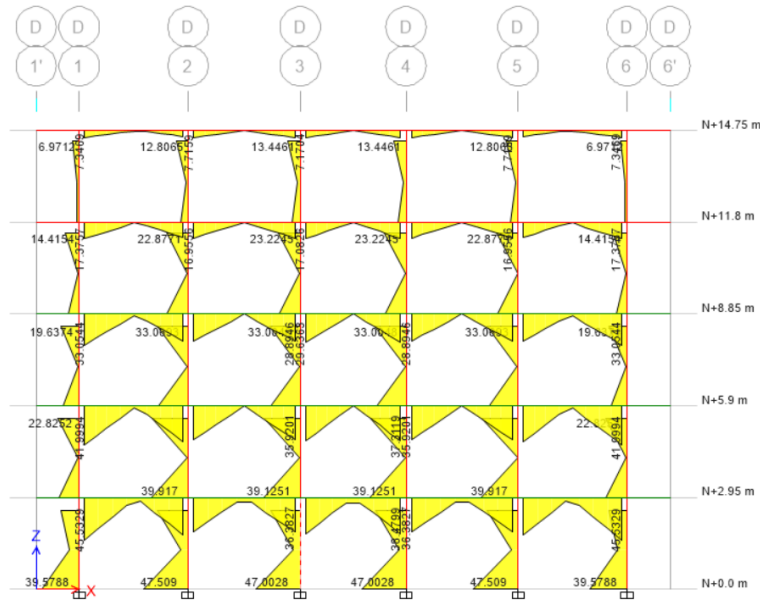


Figura 48. Fuerzas cortantes en los pórticos del eje D



**Figura 49.** Fuerzas de momento en los pórticos del eje D

## 5.2.6 Diseño de los elementos

A manera de ejemplo, en la Figura 50 se muestra la hoja de cálculo para el diseño de las vigas a flexión y a cortante del primer piso. En la Figura 51 se muestra el diseño de las columnas a flexión y a cortante, al igual que el chequeo de resistencia a flexión del nudo para las columnas del piso 1. En la Figura 52 se muestra la hoja de cálculo para el chequeo de la resistencia a cortante del nudo viga – columna. Cabe mencionar que las demandas en los elementos sísmicos se tomaron a partir de las combinaciones de carga generadas en ETABS









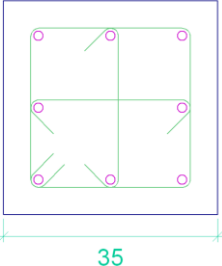
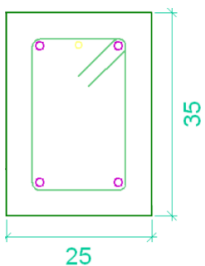
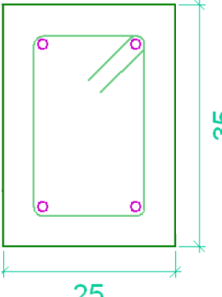
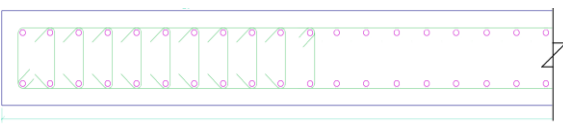
### 5.3 Análisis Estático No Lineal - Pushover

El análisis estático no lineal sobre las dos edificaciones diseñadas se realizará siguiendo los lineamientos establecidos en la norma ASCE 41-17 (2017). Para realizar el análisis de las edificaciones se establecen seis pasos generales, a saber:

#### 5.3.1 Modelamiento No lineal de la edificación

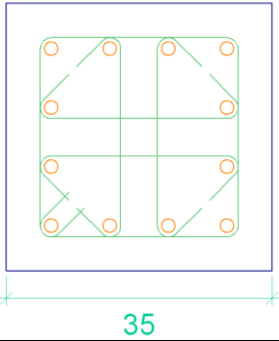
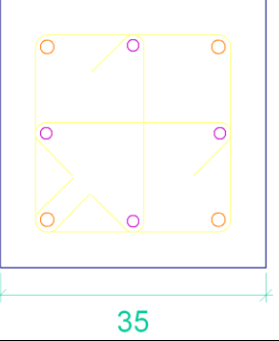
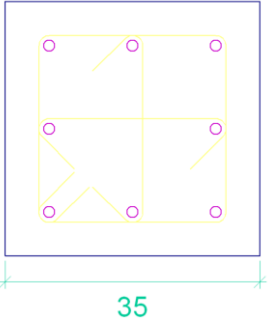
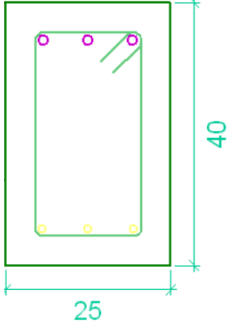
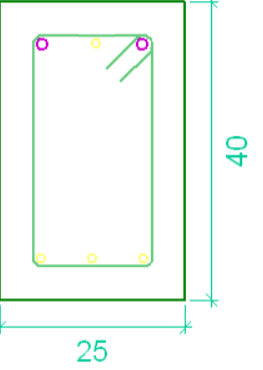
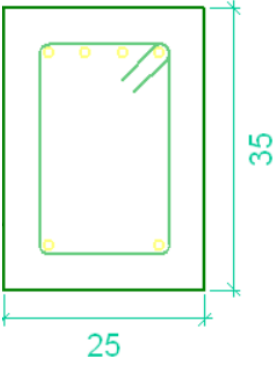
El modelamiento de las edificaciones se realizó mediante la herramienta computacional ETABS. Los elementos estructurales diseñados por cada una de las metodologías expuestas se incorporaron al modelo computacional, junto con las cargas dispuestas. A continuación se presenta de manera gráfica las secciones transversales de los elementos resistentes a fuerzas sísmicas para cada una de las edificaciones:

**Tabla 28.** Secciones transversales de columnas, vigas y muros (Edificación No. 1 AIS 114-17)

<i>Columnas (todos los niveles)</i>	<i>Vigas (Nivel 1, Nivel 2 y Nivel 3)</i>
	
Columnas 35x35 cm con 8 varillas No. 5, junto con 3 ramas de estribos No. 3 cada 9 cm.	Vigas 25x35 cm con 2 varillas No. 5 + 1 No. 4 superiores y 2 varillas No. 5 inferiores, junto con estribos No. 3 cada 7 cm
<i>Vigas (Nivel 4 y Nivel 5)</i>	<i>Muros (todos los niveles)</i>
	
Vigas 25x35 cm con 2 varillas No. 5 superiores y 2 varillas No. 5 inferiores, junto con estribos No. 3 cada 7 cm	Muro 20x370 cm: Refuerzo vertical de 2 cortinas de varillas No. 5 cada 10 cm. Refuerzo horizontal de 2 cortinas de varillas No. 4 cada 30 cm. Elementos de borde de 1 m de longitud con estribos No. 3 cada 10 cm.

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 29.** Secciones transversales de columnas, vigas y muros (Edificación No. 2 NSR-10)

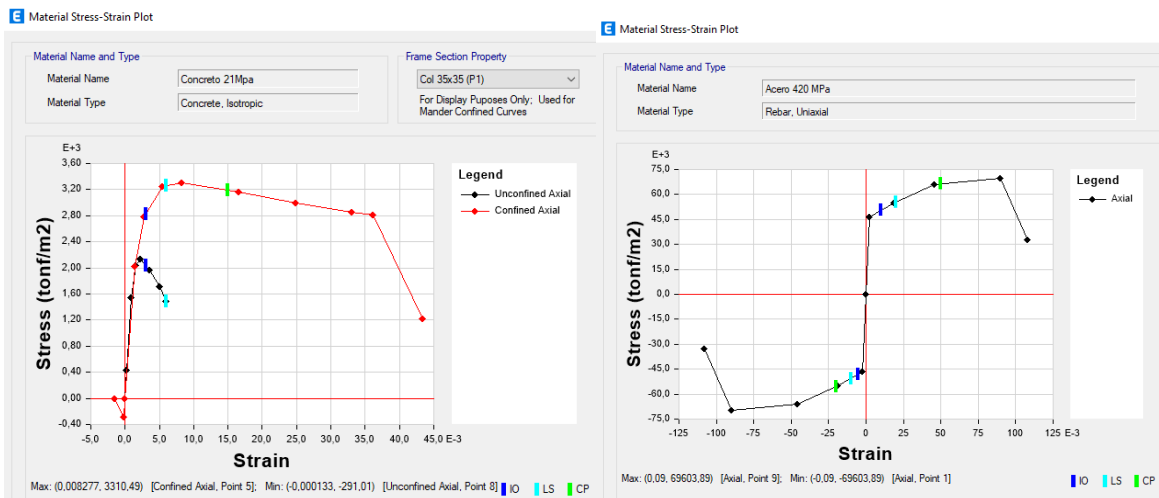
<p style="text-align: center;"><b>Columnas (Nivel 1 y Nivel 2)</b></p> 	<p style="text-align: center;"><b>Columnas (Nivel 3)</b></p> 
<p>Columnas 35x35 cm con 12 varillas No. 6, junto con 4 ramas de estribos No. 3 / c. 8 cm.</p>	<p>Columnas 35x35 cm con 4 varillas No. 6 + 4 varillas No. 5 junto con 3 ramas de estribos No. 4 / c. 8 cm</p>
<p style="text-align: center;"><b>Columnas (Nivel 4 y Nivel 5)</b></p> 	<p style="text-align: center;"><b>Vigas (Nivel 1 y Nivel 2)</b></p> 
<p>Columnas 35x35 cm con 8 varillas No. 5 junto con 3 ramas de estribos No. 4 / c. 8 cm</p>	<p>Vigas de 40x25 cm con 3 varillas No. 5 superiores y 3 varillas No. 4 inferiores, junto con estribos No. 3 cada 7 cm</p>
<p style="text-align: center;"><b>Vigas (Nivel 3)</b></p> 	<p style="text-align: center;"><b>Vigas (Nivel 4 y Nivel 5)</b></p> 
<p>Vigas de 40x25 cm con 2 varillas No. 5 + 1 No. 4 superiores y 3 varillas No. 4 inferiores, junto con estribos No. 3 cada 7 cm</p>	<p>Vigas 25x35 cm con 3 varillas No. 4 superiores y 2 varillas No. 4 inferiores, junto con estribos No. 3 cada 7 cm</p>

Fuente: Elaboración propia

Ahora bien, para representar el comportamiento no lineal del concreto se usó el modelo histérico de Takeda, el cual representa los cambios de rigidez debido al agrietamiento por fluencia, así como,

las características de endurecimiento por deformación. La curva de esfuerzo - deformación del concreto se representó mediante el modelo de Mander, teniendo en cuenta el confinamiento de los elementos que incrementa la resistencia a compresión y la capacidad de deformación del elemento.

En relación al acero de refuerzo, la curva esfuerzo deformación se utilizó el modelo de Park, para tener en cuenta el endurecimiento por deformación del material y la no linealidad, al igual que en el concreto, se decide usar el modelo histerético de Takeda, con el fin de unificar metodologías.



**Figura 53.** Definición de curva de esfuerzo - deformación para el concreto y el acero

En relaciona la rigidez de los componentes, ésta debe determinarse considerando las deformaciones a corte, flexión, comportamiento axial y deslizamiento del refuerzo, para tener un comportamiento no lineal más acertado; sin embargo, el ASCE 41-17 permite el uso de los valores de rigidez efectiva dispuestos en la Tabla 10-5. Los factores de reducción a flexión se asignaron de la siguiente manera: Para vigas se usó un factor de 0.3, en muros un factor de 0.35 y en columnas, dada la variación en las cargas axiales en las columnas, se hizo una asignación mediante interpolación lineal, siendo un factor de 0.3, 0.4 y 0.5, para los pisos 4-5, 3-2 y 1, respectivamente.

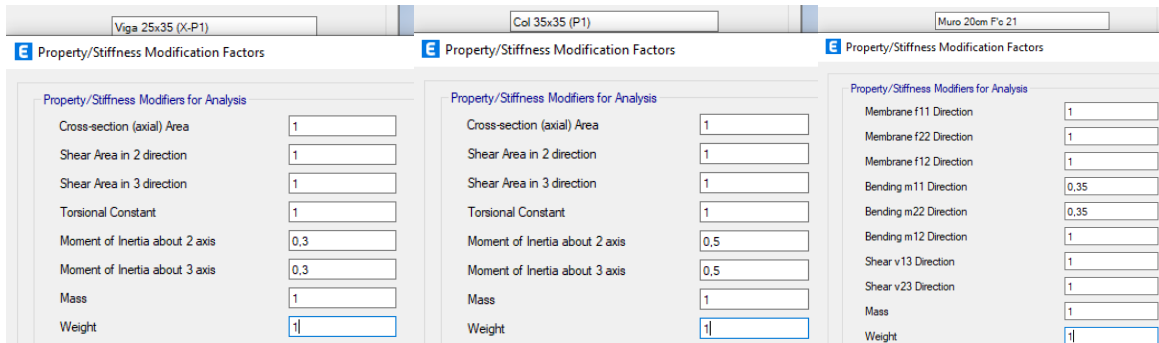
**Tabla 30.** Valores de rigidez efectiva

Tabla 10-5. Valores de rigidez efectiva			
Componente	Rigidez a flexión	Rigidez a corte	Rigidez Axial
Viga no preesforzada <sup>a</sup>	$0.3E_{CE} I_g$	$0.4 E_{CE} A_w$	—
Viga preesforzada <sup>a</sup>	$E_{CE} I_g$	$0.4 E_{CE} A_w$	—
Columnas con cargas gravitacionales de diseño $\geq 0.5A_g f_c$ <sup>b</sup>	$0.7E_{CE} I_g$	$0.4 E_{CE} A_w$	$E_{CE} A_g$
Columnas con cargas gravitacionales de diseño $\leq 0.1A_g f_c$ ó con tensión	$0.3E_{CE} I_g$	$0.4 E_{CE} A_w$	$E_{CE} A_g$ (Compresión) $E_{SE} A_s$ (tensión)
Unión viga columna	Ver sección 10.4.2.2.1	$0.4 E_{CE} A_w$	$E_{CE} A_g$
Losas no pretensadas	Ver sección 10.4.4.2	$0.4 E_{CE} A_g$	—
Losas pretensadas	Ver sección 10.4.4.2	$0.4 E_{CE} A_g$	—
Muros agrietados <sup>c</sup>	$0.35 E_{CE} A_g$	$0.4 E_{CE} A_w$	$E_{CE} A_g$ (Compresión) $E_{SE} A_s$ (tensión)

<sup>a</sup> Para vigas en T,  $I_g$  puede tomarse como el doble del valor de  $I_g$  de solo el alma. De lo contrario,  $I_g$  debe basarse en el ancho efectivo definido en 10.3.1.3.  
<sup>b</sup> En el caso de columnas con compresión axial comprendida entre los límites previstos, la rigidez a la flexión se determinará mediante interpolación lineal. Si no se realiza la interpolación, se utilizarán las rigideces efectivas más conservadoras. Se permite el uso de una carga axial  $N_{UG}$  para la evaluación de la rigidez.  
<sup>c</sup> Ver Sección 10.7.2.2.

