

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS COMPARATIVO DE DISEÑO SÍSMICO DE
ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO POR EL
MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE Y MÉTODO DE
DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO**

PRESENTADO POR:

JULIO ADALBERTO VALDIVIESO CARDOZA

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, ABRIL DE 2018

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

MSC. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO

SECRETARIO GENERAL:

MSC. CRISTÓBAL HERNÁN RÍOS BENÍTEZ

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL

SECRETARIO:

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR:

ING. JORGE OSWALDO RIVERA FLORES

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título:

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE DISEÑO SÍSMICO DE
ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO POR EL
MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE Y MÉTODO DE
DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO**

Presentado por:

JULIO ADALBERTO VALDIVIESO CARDOZA

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

MSC. ING. CARLOS ALBERTO ESCOBAR FLORES

SAN SALVADOR, ABRIL DE 2018

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

MSC. ING. CARLOS ALBERTO ESCOBAR FLORES

AGRADECIMIENTOS

A Dios por darme la capacidad y tenacidad necesaria para poder culminar este trabajo de graduación.

Al MSc. Ing. Carlos Alberto Escobar Flores, por guiarme durante todo el proceso del trabajo de graduación, por sus valiosas aportaciones sobre el enfoque y desarrollo del tema, y especialmente por su paciencia y apoyo en todo momento.

Al Dipl.-Ing; Ing. Manuel de Jesús Gutiérrez Hernández, por todas sus aportaciones, lineamientos y exigencias durante el desarrollo de esta investigación.

Al PhD. Manuel López, por compartir información que ha sido fundamental para el desarrollo del trabajo de graduación.

A Marissa Alvarenga, por motivarme siempre para no desistir hasta alcanzar mis metas y por haber sido mi apoyo incondicional durante todo este proceso.

A Verence Centeno, Luis Solórzano y Christopher Pérez, por haberme apoyado desinteresadamente en los momentos que necesité su ayuda.

DEDICATORIA

A mis padres, a mis hermanos, a mis tíos y a mi familia en general, que de una forma u otra me han brindado su apoyo incondicional, por sus valiosos consejos y por darme ánimo en los momentos difíciles.

CONTENIDO

| | |
|---|----|
| CAPÍTULO I: GENERALIDADES | 1 |
| 1.1 Introducción | 2 |
| 1.2 Antecedentes | 3 |
| 1.3 Planteamiento del problema..... | 6 |
| 1.4 Objetivos | 7 |
| 1.4.1 Objetivo General..... | 7 |
| 1.4.2 Objetivos Específicos | 8 |
| 1.5 Alcances | 8 |
| 1.6 Limitaciones..... | 9 |
| 1.7 Justificación..... | 9 |
| CAPÍTULO II: MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE..... | 1 |
| 2.1 Cortante basal de diseño y coeficiente sísmico..... | 14 |
| 2.1.1 Factor de zonificación sísmica A..... | 15 |
| 2.1.2 Factor de Importancia I..... | 17 |
| 2.1.3 Coeficientes de sitio..... | 18 |
| 2.1.4 Factor de reducción de resistencia, R | 19 |
| 2.2 Período de la estructura..... | 21 |

| | |
|--|-----------|
| 2.2.1 Método A..... | 22 |
| 2.2.2 Método B..... | 22 |
| 2.3 Distribución vertical de la fuerza lateral..... | 23 |
| 2.4 Distribución horizontal del cortante..... | 25 |
| 2.5 Volteo..... | 28 |
| 2.6 Determinación de la deriva de entrepiso..... | 28 |
| 2.7 Efectos P-Delta..... | 29 |
| 2.8 Componente vertical de las fuerzas sísmicas..... | 30 |
| CAPÍTULO III: MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO..... | 11 |
| 3.1 Selección de Objetivos de Desempeño..... | 34 |
| 3.2 Niveles de desempeño..... | 36 |
| 3.3 Niveles de amenaza sísmica..... | 39 |
| 3.4 Diseño preliminar de la estructura..... | 40 |
| 3.5 Evaluación del Desempeño..... | 41 |
| 3.5.1 Criterios de aceptación..... | 42 |
| 3.6 Diseño Basado en Desplazamiento Directo..... | 45 |
| 3.6.1 Estados límites de diseño y niveles de desempeño..... | 46 |
| 3.6.2 Selección del estado límite de diseño..... | 49 |