Fuente: Adaptada de la Tabla 10-5 del ASCE 41-17

La rigidez a corte presentada en la Tabla 10-5, tiene valores constantes para todos los elementos, dado que se da en términos del módulo elástico del concreto ( $G = 0.4E_c$ ), por lo cual el valor de la rigidez a corte del concreto  $G$ , no es afectado dentro del modelamiento.



**Figura 54.** Asignación de rigidez efectiva

La asignación de las rotulas plásticas de los elementos que hacen parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas (vigas, columnas y muros) se puede realizar de manera manual, a partir de la construcción de los diagramas de momento – curvatura de cada elemento; sin embargo, parámetros como la carga axial en las columnas o fuerzas cortantes en las vigas se requieren para construir los diagramas, parámetros varían con el incremento gradual de la carga a lo largo del análisis pushover, por lo cual se considera recomendable realizar una asignación automática en ETABS, el cual incorpora las Tablas 10-7 (vigas) y Tabla 10-8 (columnas) y Tabla 10-19 (muros) del ASCE 41-17.

Es importante mencionar que los parámetros de modelamiento y criterios de aceptación en columnas en concreto variaron considerablemente del ASCE 41-13 al ASCE 41-17, introduciendo dos criterios de clasificación relacionados con el tipo de traslape o empalme del acero longitudinal, al igual que el desarrollo de varillas rectas y gancho estándar en columnas.

La Sección 10.3.5 del ASCE 41-17 indica que si el refuerzo longitudinal en las columnas cumple con los requisitos de desarrollo y empalme del Capítulo 25 de ACI 318-14, se considerará capaz de desarrollar su resistencia máxima y se considera que el desarrollo o empalme es adecuado. No obstante, si no se tienen en cuenta las clasificaciones y criterios presentados en el ACI 318-14, la capacidad del refuerzo existente se calcula utilizando la ecuación (112).

Donde:

$$f_s = 1.25 \left( \frac{l_b}{l_d} \right)^{2/3} f_{yL} \leq f_{yL/E} \quad (112)$$

$l_b$ : Longitud de desarrollo dispuesta  
 $l_d$ : Longitud de desarrollo requerida  
 $f_{yL}$ : Resistencia a fluencia de la varilla dispuesta  
 $f_{yL/E}$ : Resistencia a fluencia mínima o promedio

Si el esfuerzo teórico requerido en la barra  $f_y$  es mayor que  $f_s$ , el miembro se considerará controlado por un desarrollo o empalme inadecuado.

Ahora bien, para columnas en donde las varillas longitudinales traslapadas pasan por regiones donde se esperan deformaciones inelásticas (longitud de rotulación plástica), la capacidad del refuerzo existente  $f_{s-deg}$  se evaluará utilizando la longitud de desarrollo degradada  $l_{b-deg}$  mediante la ecuación (113):

$$f_{s-deg} = 1.25 \left( \frac{l_{b-deg}}{l_d} \right)^{2/3} f_{yL} \leq f_{yL/E}$$

$$l_{b-deg} = l_b - \frac{2}{3} d$$

Donde:

$d$ : Máxima profundidad efectiva de la columna

$l_b$ : Longitud de desarrollo dispuesta

$l_{b-deg}$ : Longitud de desarrollo degradada

$l_d$ : Longitud de desarrollo requerida

$f_{yL}$ : Resistencia a fluencia de la varilla dispuesta

$f_{yL/E}$ : Resistencia a fluencia mínima o promedio

(113)

Si el esfuerzo teórico requerido en la barra  $f_y$  es mayor que  $f_{s-deg}$ , el miembro se considerará controlado por un desarrollo o empalme inadecuado.

Dado que el refuerzo longitudinal de las columnas en ambos edificios cumple con los requisitos de desarrollo y empalme del ACI 318-14, se considera que el desarrollo o empalme es adecuado.

**Tabla 31. Parámetros de modelamiento y criterios de aceptación en vigas**

Tabla 10-7. Parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales: vigas de concreto armado								
Condiciones			Parámetros de modelamiento <sup>a</sup>			Criterios de Aceptación <sup>a</sup>		
			Ángulo de rotación plástica (radianes)		Relación resistencia residual	Ángulo de rotación plástica (radianes)		
			a	b		Nivel de desempeño		
					c	IO	LS	CP
Condición i. Vigas controladas a flexión <sup>b</sup>								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo Transversal <sup>c</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_{cE}}}$						
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.025	0.02
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condición ii. Vigas controladas a corte <sup>b</sup>								
Espaciamiento de estribos $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Espaciamiento de estribos $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condición iii. Vigas controladas por un desarrollo inadecuado o empalmes a lo largo del tramo <sup>b</sup>								
Espaciamiento de estribos $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Espaciamiento de estribos $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condición iv. Vigas controladas por empotramiento inadecuado en la unión viga-columna <sup>b</sup>								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03
Nota: $f'_c$ en lb/in. <sup>2</sup> (MPa).								
<sup>a</sup> Los valores entre los enumerados en la Tabla deben determinarse mediante interpolación lineal.								
<sup>b</sup> Cuando ocurra más de una de las condiciones i, ii, iii y iv para un componente dado, use el valor numérico mínimo apropiado de la Tabla.								
<sup>c</sup> "C" y "NC" son abreviaturas para refuerzo transversal conforme y no conforme, respectivamente. El refuerzo transversal es conforme si, dentro de la región de rotulación plástica a flexión, los estribos están espaciados a $\leq d/3$ , y si, para componentes de demanda de ductilidad moderada y alta, la resistencia proporcionada por los estribos ( $V_s$ ) es al menos 3/4 del cortante de diseño. De lo contrario, el refuerzo transversal se considera no conforme.								
<sup>d</sup> $V$ es la fuerza cortante de diseño de NSP o NDP.								

Fuente: Adaptada de la Tabla 10-7 del ASCE 41-17

**Tabla 32.** Parámetros de modelamiento y criterios de aceptación en columnas no circulares

Tabla 10-8. Parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales - Columnas de concreto armado no circulares con refuerzo transversal en espiral o estribos sísmicos como se define en ACI 318				
Parámetros de modelamiento		Criterios de Aceptación		
Ángulo de rotación plástica, $a$ y $b$ (radianes) Relación resistencia residual, $c$		Ángulo de rotación plástica (radianes)		
		Nivel de desempeño		
		IO	LS	CP
<b>Columnas no controladas por un desarrollo o empalme inadecuado a lo largo de la altura libre <sup>a</sup></b>				
$a = \left( 0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63 \rho t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{ColOE}} \right) \geq 0.0$ $\text{para } \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5 \left\{ b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho t} \frac{f'_{cE}}{f_{yTE}}} - 0.01 \geq a \right. \quad \text{a}$ $c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0$		$0.15a$ $\leq 0.005$	$0.5b$ <sup>b</sup>	$0.7b$ <sup>b</sup>
<b>Columnas controladas por un desarrollo o empalme inadecuado a lo largo de la altura libre <sup>c</sup></b>				
$a = \left( \frac{1}{8} \frac{\rho t f_{yTE}}{\rho l f_{yIE}} \right) \left\{ \begin{array}{l} \geq 0.0 \\ \leq 0.025 \end{array} \right. \quad \text{d}$ $b = \left( 0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 12 \rho t \right) \left( \begin{array}{l} \geq 0.0 \\ \geq a \\ \leq 0.06 \end{array} \right) \quad \text{e}$ $c = 0.15 + 36 \rho t \leq 0.4$		$0.0$	$0.5b$	$0.7b$
<p>Notes: <math>\rho t</math> no se tomará mayor que 0.0175 en ningún caso, ni mayor de 0.0075 cuando los tirantes no estén adecuadamente anclados en el núcleo.</p> <p>Las ecuaciones en la Tabla no son válidas para columnas con <math>\rho t</math> menores que 0.0005; <math>V_{yE}/V_{ColOE}</math> no debe tomarse menor que 0.2.</p> <p><math>N_{UD}</math> será la carga axial a compresión máxima que tenga en cuenta los efectos de las fuerzas laterales como se describe en la Ec. (7-34). Alternativamente, se permitirá evaluar <math>N_{UD}</math> basado en un análisis de estado límite.</p> <p><sup>a</sup> <math>b</math> se reducirá linealmente para <math>N_{UD}/(A_g f'_{cE}) &gt; 0.5</math> desde <math>N_{UD}/(A_g f'_{cE}) = 0.5</math> hasta cero en <math>N_{UD}/(A_g f'_{cE}) = 0.7</math> pero no será menor que <math>a</math>.</p> <p><sup>b</sup> <math>N_{UD}/(A_g f'_{cE})</math> no deberá tomarse menor que 0.1.</p> <p><sup>c</sup> Se considera que las columnas están controladas por un desarrollo o empalme inadecuado donde la tensión del acero calculada en el empalme excede la tensión del acero especificada por la Ec. (10-1a) o (10-1b). Los parámetros de modelado para columnas controladas por un desarrollo o empalme inadecuado nunca deben exceder los de las columnas no controladas por un desarrollo o empalme inadecuado.</p> <p><sup>d</sup> Para columnas controladas por un desarrollo o empalme inadecuado se tomará como cero si la región de empalme no está cruzada por al menos dos grupos de unión a lo largo de su longitud.</p> <p><sup>e</sup> <math>\rho t</math> no se tomará mayor que 0.0075.</p>				

Fuente: Adaptada de la Tabla 10-8 del ASCE 41-17

**Tabla 33.** Parámetros de modelamiento y criterios de aceptación en muros controlado a flexión

Tabla 10-19. Parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales: muros estructurales de concreto armado y componentes asociados controlados a flexión								
Condiciones			Ángulo de rotación plástica (radianes)		Relación resistencia residual	Aceptación de rotación plástica <sup>a</sup> (radianes)		
						Nivel de desempeño		
			a	b	c	IO	LS	CP
i. Muros de corte y segmentos de muro								
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{cE}}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$	Elemento de borde confinado <sup>b</sup>						
≤ 0.1	≤ 4	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 4	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 4	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 4	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004
ii. Vigas de acoplamiento en muros de corte <sup>c</sup>								
Refuerzo longitudinal y refuerzo transversal <sup>d</sup>	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$	d	e	c				
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal conforme	≤ 3	0.025	0.050	0.75	0.010	0.025	0.050	
	≥ 6	0.020	0.040	0.50	0.005	0.020	0.040	
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal no conforme	≤ 3	0.020	0.035	0.50	0.006	0.020	0.035	
	≥ 6	0.010	0.025	0.25	0.005	0.010	0.025	
Refuerzo diagonal	NA	0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050	

<sup>a</sup> Se permitirá la interpolación lineal entre los valores enumerados en la Tabla.

<sup>b</sup> Un elemento de borde se considerará confinado cuando el refuerzo transversal exceda el 75% de los requisitos dados en ACI 318 y el espaciamiento del refuerzo transversal no exceda los  $8db$ . Se permite tomar los parámetros de modelado y los criterios de aceptación como el 80% de los valores confinados cuando los elementos de borde tengan al menos el 50% de los requisitos dados en ACI 318 y el espaciamiento del refuerzo transversal no exceda  $8db$ . De lo contrario, los elementos de borde no se considerarán confinados.

<sup>c</sup> Para vigas de acoplamiento que se extiendan < 8 ft, 0 in., con refuerzo inferior continuo en los muros, se permitirá que los valores de los criterios de aceptación se dupliquen para el nivel de desempeño LS y CP.

<sup>d</sup> El refuerzo longitudinal no preesforzado consta de acero superior e inferior paralelo al eje longitudinal de la viga de acoplamiento. El refuerzo transversal conforme consiste en (a) estribos cerrados en toda la longitud de la viga de acoplamiento con un espaciamiento ≤  $d/3$ , y (b) resistencia de los estribos  $V_s \geq 3/4$  de la resistencia al cortante requerida de la viga de acoplamiento.

Fuente: Adaptada de la Tabla 10-19 del ASCE 41-17

Los valores de carga tanto en vigas como en columnas, se realizó de manera independiente para cada dirección principal de acuerdo al caso de carga no lineal. Para la asignación de rotulas plásticas en vigas se consideró una falla a esfuerzos flexión M3 (Condición i), en donde la cuantía longitudinal se determina a partir del refuerzo asignado en las propiedades de la sección, y se consideró que el elemento se encuentra confinado en la región de rotulación dado el espaciamiento de los estribos y la resistencia  $V_s$  que aporta.

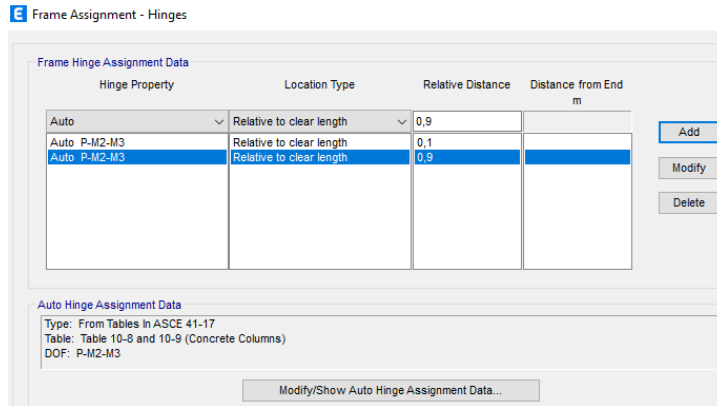
**Figura 55.** Definición de rótula plástica en viga

En las columnas se considera una falla tanto a corte como a flexión (Condición i y ii), debido a la variación del cortante que se da con el incremento de la carga durante el análisis. Cabe mencionar que cuando ocurre más de una de las condiciones i, ii, iii y iv el programa usa el menor valor. Se estableció una carga a partir del caso no lineal para cada dirección con una respuesta del elemento a partir del diagrama de interacción P-M2-M3.

**Figura 56.** Definición de rótula plástica en columnas

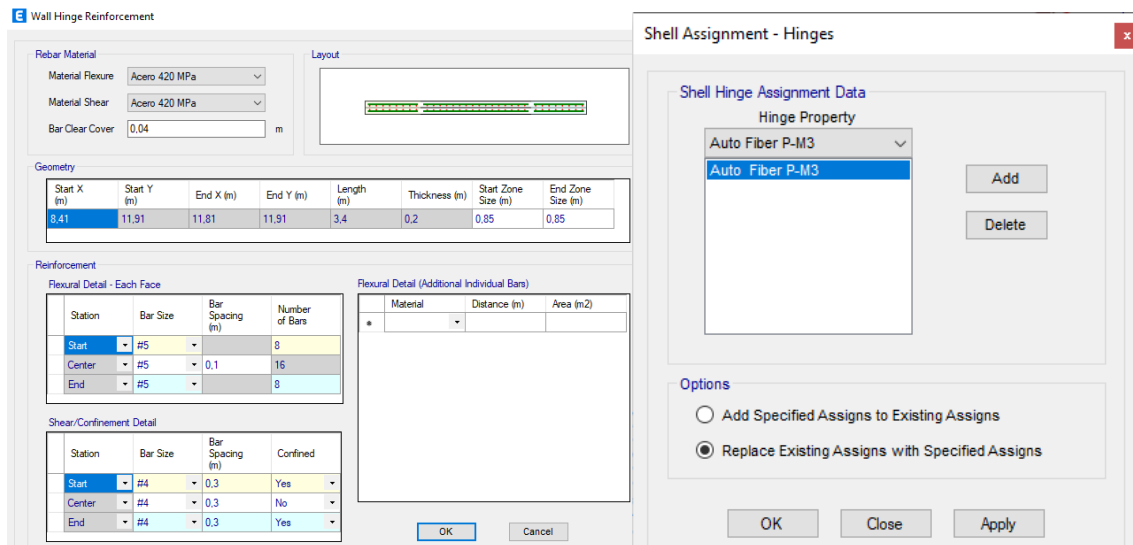
Por otra parte, la longitud de la rótula plástica del segmento del elemento en donde se generan el primer colapso y una visualización de grietas debe contemplarse en las zonas de confinamiento establecidas para los elementos, en general una distancia  $2h$ , por lo cual se consideró una rotulación ubicada al 10% y 90% de la longitud libre, tanto en vigas como en columnas.





**Figura 57.** Asignación de longitud de la rótula plásticas en columnas y vigas

Para la asignación de rótulas plásticas en los muros, se requiere definir con anterioridad el refuerzo horizontal y vertical, tanto en el alma del muro como en los elementos de borde, tal y como se evidencia en la Figura 58. Al igual que en columnas y vigas, se realizó una asignación automática de las rotulas plásticas, en donde ETABS toma los valores a partir de la Tabla 10-19 del ASCE 41-17.



**Figura 58.** Asignación refuerzo y rótulas plásticas en muros

Cabe mencionar que el programa ETABS define de manera automática el momento de fluencia, la rotación de fluencia y los valores A, B y C, al igual que los niveles de daños como criterio de aceptación, de acuerdo a los parámetros definidos ASCE 41-17, tal como se observa en la Figura 59. De igual manera, determina de manera automática el diagrama de interacción P-M para las columnas y muros, en cada una de las direcciones principales del elemento, a partir de las propiedades mecánicas, geométricas de cada elemento y refuerzo asignado.

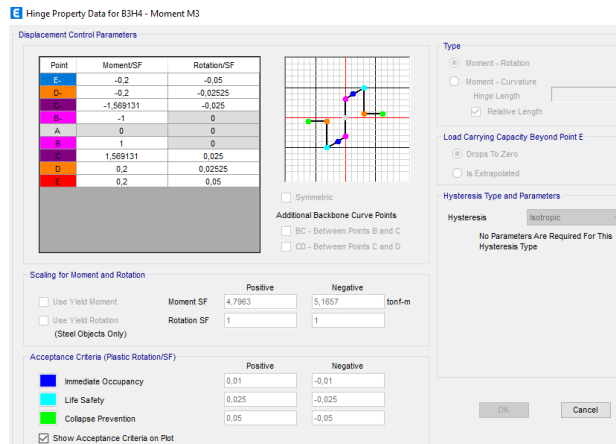


Figura 59. Diagrama Momento-Rotación definido automáticamente por el ETABS

### 5.3.2 Cargas estáticas gravitacionales y patrones de carga laterales

Las cargas estáticas gravitacionales deben considerar todas la carga permanente y un porcentaje de la carga variable, que puede ser 25% como valor recomendable, así mismo debe incluir el peso total de muros divisorios o un mínimo de 50 kgf/m<sup>2</sup> (el mayor valor) y el peso total de equipamientos permanentes. En la Figura 60 se muestran las cargas gravitaciones estáticas establecidas en el modelo.

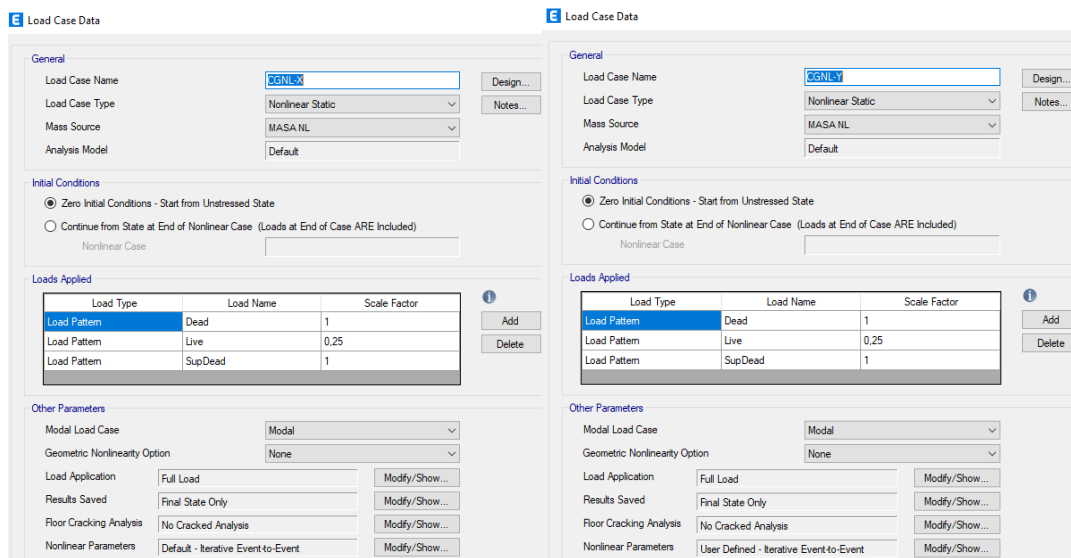


Figura 60. Definición de cargas estáticas gravitacionales

Para un análisis estático no lineal, la Sección 7.4.3.2.3 del ASCE 41-17 recomienda un patrón de carga lateral basado en la forma del modo fundamental para la dirección en estudio, que representaría los desplazamientos y fuerzas inerciales desarrolladas durante un sismo. Adicionalmente se deben tener en cuenta los efectos secundarios P-Delta, los cuales afectan los cortantes y momentos durante el análisis. En la Figura 61 se muestran los patrones de carga laterales en cada dirección principal.

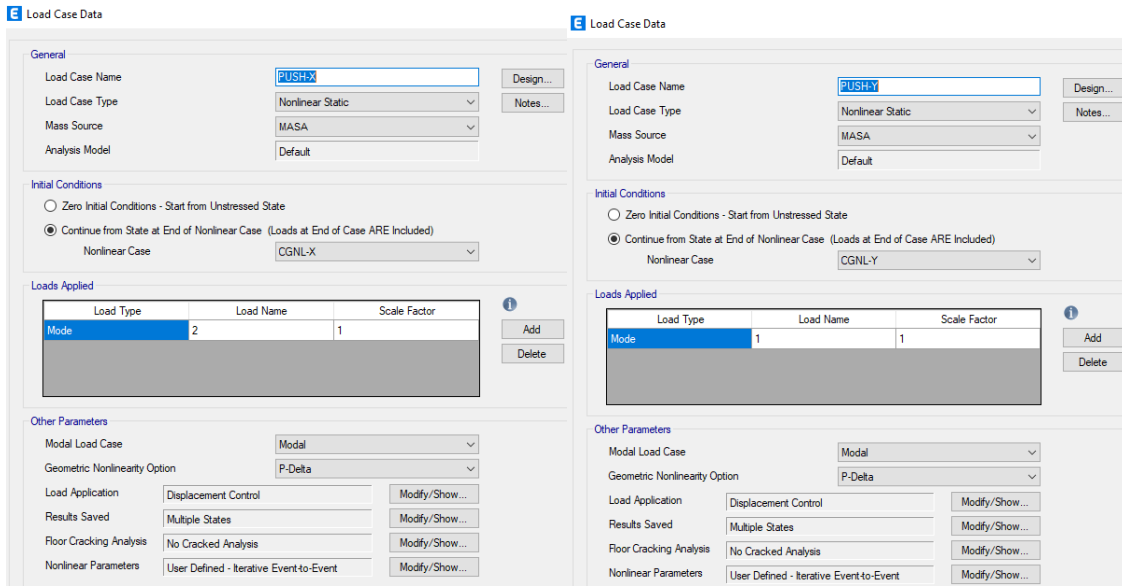


Figura 61. Definición de patrones de cargas laterales

### 5.3.3 Desplazamiento objetivo para una demanda sísmica.

Para edificios con diafragmas rígidos en sus niveles, el desplazamiento objetivo se determina mediante la Figura 62, que resume todos los parámetros establecidos en el ASCE 41-17

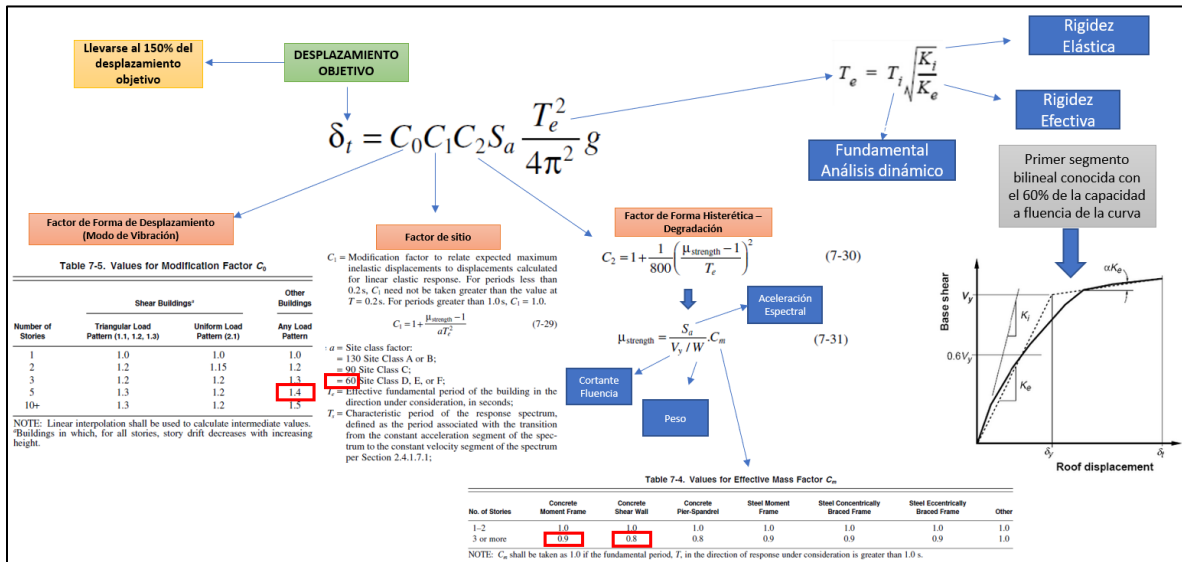


Figura 62. Determinación del desplazamiento objetivo según ASCE 41-17

De la Figura 62, se puede evidenciar que para hallar el desplazamiento objetivo con una demanda sísmica determinada se requiere determinar la rigidez efectiva la estructura, la cual requiere de un desplazamiento objetivo para construir la curva bilineal, y de esta manera equilibrar las áreas entre curvas (igualdad de energía).

Es así que se requiere de un proceso iterativo entre variables que conlleven a una igualdad de energías entre curvas y de esta manera determinar un desplazamiento objetivo en la estructura, proceso que realiza ETABS de manera automática; sin embargo, es necesario introducir un valor de desplazamiento objetivo tentativo para que el software construya la curva de capacidad.

# Capítulo 6: Resultados

## 6.1 Curva de capacidad de las edificaciones

### 6.1.1 Demanda sísmica de Sa: 0.65g (Periodo de retorno 475 años)

El software ETABS determina la curva de capacidad hasta el desplazamiento objetivo definido o hasta un punto de falla donde el modelo se vuelve numéricamente inestable, y que en muchas veces coincide con la inestabilidad física de la estructura, debido a la pérdida capacidad de disipar energía debido a fallas puntuales en elementos (columnas o muros) o fallas a nivel general (conjunto de vigas o columnas). En la Figura 63 se presenta la curva de capacidad de la Edificación No.1 mientras que en la Figura 64 se presenta la curva de capacidad de la Edificación No. 2, para una demanda sísmica de 0.65g, para lo cual fueron diseñadas.