| | | |
|--------|--|----|
| 3.6.3 | Formulación general del método. | 50 |
| 3.6.4 | Desplazamiento de diseño del piso crítico..... | 51 |
| 3.6.5 | Desplazamiento de diseño de estructura sustituta..... | 52 |
| 3.6.6 | Masa equivalente. | 52 |
| 3.6.7 | Altura efectiva..... | 53 |
| 3.6.8 | Ductilidad de desplazamiento de diseño..... | 53 |
| 3.6.9 | Amortiguamiento viscoso equivalente..... | 54 |
| 3.6.10 | Periodo efectivo de la estructura sustituta. | 54 |
| 3.6.11 | Rigidez efectiva de la estructura sustituta..... | 56 |
| 3.6.12 | Distribución del cortante basal de diseño. | 57 |
| 3.6.13 | Momento de diseño para elementos estructurales. | 58 |
| 3.6.14 | Rigidez de los elementos estructurales. | 59 |
| 3.6.15 | Efectos P-Delta | 59 |
| 3.6.16 | Diseño de elementos estructurales..... | 60 |
| 3.6.17 | Verificación del diseño. | 62 |
| 3.7 | Diseño por el Método de Espectro de Capacidad. | 63 |
| 3.7.1 | Metodología para desarrollar análisis no lineal simplificado. | 64 |
| 3.7.2 | Determinación de la capacidad de la estructura..... | 65 |

| | |
|--|----------|
| 3.7.3 Determinación de la demanda..... | 70 |
| 3.7.4 Revisión del desempeño. | 77 |
| 3.7.5 Fortalecimiento y endurecimiento de la estructura..... | 79 |
| 3.8 Diseño por el Método de Coeficientes de Desplazamiento | 81 |
| 3.8.1 Representación bilineal de la curva de capacidad. | 81 |
| 3.8.2 Periodo efectivo | 82 |
| 3.8.3 Desplazamiento objetivo..... | 83 |
| 3.8.4 Evaluación del desempeño..... | 86 |
| 3.8.5 Fortalecimiento y endurecimiento de la estructura..... | 88 |
| CAPÍTULO IV: APLICACIÓN DEL MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE | 2 |
| 4.1 Caso de estudio. | 90 |
| 4.1.1 Descripción general. | 90 |
| 4.2 Aplicación del Método Estático Equivalente..... | 93 |
| 4.2.1 Cortante basal de diseño. | 93 |
| 4.2.2 Distribución vertical de la fuerza lateral..... | 97 |
| 4.2.3 Revisión de derivas de entrepiso. | 100 |
| 4.2.4 Combinaciones de carga. | 101 |
| 4.2.5 Modelo estructural..... | 102 |

| | |
|--|-----------|
| 4.2.6 Análisis y diseño estructural..... | 103 |
| 4.2.7 Evaluación del desempeño..... | 105 |
| CAPÍTULO V: APLICACIÓN DE MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO..... | 90 |
| 5.1 Diseño Basado en Desplazamiento Directo..... | 109 |
| 5.1.1 Selección del estado límite de diseño..... | 109 |
| 5.1.2 Desplazamiento de diseño del piso crítico..... | 109 |
| 5.1.3 Desplazamiento de diseño de la estructura sustituta..... | 110 |
| 5.1.4 Masa Equivalente..... | 111 |
| 5.1.5 Altura efectiva de la estructura sustituta..... | 111 |
| 5.1.6 Ductilidad de desplazamiento de diseño..... | 111 |
| 5.1.7 Amortiguamiento viscoso equivalente..... | 113 |
| 5.1.8 Periodo efectivo de la estructura..... | 114 |
| 5.1.9 Rigidez efectiva de la estructura sustituta..... | 117 |
| 5.1.10 Distribución del cortante basal de diseño..... | 117 |
| 5.1.11 Diseño de elementos estructurales..... | 118 |
| 5.1.12 Verificación del diseño..... | 119 |
| 5.2 Aplicación de diseño por el Método de Espectro de Capacidad..... | 125 |