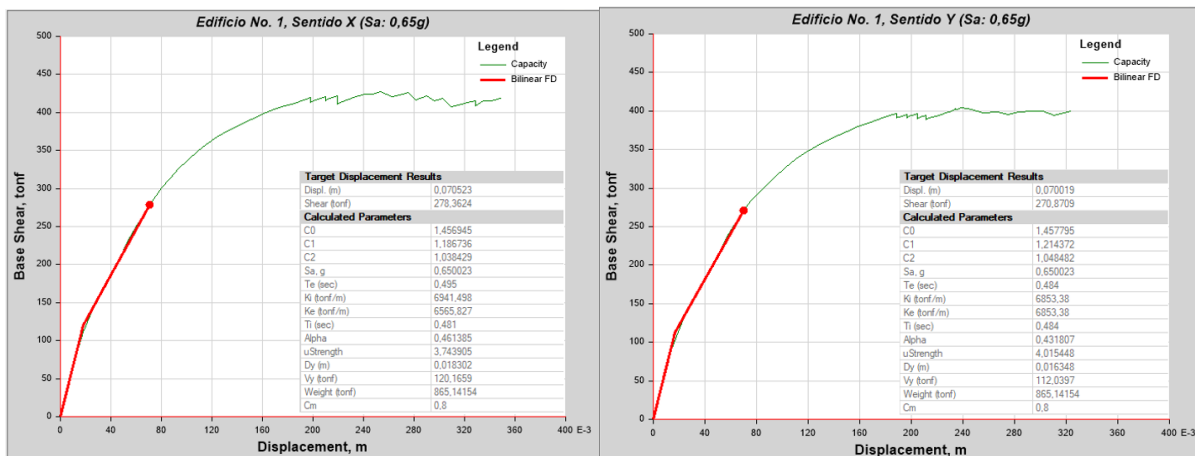


Figura 63. Curvas de capacidad de la Edificación No. 1 para una Sa: 0.65g

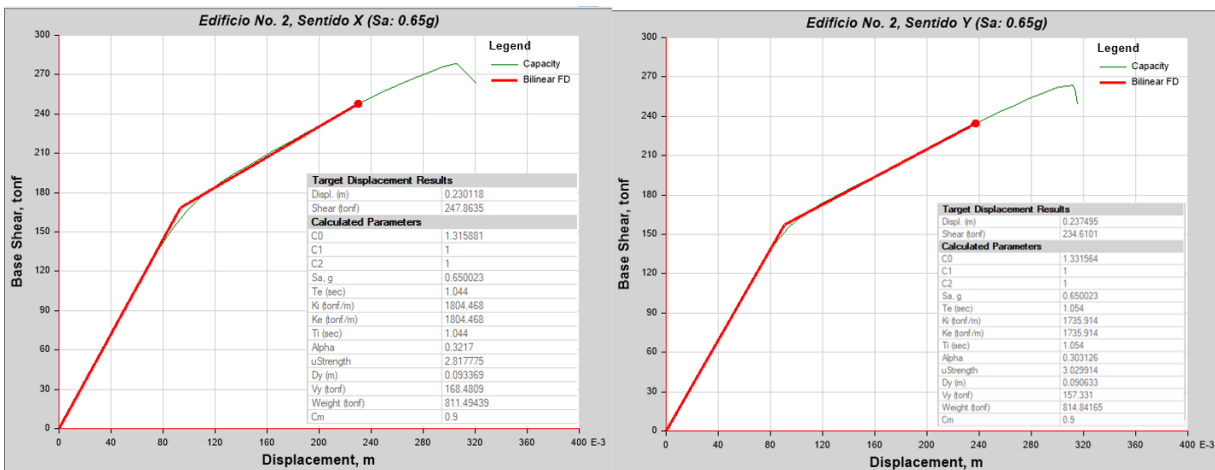
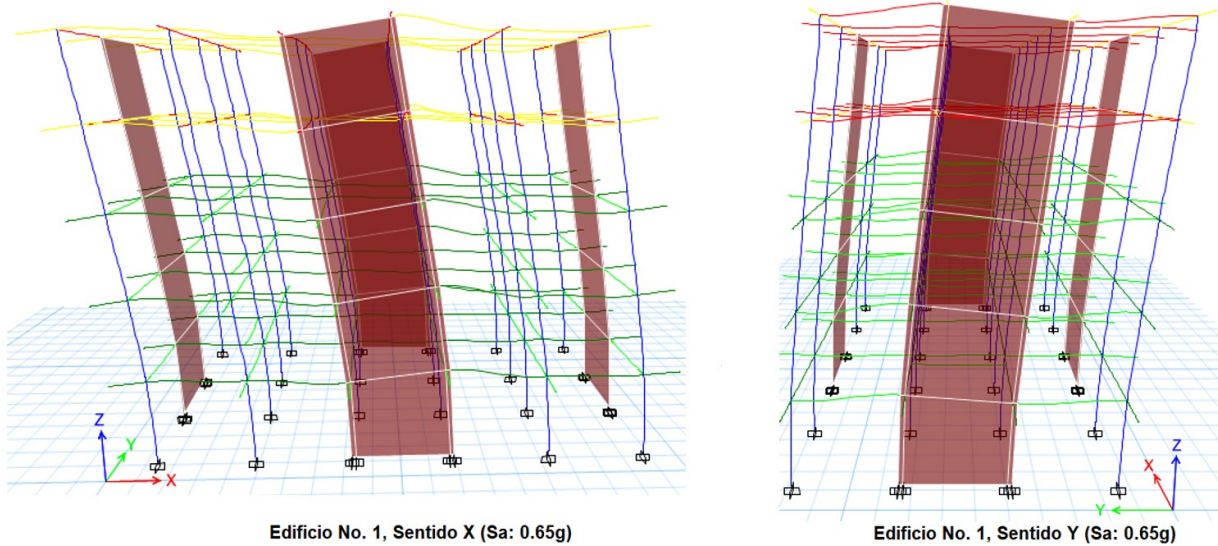


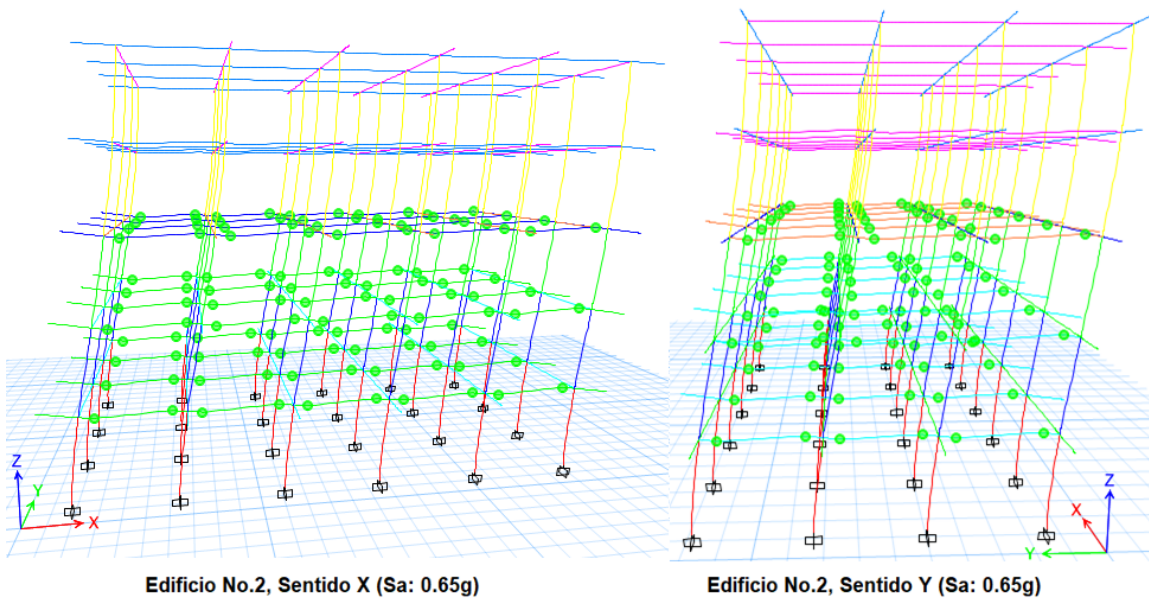
Figura 64. Curvas de capacidad de la Edificación No. 2 para una Sa: 0.65g

En la Figura 65 y en la Figura 66, se puede evidenciar el estado de rotulación en vigas que sufre la Edificación No. 1 y en la Edificación No. 2, respectivamente. Allí se puede evidenciar como la Edificación No. 1 no sufre daño estructural en sus componentes principales, sus columnas, vigas y muros tienen toda su resistencia y rigidez inicial, llegando un desplazamiento objetivo de 6 cm y bajo un cortante basal de 287 tonf, lo cual indica un buen comportamiento sísmico debido a la demanda sísmica. Esto se debe a la gran rigidez y resistencia que aportan los muros en ambas direcciones principales.

Por otra parte, la Edificación No.2 ha sufrido un daño estructural leve en vigas del segundo y tercer piso en su mayoría, sin embargo no se afectaría su ocupación.



**Figura 65.** Estado de rótulas plásticas Edificación No. 1 para una Sa: 0.65g



**Figura 66.** Estado de rótulas plásticas Edificación No. 2 para una Sa: 0.65g

Es claro que al no contar con muros estructurales como elementos de resistencia sísmica, la Edificación No. 2 es menos rígida y permite mayores desplazamientos laterales, llegando a 23 cm en el sentido X y 24 cm en el sentido Y, para una misma demanda sísmica de 0.65g, generando un cortante en la base de alrededor de 240 tonf.

En la Figura 67 y Figura 68 se muestra la curva de capacidad para la Edificación No. 1, en donde se ve que el desplazamiento objetivo para una demanda sísmica de 0.65g, es bastante inferior al desplazamiento requerido para generar la primera rotula plástica (11 cm). De igual manera, el cortante generado de 280 tonf es un poco más de tres veces el cortante de diseño (88 tonf), debido a la sobrerresistencia de sus elementos.

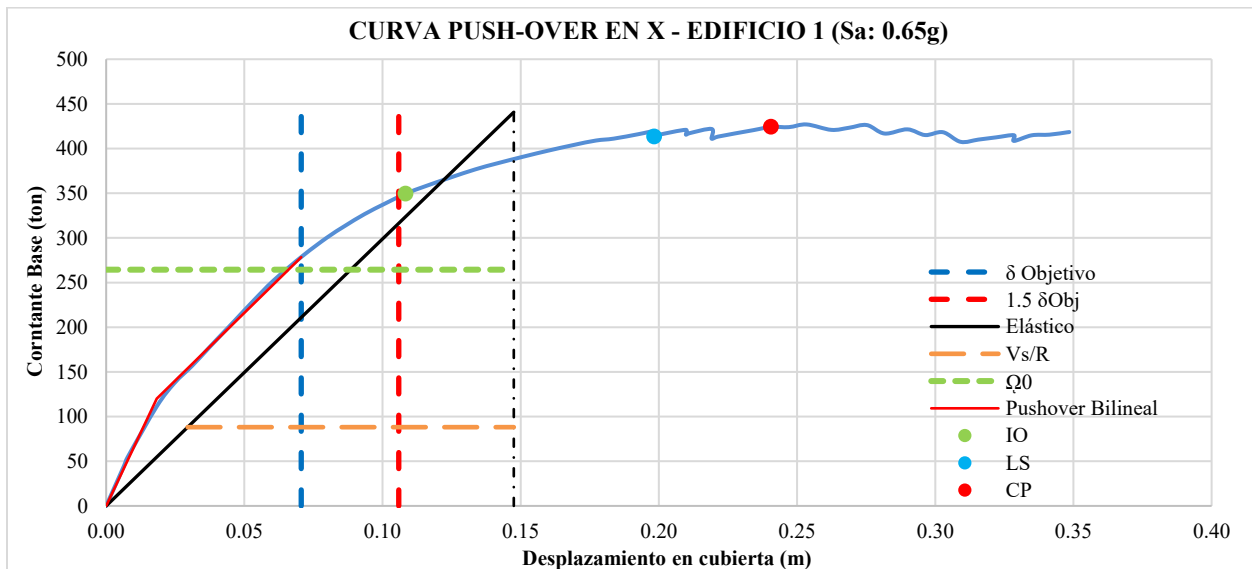


Figura 67. Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 1, Sentido X, Sa: 0.65g

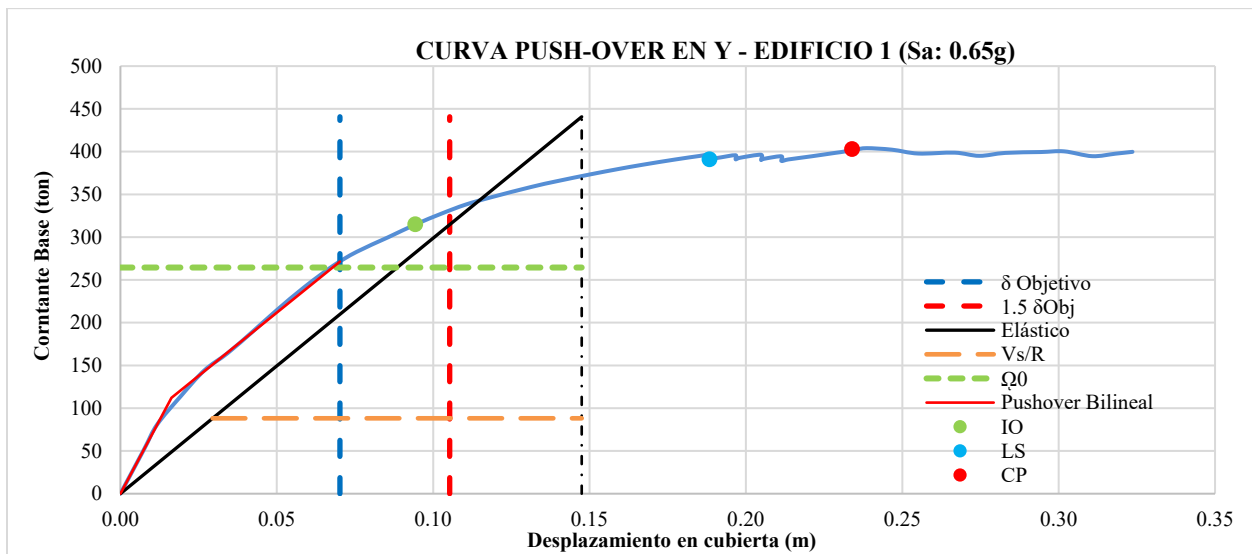
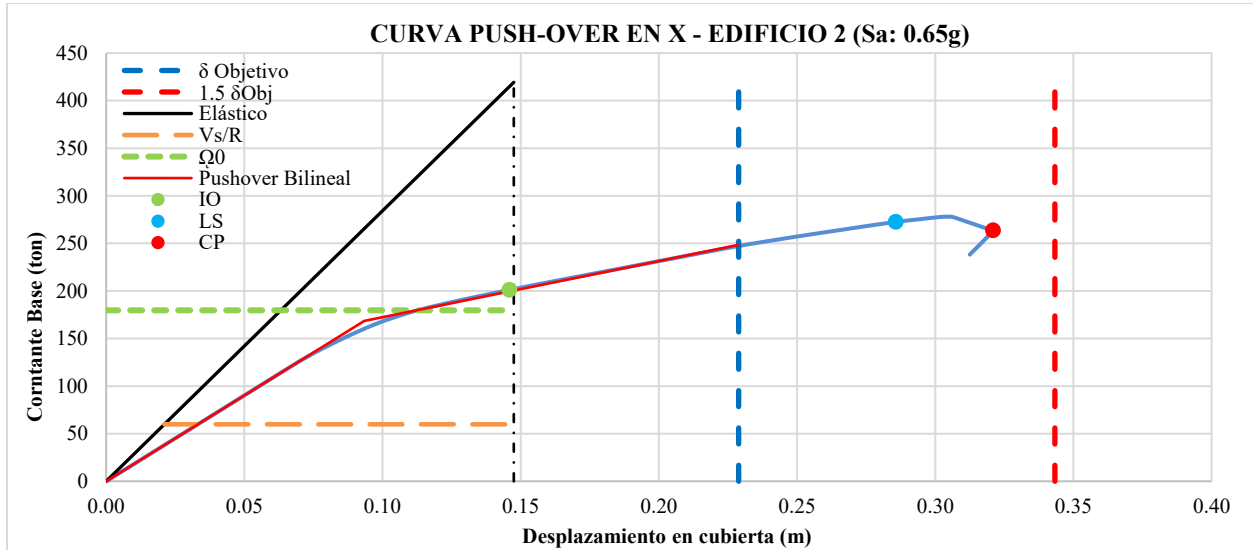
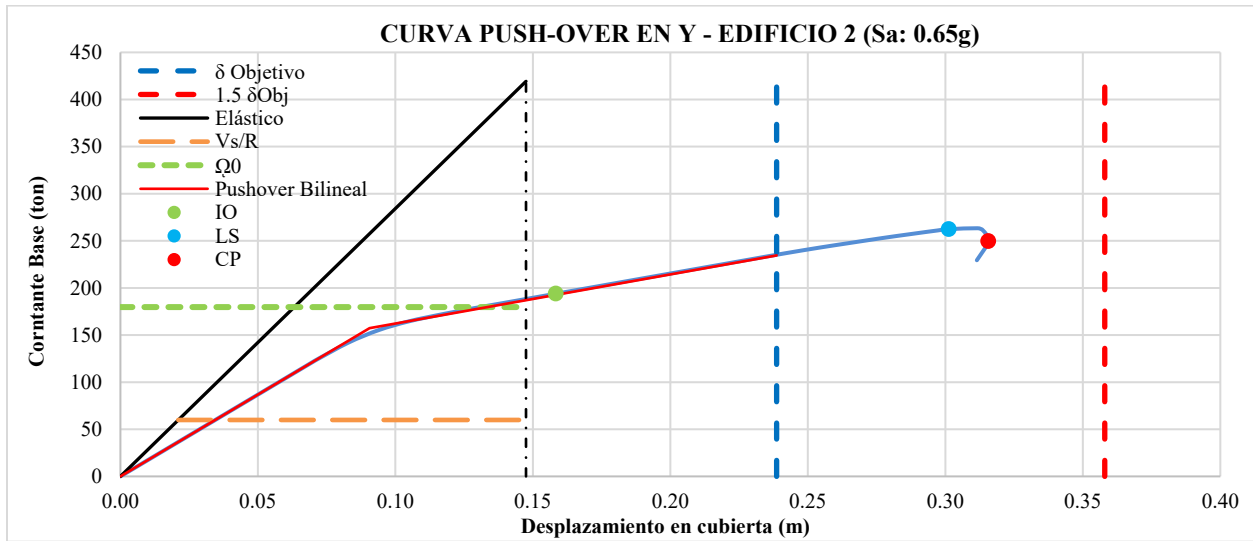


Figura 68. Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 1, Sentido Y, Sa: 0.65g

En la Figura 69 y Figura 70 se muestra la curva de capacidad para la Edificación No. 2. Allí se evidencia que el desplazamiento objetivo (22 cm) es superior al desplazamiento requerido para generar la primera rotula plástica (15 cm). De igual manera, el cortante generado de 250 tonf es cuatro veces el cortante de diseño (61.5 tonf), lo que indica una sobrerresistencia adecuada.



**Figura 69.** Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 2, Sentido X, Sa: 0.65g



**Figura 70.** Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 2, Sentido Y, Sa: 0.65g

Dado lo anterior, se puede inferir que el nivel de desempeño para la Edificación No. 1 es totalmente operacional debido a la no presencia de rotulas plásticas en sus elementos estructurales, mientras que la Edificación No. 2 tiene un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, debido a la primera rotulación de sus vigas del primero, segundo y tercer piso.



## 6.1.2 Demanda sísmica de Sa: 0.86g (Periodo de retorno 975 años)

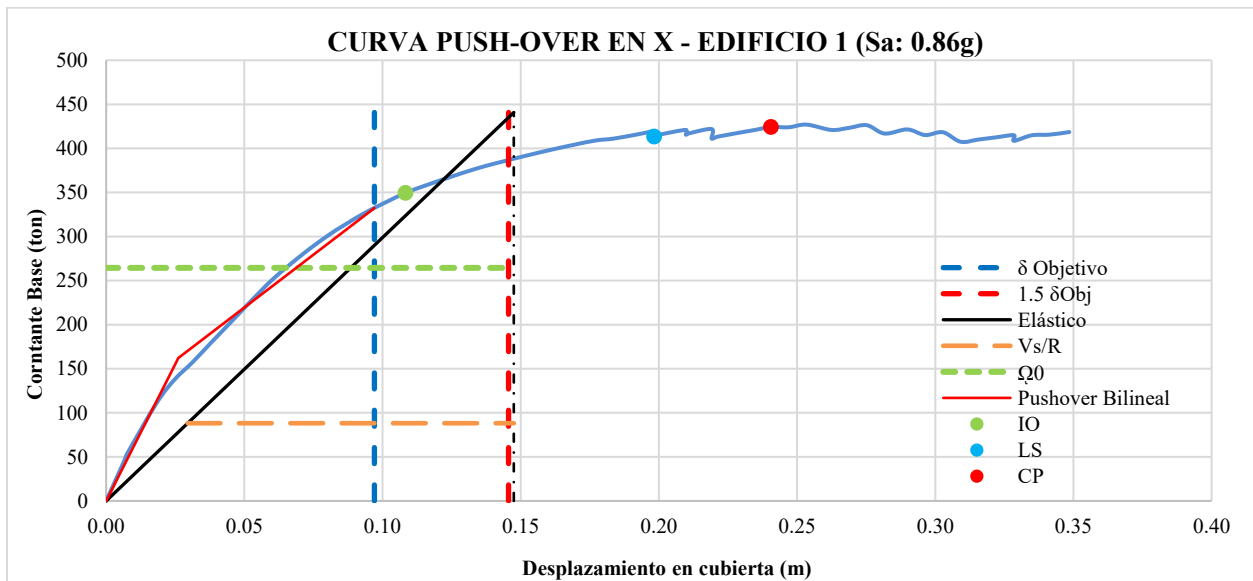
Para demandas superiores, con sismos con periodos de retorno de 975 años (5% de probabilidad de excedencia en 50 años) o 2475 años (5% de probabilidad de excedencia en 50 años), la normatividad colombiana actual no presenta valores de aceleración del terreno; sin embargo, mediante la expresión empírica ecuación (114), se puede determinar una relación aproximada entre las aceleraciones del terreno y periodos de retorno de los sismos.

$$\frac{A_2}{A_1} = \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^{0.4} \rightarrow A_2 = A_1 \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^{0.4} \quad (114)$$

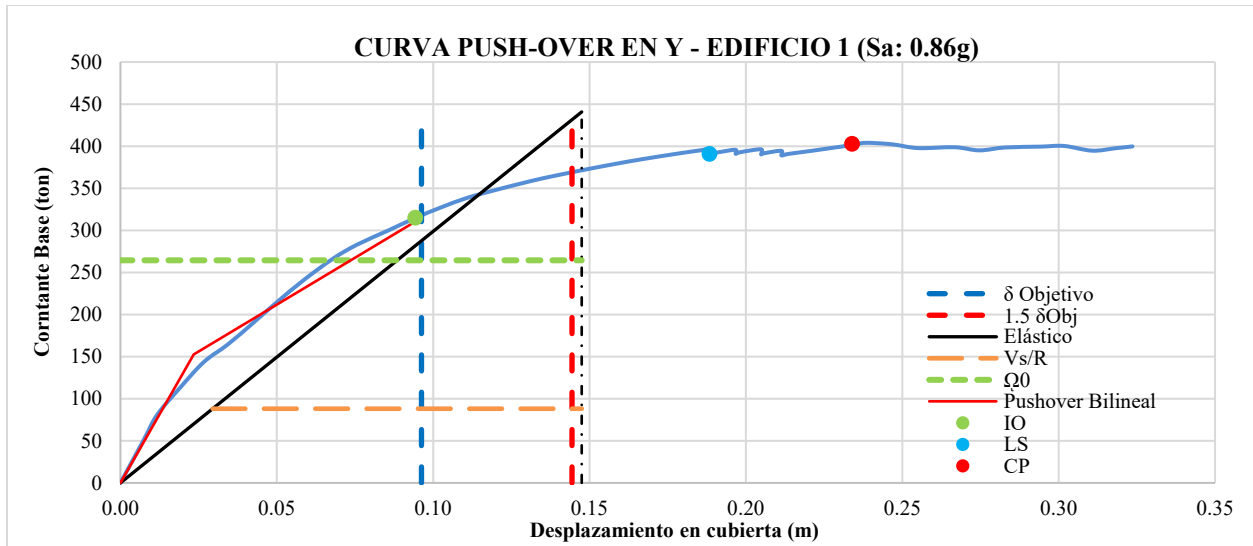
Es decir, para un sismo con un periodo de retorno de 475 años, cuya aceleración en el terreno es de 0.65g, generaría en un periodo de retorno de 975 años una aceleración de 0.866g. Esta aceleración permitiría catalogar a las estructuras en un grupo de uso III (coeficiente de importancia de 1.25).

Ahora bien, para un periodo de retorno de 2475 años le correspondería una aceleración del terreno de 1.25g, permitiendo catalogar a la estructura en un grupo de uso IV (coeficiente de importancia de 1.5).

En la Figura 71 y Figura 72 se presentan las curvas de capacidad de la Edificación No.1 mientras que en la Figura 73 y Figura 74 se presentan las curvas de capacidad de la Edificación No. 2, para una demanda sísmica de 0.866g.



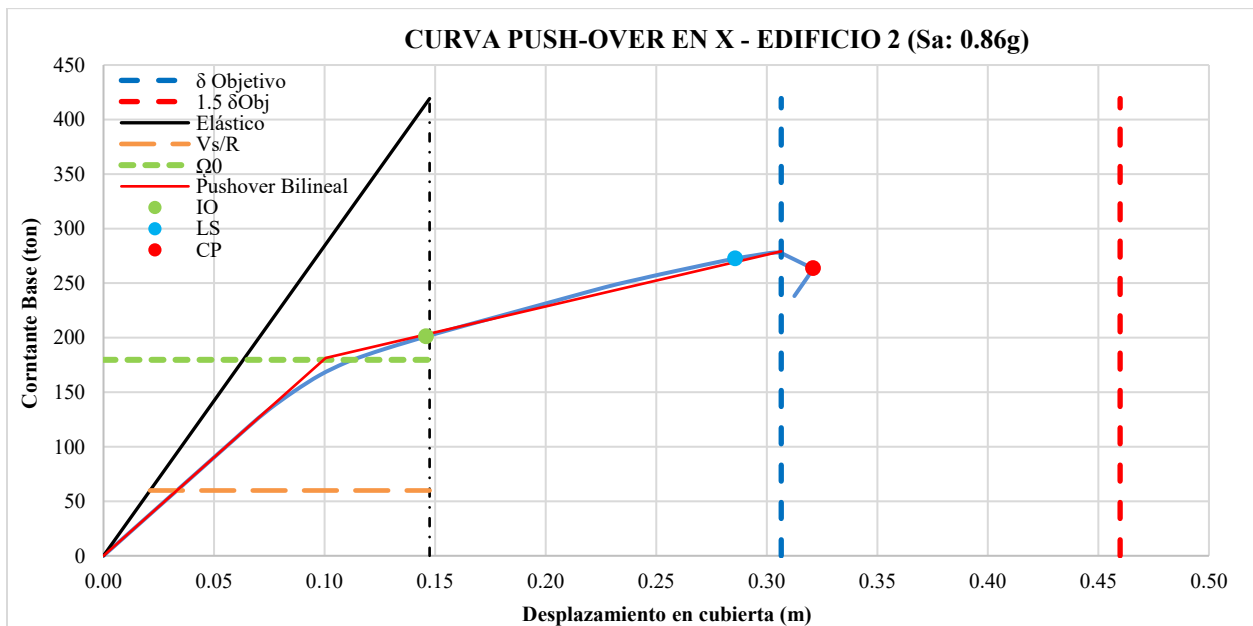
**Figura 71.** Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 1, Sentido X, Sa: 0.86g



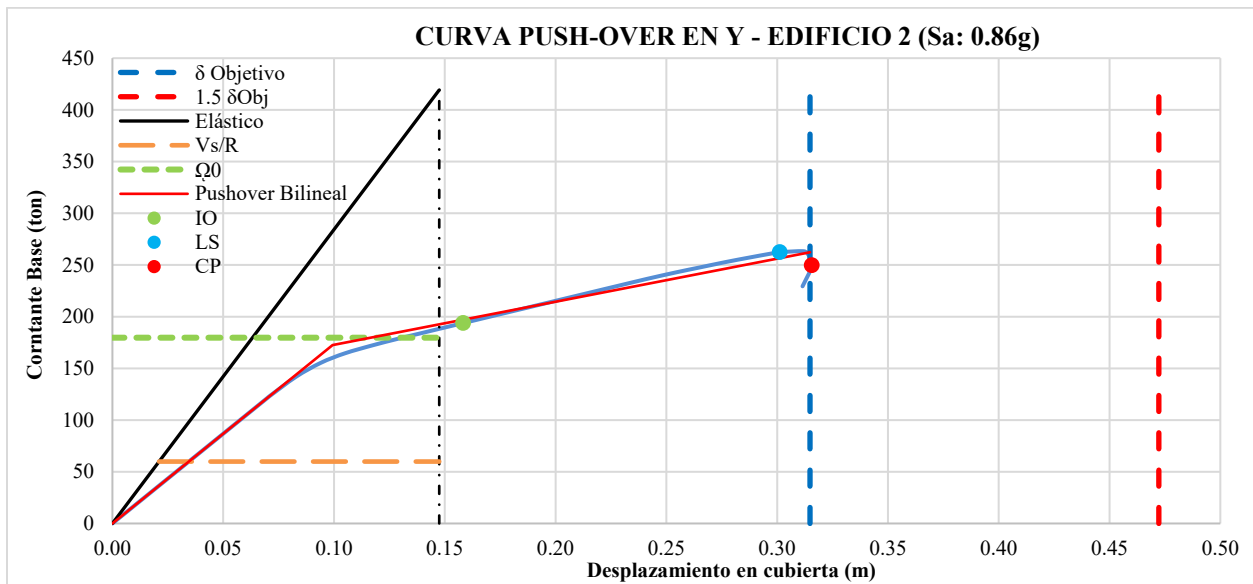
**Figura 72.** Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 1, Sentido Y, Sa: 0.86g

Se puede ver como la Edificación No. 1, en el Sentido X, sigue sin sufrir daño estructural en sus componentes principales; sus columnas, vigas y muros tienen toda su resistencia y rigidez inicial, llegando alrededor de un desplazamiento objetivo de 9 cm y bajo un cortante basal cercano a las 325 tonf, lo cual indica un comportamiento netamente en el rango elástico, debido al sobredimensionamiento de sus elementos.

Sin embargo, en el Sentido Y, la edificación ha sufrido rotulación inicial en dos de sus vigas del cuarto piso, clasificando a la edificación, para una demanda sísmica de 0.86g, en un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, alcanzando un desplazamiento de 9 cm y un cortante de 314 tonf, siendo un poco más de tres veces el cortante de diseño (88 tonf), debido a la sobrerresistencia de sus elementos.



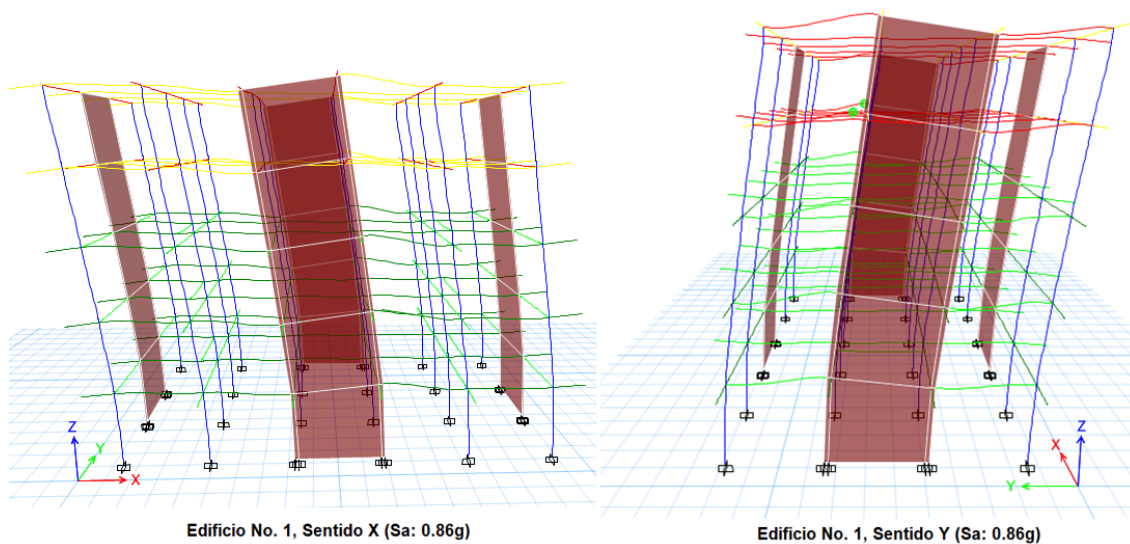
**Figura 73.** Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 2, Sentido X, Sa: 0.86g



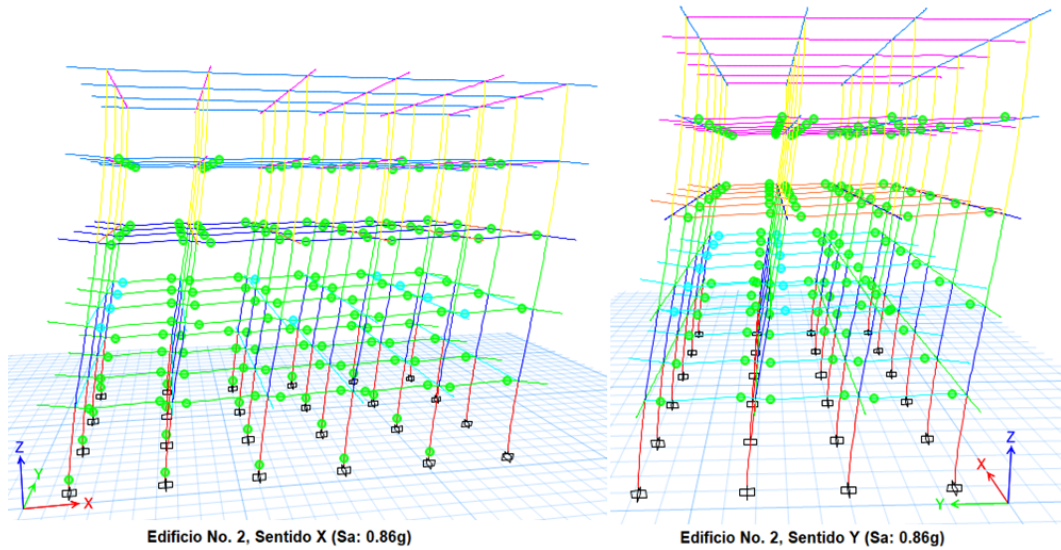
**Figura 74.** Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 2, Sentido Y, Sa: 0.86g

Por otra parte, la Edificación No.2 ha sufrido un daño estructural moderado en únicamente vigas del segundo piso. Daños leves en sus vigas en mayor cantidad para el análisis en el sentido Y, llegando a un punto de desempeño estructural de Seguridad de Vida (LS). Se requieran reparaciones antes para ocupar de nuevo la edificación, dado que se presentó estado rotulación LS en doce vigas del segundo piso, adicionalmente primer nivel de rotulación en las columnas del primer piso. Cabe mencionar que el cortante generado de 260 tonf es cuatro veces el cortante de diseño (61.5 tonf), lo que indica una sobrerresistencia adecuada.

En la Figura 75 y en la Figura 76, se puede evidenciar el estado de rotulación en vigas que sufre la Edificación No. 1 y en la Edificación No. 2, respectivamente.



**Figura 75.** Estado de rótulas plásticas Edificación No. 1 para una Sa: 0.86g

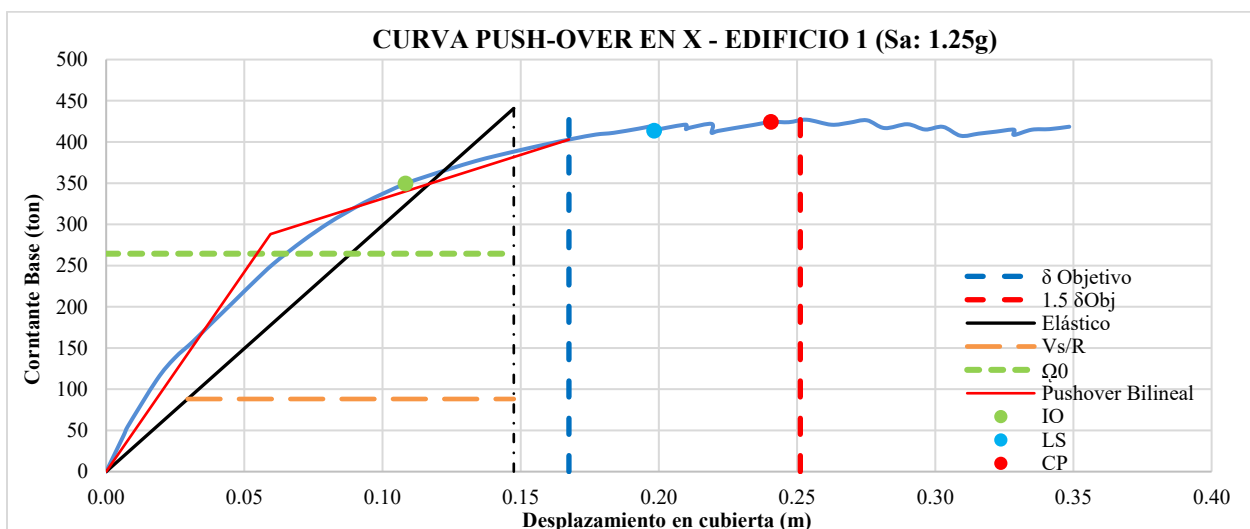


**Figura 76.** Estado de rótulas plásticas Edificación No. 2 para una Sa: 0.86g

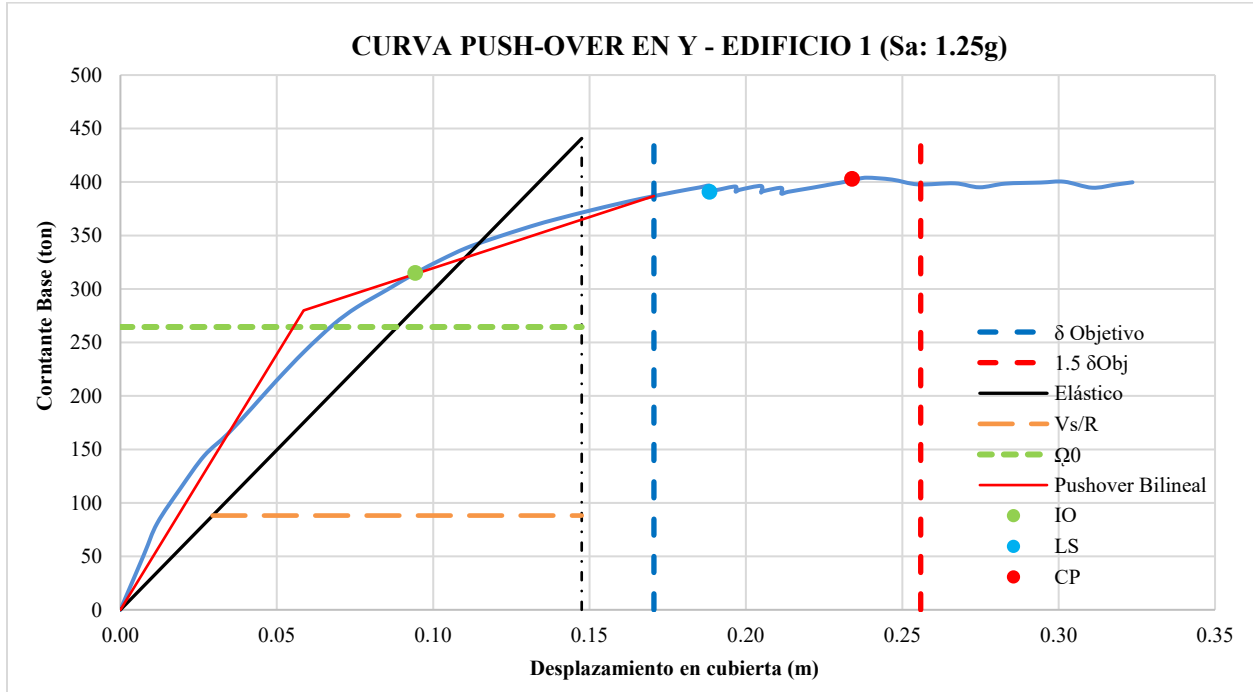
Es claro que la Edificación No. 2 es menos rígida que la Edificación No.1, por lo cual permite mayores desplazamientos laterales, llegando a 31 cm en el sentido X y 32 cm en el sentido Y, para una misma demanda sísmica de 0.86g; no obstante, el desempeño estructural de la Edificación No. 2 es acorde con la filosofía de diseño adoptada, presentando una mayor rotulación plástica en las vigas, sin deterioro de la resistencia en las columnas.

### 6.1.3 Demanda sísmica de Sa: 1.25g (Periodo de retorno 2475 años)

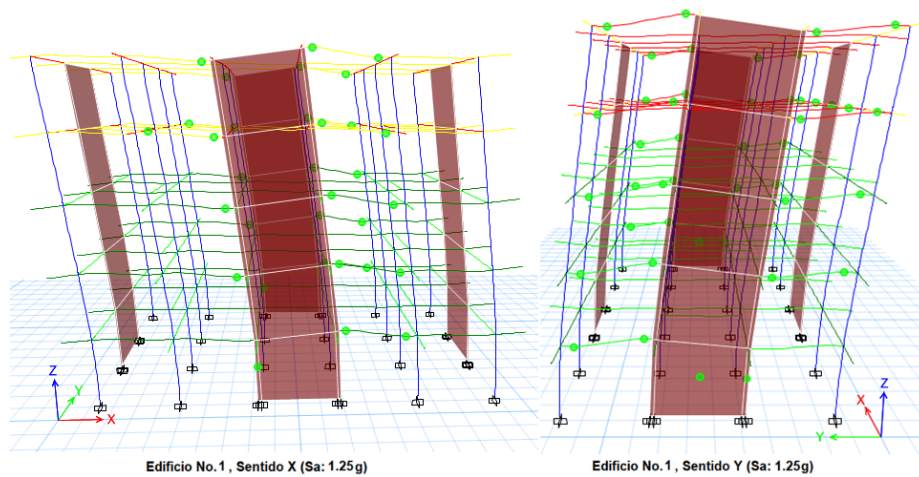
En la Figura 77 y Figura 78 se presentan las curvas de capacidad de la Edificación No.1 para una demanda sísmica de 1.25g, mientras que en la Figura 80 y Figura 81 se presentan las curvas de capacidad de la Edificación No. 2, para una demanda sísmica de 0.9g, ya que la pérdida de capacidad de resistir carga lateral no permitió llegar a 1.25g.



**Figura 77.** Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 1, Sentido X, Sa: 1.25g

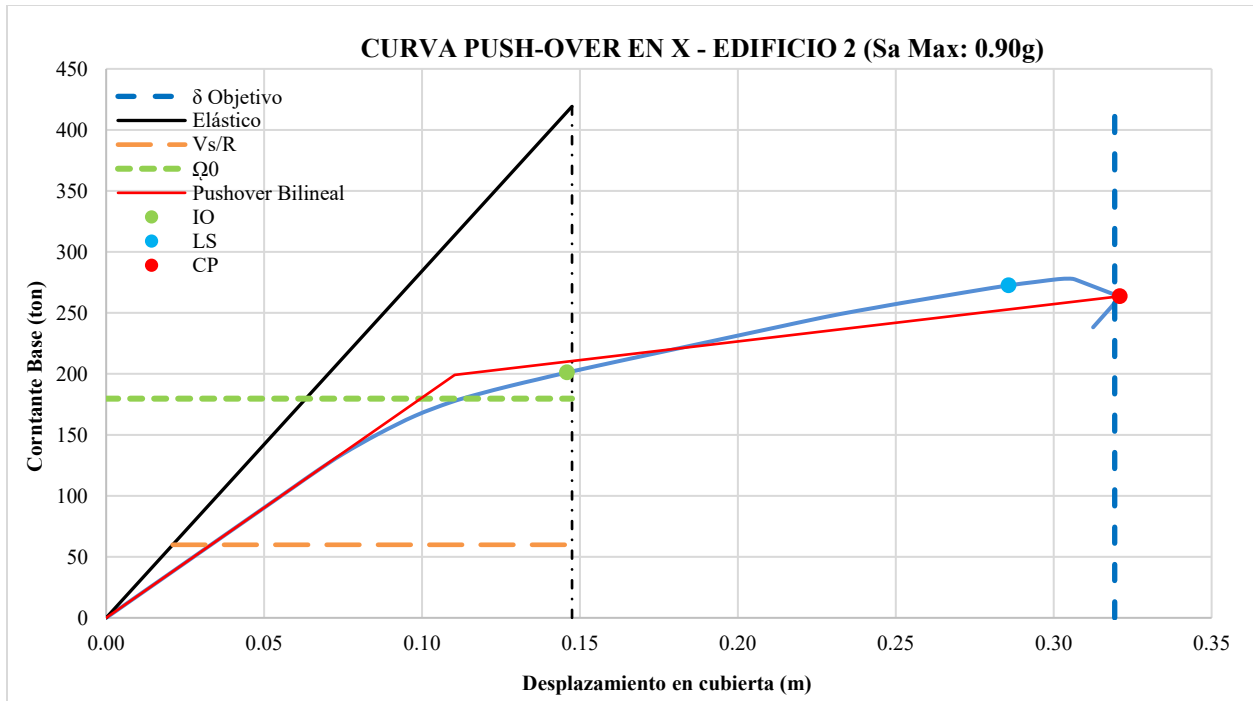


**Figura 78.** Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 1, Sentido Y, Sa: 1.25g

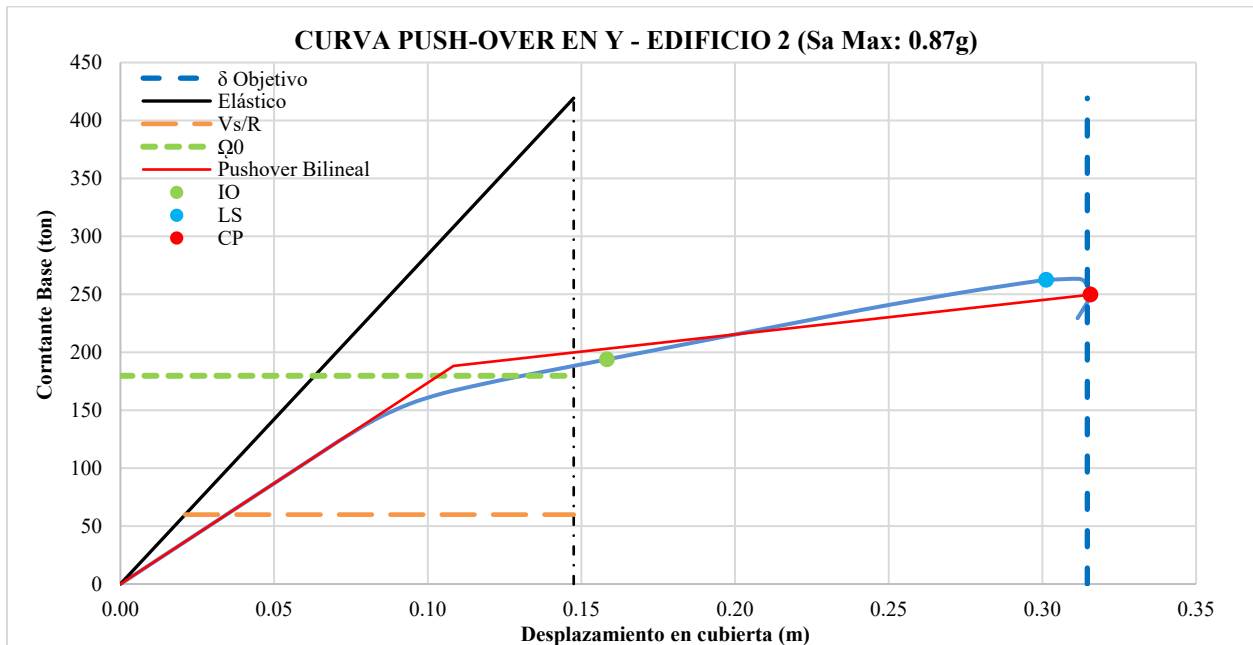


**Figura 79.** Estado de rótulas plásticas Edificación No. 1 para una Sa: 1.25g

Es claro que la Edificación No.1 ha sufrido un daño estructural leve en la mayoría de las vigas colaterales a los muros estructurales, de igual manera daño leve en la base de los muros, sin embargo no se afectaría su ocupación, llegando a un nivel de desempeño sísmico de Ocupación Inmediata. El desplazamiento objetivo de 17 cm es bajo en relación a la alta demanda sísmica y a la reducción de rigidez empleada, indicando que tiene un sobredimensionamiento de sus elementos, principalmente en los muros estructurales. Es así que el cortante generado en la base de 390 tonf es un poco más de cuatro veces el cortante de diseño (88 tonf).



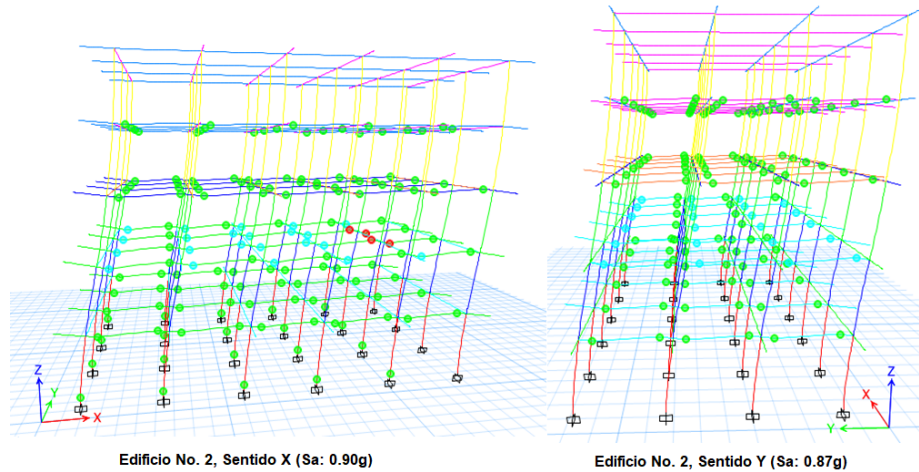
**Figura 80.** Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 2, Sentido X, Sa: 0.9g



**Figura 81.** Comparación en curvas de capacidad de la Edificación No. 2, Sentido Y, Sa: 0.87g

De la Figura 81 se evidencia que la Edificación No. 2 no es capaz de resistir una aceleración del terreno de Sa: 1.25g dado que se genera una falla global en las vigas del segundo piso al alcanzar una demanda sísmica de Sa: 0.87g en Sentido Y y Sa: 0.90g en Sentido X, e impidiendo que la estructura resista mayor carga lateral. La estructura desarrolla un desplazamiento máximo de alrededor de 31 cm, sin fallas frágiles sus elementos estructurales y bajo una ductilidad aceptable,

teniendo en cuenta que cada 15 cm de desplazamiento lateral se pasa de un nivel de desempeño a otro.



**Figura 82.** Estado de rótulas plásticas Edificación No. 2 para una Sa: 1.25g y Sa: 1.16g

De esta manera, la Edificación No. 2 ha llegado a un nivel de desempeños sísmico de Prevención al Colapso bajo una demanda sísmica de Sa: 0.87g, indicando que la estructura posee daño grave en sus componentes y se encuentra al borde del colapso parcial. La edificación ha sufrido degradación significativa de resistencia global en el segundo piso, debido a la rotulación en sus vigas y falla en varias de ellas; sin embargo, las columnas no han sufrido daño grave, presentando estado de rotulación leve en el primer piso únicamente. De esta manera, desde el punto de vista económico, es viable llevar a cabo una reparación y rehabilitación de sus elementos para volver a ocuparla.

### 6.1.4 Estado de rotulación plástica en las edificaciones

A continuación se presenta el estado de rotulación de los elementos estructurales para cada una de las edificaciones.

**Tabla 34.** Nivel de daño en los elementos hasta el desplazamiento objetivo para Sa: 0.65g

Nivel de daño en los elementos hasta el Desplazamiento Objetivo, Sa: 0.65g								
Nivel de daño	Análisis en el Sentido X				Análisis en el Sentido Y			
	Edificación No. 1		Edificación No. 2		Edificación No. 1		Edificación No. 2	
	δ Objetivo	0.07m	δ Objetivo	0.23m	δ Objetivo	0.07m	δ Objetivo	0.24m
	Rótulas formadas		Rótulas formadas		Rótulas formadas		Rótulas formadas	
<b>Sin Daño</b>	736	100%	660	84.6%	736	100%	672	86.2%
<b>IO</b>	0	0%	120	15.4%	0	0%	108	13.8%
<b>LS</b>	0	0%	0	0.0%	0	0%	0	0.0%
<b>CP</b>	0	0%	0	0.0%	0	0%	0	0.0%
<b>Total de rótulas</b>	<b>736</b>	<b>100%</b>	<b>780</b>	<b>100%</b>	<b>736</b>	<b>100%</b>	<b>780</b>	<b>100%</b>

Fuente: Elaboración a partir de Etabs

En la Tabla 34 se compara el nivel el estado de rotulación de ambas edificaciones para una demanda sísmica de Sa: 0.65g. Allí se puede verificar que la Edificación No. 1 no sufre ningún daño estructural, dado que sus elementos no presentaron rotulación plástica.

Por otra parte, la Edificación No. 2 presentó rotulación plástica con nivel de daño IO en 60 vigas del primer, segundo y tercer nivel; mientras que en el análisis en Sentido Y, se generaron rotulación plástica en 54 vigas de los tres primeros pisos, manteniendo el nivel de daño de Ocupación Inmediata. Esto indica que no se generarían riesgos de lesiones mortales debido al daño estructural, y aunque se requieren reparaciones menores, no se afecta el funcionamiento o habitabilidad de la edificación.

**Tabla 35.** Nivel de daño en los elementos hasta el desplazamiento objetivo para Sa: 0.86g

Nivel de daño en los elementos hasta el Desplazamiento Objetivo, Sa: 0.86g								
Nivel de daño	Análisis en el Sentido X				Análisis en el Sentido Y			
	Edificación No. 1		Edificación No. 2		Edificación No. 1		Edificación No. 2	
	$\delta$ Objetivo	0.09m	$\delta$ Objetivo	0.31m	$\delta$ Objetivo	0.09m	$\delta$ Objetivo	0.31m
	Rótulas formadas		Rótulas formadas		Rótulas formadas		Rótulas formadas	
<b>Sin Daño</b>	736	100%	618	79.2%	734	99.7%	636	81.5%
<b>IO</b>	0	0%	152	19.5%	2	0.3%	132	16.9%
<b>LS</b>	0	0%	10	1.3%	0	0.0%	12	1.5%
<b>CP</b>	0	0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%
<b>Total de rótulas</b>	<b>736</b>	<b>100%</b>	<b>780</b>	<b>100%</b>	<b>736</b>	<b>100%</b>	<b>780</b>	<b>100%</b>

Fuente: Elaboración a partir de Etabs

En la Tabla 35 se compara el nivel el estado de rotulación de ambas edificaciones para una demanda sísmica de Sa: 0.86g. Allí se puede verificar que la Edificación No. 1 sufre daño estructural leve en dos de sus vigas del cuarto piso.

Por otra parte, la Edificación No. 2 presentó rotulación plástica con nivel de daño IO en 80 vigas del primer, segundo, tercer y cuarto piso ubicadas en el Sentido X, con 10 de ellas en nivel de daño LS; mientras que en el análisis en el Sentido Y, se generaron rotulación plástica en 72 vigas ubicadas en el primer, segundo, tercer y cuarto piso con nivel de daño de Ocupación Inmediata, con 12 de ellas en nivel de daño LS. Esto indica que aunque el número de vigas con daño leve aumentaron considerablemente, aún no se produce un colapso total de la edificación.

**Tabla 36.** Nivel de daño en los elementos hasta el desplazamiento objetivo para Sa: 1.25 g

Nivel de daño en los elementos hasta el Desplazamiento Objetivo, Sa: 1.25g								
Nivel de daño	Análisis en el Sentido X				Análisis en el Sentido Y			
	Edificación No. 1		Edificación No. 2		Edificación No. 1		Edificación No. 2	
	$\delta$ Objetivo	0.17m	$\delta$ Objetivo	0.44m	$\delta$ Objetivo	0.15m	$\delta$ Objetivo	0.43m
	Rótulas formadas		Rótulas formadas		Rótulas formadas		Rótulas formadas	
<b>Sin Daño</b>	704	95.7%	618	79.2%	692	94.0%	636	81.5%
<b>IO</b>	32	4.3%	136	17.4%	44	6.0%	121	15.5%



Nivel de daño en los elementos hasta el Desplazamiento Objetivo, Sa: 1.25g								
Nivel de daño	Análisis en el Sentido X				Análisis en el Sentido Y			
	Edificación No. 1		Edificación No. 2		Edificación No. 1		Edificación No. 2	
	$\delta$ Objetivo	0.17m	$\delta$ Objetivo	0.44m	$\delta$ Objetivo	0.15m	$\delta$ Objetivo	0.43m
	Rótulas formadas		Rótulas formadas		Rótulas formadas		Rótulas formadas	
<b>LS</b>	0	0.0%	22	2.8%	0	0.0%	23	2.9%
<b>CP</b>	0	0.0%	4	0.5%	0	0.0%	0	0.0%
<b>Total de rótulas</b>	<b>736</b>	<b>100%</b>	<b>780</b>	<b>100%</b>	<b>736</b>	<b>100%</b>	<b>780</b>	<b>100%</b>

Fuente: Elaboración a partir de Etabs

De la Tabla 36 se evidencia que la Edificación No. 1 ha sufrido daño estructural leve en vigas laterales de muros estructurales para todos los niveles, e igualmente nivel de daño OI en la base de los muros estructurales, indicando que puede resistir mayores cargas y desplazamientos laterales.

Ahora bien, ante una demanda sísmica de 0.9g, la Edificación No. 2 presenta rotulación plástica con nivel de daño IO en todas las columnas del primer piso, indicando que la filosofía de columna fuerte viga débil se cumple correctamente. Adicionalmente, dentro del análisis en el sentido X se presentó nivel de daño LS en 18 vigas del segundo piso, y 2 vigas colapsadas, lo que causa una falla general del sistema de entrepiso, impidiendo soportar mayor carga lateral. Este mismo comportamiento se presenta también en el análisis en el Sentido Y, generando colapso en vigas del segundo piso y reduciendo la capacidad de resistir más carga lateral al edificio. No obstante, no se generaron fallas frágiles en la edificación, y los daños importantes se generaron en vigas del segundo piso, lo que permite una posible rehabilitación de la misma.

### 6.1.1 Cuantía de obra

Para determinar la cuantía de obra de los elementos estructurales principales de las edificaciones, se optó por dibujar ambas edificaciones en el software Cypecad, esto permitió hallar la cantidad de concreto y acero de manera más acertada. En la Figura 83 se presentan las cantidades de obra reportadas para el primer piso de la Edificación No. 2.

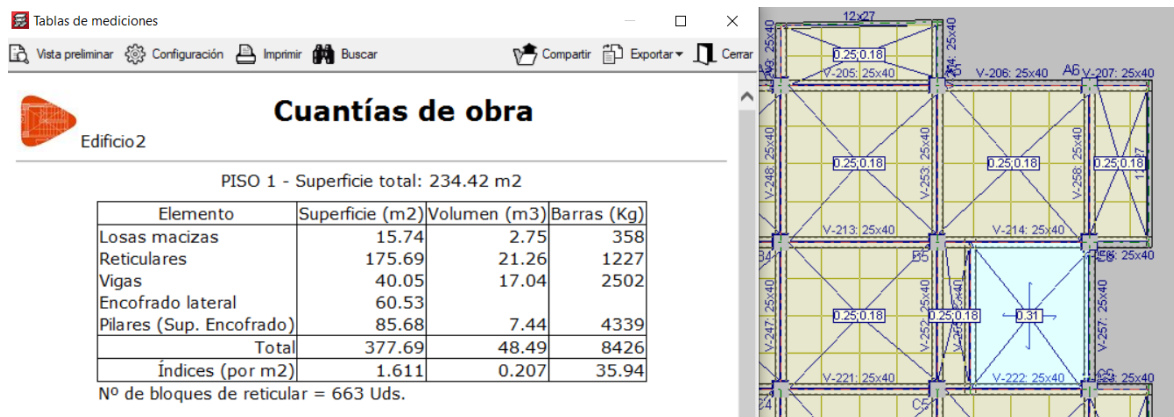


Figura 83. Cuantía de obra en las edificaciones

Dado que los sistemas de entrepiso de ambas edificaciones son iguales, no se tendrá en cuenta dicho ítem para realizar la comparación de cantidades de obra. Así pues, se tendrán en cuenta los volúmenes de concreto y acero en vigas, columnas y muros.

En la Tabla 37 se presenta la cantidad de concreto y acero por piso para la Edificación No. 1, mientras que en la Tabla 38 se presenta las cantidades de obra para la Edificación No 2.

**Tabla 37.** Cuantías de obra por piso para la Edificio No. 1

<b>Cuantías de obra Edificio No. 1</b>				
<b>Elemento</b>	<b>Piso 1 = Piso 2= Piso 3</b>		<b>Piso 4 = Piso 5</b>	
	<b>Volumen (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Barras (Kg)</b>	<b>Volumen (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Barras (Kg)</b>
<b>Vigas</b>	13.58	2343	13.58	2196
<b>Muros</b>	8.02	2341	8.02	2341
<b>Columnas</b>	5.12	1536	5.12	1536
<b>Total</b>	<b>26.72</b>	<b>6220.00</b>	<b>26.72</b>	<b>6073.00</b>

Fuente: Elaboración a partir de Cypecad

**Tabla 38.** Cuantías de obra por piso para la Edificio No. 2

<b>Cuantías de obra Edificio No. 2</b>						
<b>Elemento</b>	<b>Piso 1 = Piso 2</b>		<b>Piso 3</b>		<b>Piso 4 = Piso 5</b>	
	<b>Volumen (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Barras (Kg)</b>	<b>Volumen (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Barras (Kg)</b>	<b>Volumen (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Barras (Kg)</b>
<b>Vigas</b>	17.04	2502	17.04	2380	15.03	1965
<b>Columnas</b>	7.44	4339	7.44	3377	7.68	3310
<b>Total</b>	<b>24.48</b>	<b>6841.00</b>	<b>24.48</b>	<b>5757.00</b>	<b>22.71</b>	<b>5275.00</b>

Fuente: Elaboración a partir de Cypecad

Finalmente, en la Tabla 39 se presenta las cuantías de obra totales en ambas edificaciones. Es claro que la Edificación No. 1 requiere de 14 m<sup>3</sup>, un 11% más de concreto que la Edificación No. 2, dado que su sistema estructural está compuesto por muros en toda su altura. Así mismo, requiere de 817 Kg más de acero, casi un 3% más de acero que la Edificación No. 2.

**Tabla 39.** Cuantías de obra totales en ambas edificaciones

<b>Cuantías de obra Totales</b>				
<b>Elemento</b>	<b>Edificación No. 1</b>		<b>Edificación No. 2</b>	
	<b>Volumen (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Barras (Kg)</b>	<b>Volumen (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Barras (Kg)</b>
<b>Vigas</b>	67.9	11421	81.18	11314
<b>Muros</b>	40.1	11705	0	0
<b>Columnas</b>	25.6	7680	37.68	18675
<b>Total</b>	<b>133.6</b>	<b>30806</b>	<b>118.86</b>	<b>29989</b>

Fuente: Elaboración a partir de Cypecad

Esto indica que aunque se aumentaron las secciones transversales en las vigas de los tres primeros pisos en la Edificación No. 2, y se usó mayor cuantía de acero en sus columnas, se requiere de menor cantidad de acero y concreto que en la Edificación No. 1.

# Capítulo 7: Conclusiones

La metodología de diseño presentada en el AIS 114-17 se desarrolló para llevar a cabo el diseño de los elementos estructurales para la Edificación No. 1. Es evidente que los métodos y procedimientos adoptados en el AIS 114-17 son sencillos y claros; sin embargo, requieren de gran cantidad de hojas de cálculo y recurso tiempo para el avalúo de cargas, determinación de demanda sísmica y diseño en los elementos estructurales, en comparación con el uso de softwares especializados, los cuales permiten realizar análisis de cargas en las estructuras de manera rápida y menos conservadora.

El diseño de la Edificación No. 1 se realizó acorde con las limitaciones y criterios mínimos presentados por el AIS 114-17, obteniendo secciones y cuantías mínimas para sus elementos. No obstante, el uso de muros estructurales como sistema de resistencia sísmica es demasiado conservador para el tipo, uso y altura de la edificación, generando mayores cantidades de concreto y acero.

Para la Edificación No. 1, diseñada bajo la metodología AIS 114-17, no se presentaron rotulaciones plásticas en sus elementos estructurales ante una demanda sísmica representada por una aceleración de 0.65g (sismo de diseño), alcanzando un desempeño totalmente operacional a un desplazamiento objetivo de 7 cm, por lo cual la edificación no presentaría daño en sus elementos estructurales y no estructurales, acorde con los criterios establecidos por la ASCE 41-17.

El desempeño sísmico de la Edificación No. 2, ante el sismo de diseño, considera un desplazamiento objetivo alrededor de 24 cm en ambas direcciones en estudio, llegando a un punto de desempeño ubicado en la zona de Ocupación Inmediata (OI), generando daños leves en vigas de los tres primeros pisos sin considerar cierres temporales para su ocupación dado que no hay pérdida significativa en la resistencia puntual o global, siendo una respuesta adecuada para el tipo de edificación.

Mediante la cuantificación de rótulas plásticas se pudo determinar el nivel de daño en los elementos estructurales para ambas estructuras. Así mismo, se evidenció gráficamente las zonas y componentes con mayor deterioro ante diferentes demandas sísmicas, lo que permite tener un enfoque más amplio de los posibles daños estructurales y rehabilitación antes un evento sísmico superior al de diseño.

De las curvas de capacidad de ambas edificaciones se ha podido cuantificar la sobrerresistencia demandada, establecida para el caso como la relación entre el cortante generado en el punto de desempeño demandado y el cortante de diseño de la edificación. Variables como la reducción de la resistencia de los materiales, factores de mayoración en las fuerzas de diseño, justifican la existencia de esta sobrerresistencia. Para ambas edificaciones se obtuvieron sobrerresistencia cercanas a 3, aun cuando la Edificación No. 1 consideró el uso de muros a cortante. Esto indica que el uso obligatorio de muros presentado por el AIS 114-17, genera mayor rigidez a la edificación lo que conlleva a mayores demandas sísmicas y no a un aporte a la sobrerresistencia.

Cabe mencionar que el AIS 114-17 plantea un coeficiente de disipación de energía de  $R = 5$ , un valor menor a lo usado mediante la NSR-10 de  $R=7$ , lo que indica que se usó una mayor demanda sísmica para el diseño de los elementos en la Edificación No. 1, sin embargo se obtienen valores similares de sobrerresistencia en ambas edificaciones.

Es claro que la metodología presentada en el AIS 114-17, bajo los criterios mínimos de diseño, considera un sobredimensionamiento de sus elementos y el uso innecesario de muros a corte bajo las limitaciones geométricas que considera. Esto conlleva a una posición demasiado conservadora, yendo en contra de un diseño óptimo y generando sobrecostos acordes con el nivel de importancia, demanda sísmica y tipo de edificación.

El mecanismo de falla obtenido mediante el pushover para la edificación No. 2, permite asegurar un correcto comportamiento de la estructura, suponiendo una rotulación plástica inicial en las vigas inferiores y rotaciones plásticas que disminuyen en los pisos superiores; condicionando el fallo de la estructura a grandes demandas de rotaciones en las columnas de los pisos inferiores.

Al reducir el uso de concreto y de acero en la Edificación No. 2, debido a la ausencia de muros en concreto, se obtiene una reducción en su costo. Así mismo, se obtiene un nivel de ductilidad adecuado que no produce un nivel de daño representativo en la estructura. Esto indica que se obtuvo un comportamiento apropiado, controlando el mecanismo de falla en la edificación.

Mediante el análisis estático no lineal y junto a la metodología del ASCE 41-17, se obtuvo información esencial sobre el nivel de daño ante diferentes demandas sísmicas para las dos edificaciones, definiendo la ubicación y número de rótulas plásticas en sus elementos estructurales. Esto permite proyectar el nivel de desempeño deseado y una redistribución adecuada de la demanda-resistencia de sus elementos, generando un mecanismo de colapso adecuado en las edificaciones.

El diseño basado en desempeño supone un avance en comparación con un diseño sísmico convencional, asegurando un mejor comportamiento sísmico; aun cuando requiere un mayor conocimiento y manejo de conceptos no lineales de los materiales, y mayor complejidad en la metodología de diseño, existen herramientas de software que facilitan su aplicación. De igual manera, el diseño basado en desempeño proporciona información relevante en cuanto a sistema de falla de la estructura, por lo cual se pueden evidenciar puntos o zonas susceptibles a fallas no esperadas y posibles rehabilitaciones antes un evento sísmico superior al de diseño, lo que permite tomar decisiones entorno al costo – beneficio de la estructura.

Los efectos P-Delta son más notables en estructuras aporricadas debido a que la baja rigidez conlleva a mayores derivas, que combinado a las cargas gravitacionales, genera una amplificación significativa en la demanda de los elementos. Adicionalmente, el efecto P-Delta influye de manera más representativa en la respuesta sísmica cuando los componentes estructurales ingresan en el rango no lineal, generando un potencial de colapso superior cuanto mayores son las rotulas plásticas que se generan en la estructura.

# Bibliografía

AIS & ACI Colombia. (2017). *AIS 114-17*. Bogotá.

American Society of Civil Engineers . (2010). *ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. United States.

American Society of Civil Engineers & Structural Engineering Institute. (2014). *ASCE/SEI 41-13: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*.

American Society of Civil Engineers & Structural Engineering Institute. (2017). *ASCE/SEI 41-17: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*.

American Society of Civil Engineers. (2000). *FEMA-356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington D. C.

Applied Technology Council. (1985). *ATC-13: Earthquake Damage Evaluation Data for California*. Redwood City.

Applied Technology Council. (1987). *ATC-14: Evaluating the Seismic Resistance of Existing Buildings*. Redwood City.

Applied Technology Council. (1996). *ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings*. California.

Applied Technology Council. (2009). *ATC-58: Guidelines for Seismic Performance Assessment of Buildings*. Redwood City.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *Reglamento colombiano de construcción sísmo resistente, NSR-10*. Bogotá D.C., Colombia.

- Ballén, S. (2009). VIVIENDA SOCIAL EN ALTURA: ANTECEDENTES Y CARACTERÍSTICAS DE PRODUCCIÓN EN BOGOTÁ. *INVI*, 95-124. Obtenido de <https://dx.doi.org/10.4067/S0718-83582009000300004>
- Bedoya Ruiz, D. (2008). Nuevas tendencias en el diseño de materiales y estructuras. *Sello Editorial*.
- Camacol & Sena. (2015). Proyecto de investigación del sector de la construcción de edificaciones en Colombia. Obtenido de <https://hdl.handle.net/11404/2532>
- Carrillo, J. (2019). *Sistemas dinámicos de MGD*. Curso de Maestría, Unv. Militar Nueva Granada, Bogotá.
- Carrillo, J. (2020). *Elementos sometidos a flexión*. Curso de Maestría, Unv. Militar Nueva Granada, Bogotá.
- Chopra, A. (1995). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice-Hall.
- Clough, R., & Penzien, J. (1995). *Dynamics of Structures* (THIRD EDITION ed.). Berkeley, USA.
- Federal Emergency Management Agency. (1996). *FEMA 273: NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington D.C.
- Federal Emergency Management Agency. (2005). *FEMA 440: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington D. C.

Federal Emergency Management Agency. (2006). *FEMA 445: Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines. Program Plan for New and Existing Buildings.*

Washington, D.C.

Fédération internationale du béton. (2003). Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings: State-of-art report. *Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete.*

García, L. (1998). *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico.* Bogotá D.C., Colombia: Ediciones Universidad de Los Andes.

Ghobarah, A. (2001). *Performance-based design in earthquake engineering: State of development.* Ontario, Canadá: Engineering Structures.

González, R., Bairán, J., & Huaman, V. (2011). Estudio comparativo de los métodos de diseño sísmico basados en fuerzas y desplazamientos aplicados a un edificio de hormigón armado de media altura. *V Congreso de ACHE.*

Hamburger, R., & Rojahn, C. (2004). *The ATC-58 project: development of next-generation performance-based earthquake engineering design criteria for buildings.* 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canadá.

Hognestad, E. (1951). Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members. *University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering. Engineering Experiment Station.*

Kent, D., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. (U. o. Canterbury, Ed.) *Journal of the Structural Division, 1969-1990.*

- Mander, J. (1984). *Seismic Design of Bridge Piers*, Ph.D. University of Canterbury, Department of civil engineering, New Zealand.
- Mander, J., Priestley, N., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*.
- Mohd, Z., & Keshav, S. (2016). *Review on Recent developments in the performance-based seismic design of reinforced concrete structures*. Institution of Structural Engineers, Mumbai, India. Obtenido de <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2016.03.001>
- Organización Panamericana de la Salud. (2012). La respuesta de salud al terremoto de Haití Enero de 2010.
- Ospina, A., Urrego, H., & Botero, J. (2013). Aplicación de un método basado en el desempeño para el análisis y diseño sismo resistente de puentes de concreto reforzado. *Ingeniería y Ciencia*, 9, 209-236.
- Papanikolaou, V., & Elnashai, A. (2005). *Limits of Applicability of Conventional and Advance Pushover Analysis for Seismic Response Assessment*. University of Illinois at Urbana, Mid-America Earthquake Center, Illinois.
- Park, R., & Paulay, T. (1978). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Ciudad de México: Limusa.
- Priestley, M. (2000). Performance Based Seismic Design. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33.
- Reinhorn, A., & Deierlein, G. (2010). *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers*. San Francisco, Califo: NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4.



Salazar, G. (2018). Terremotos y salud: lecciones y recomendaciones. *Salud pública Méx*, 60.

Obtenido de <https://doi.org/10.21149/9445>

Structural Engineering Association of California. (1995). *Performance based seismic engineering of buildings, vol. I and vol. II: conceptual framework*. California.