| | |
|---|------------|
| 5.2.1 Análisis estático no lineal pushover..... | 125 |
| 5.2.2 Cálculo del punto de desempeño. | 128 |
| 5.2.3 Revisión del desempeño. | 132 |
| 5.2.4 Fortalecimiento y endurecimiento de la estructura..... | 135 |
| 5.3 Aplicación del Método de Coeficientes de Desplazamiento. | 140 |
| 5.3.2 Desplazamiento objetivo..... | 141 |
| 5.3.3 Evaluación del desempeño..... | 142 |
| 5.3.4 Fortalecimiento y endurecimiento de la estructura..... | 145 |
| CAPÍTULO VI: ANÁLISIS DE RESULTADOS | 109 |
| 6.1 Curva de capacidad de cada estructura. | 150 |
| 6.1.1 Estructura diseñada por el Método Estático Equivalente. | 150 |
| 6.1.2 Estructura diseñada por el Método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo. | 152 |
| 6.1.3 Estructura diseñada por el Método de Espectro de Capacidad. | 153 |
| 6.1.4 Estructura diseñada por el Método de Coeficientes de Desplazamiento. | 154 |
| 6.1.5 Comparación de las curvas de capacidad de cada método de diseño. | 154 |
| 6.1.6 Ductilidad de cada estructura..... | 156 |
| 6.1.7 Energía disipada por cada estructura. | 157 |

| | |
|--|-----|
| 6.2 Punto de desempeño de cada estructura..... | 161 |
| 6.2.1 Punto de desempeño de estructura diseñada mediante el Método Estático Equivalente. | 162 |
| 6.2.2 Punto de desempeño de estructura diseñada por el Método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo..... | 163 |
| 6.2.3 Punto de desempeño de estructura diseñada por el Método de Espectro de Capacidad..... | 164 |
| 6.2.4 Punto de desempeño de estructura diseñada por el Método de Coeficientes de Desplazamiento..... | 165 |
| 6.3 Mecanismo de falla de cada estructura. | 167 |
| 6.3.1 Mecanismo de falla de estructura diseñada por el Método Estático Equivalente. | 167 |
| 6.3.2 Mecanismo de falla de estructura diseñada por el Método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo..... | 169 |
| 6.3.3 Mecanismo de falla de estructura diseñada por el Método de Espectro de Capacidad..... | 170 |
| 6.3.4 Mecanismo de falla de estructura diseñada por el Método de Coeficientes de Desplazamiento..... | 172 |
| 6.4 Geometría de los elementos estructurales. | 173 |
| 6.5 Cuantía de acero de refuerzo..... | 174 |

| | |
|--|------------|
| 6.6 Rigidez elástica y degradación de rigidez..... | 174 |
| 6.7 Estimación de costo directo de cada estructura..... | 177 |
| CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES | 150 |
| 7.1 Conclusiones..... | 179 |
| 7.1.1 Método Estático Equivalente..... | 179 |
| 7.1.2 Método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo..... | 180 |
| 7.1.3 Método de Espectro de Capacidad..... | 181 |
| 7.1.4 Método de Coeficientes de Desplazamiento..... | 182 |
| 7.1.5 Conclusión general..... | 183 |
| 7.2 Recomendaciones..... | 184 |
| Referencias Bibliográficas | 185 |
| ANEXOS..... | 186 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura II-1. Mapas de aceleración máxima para El Salvador. | 16 |
| Figura II-2. Mapa de zonificación sísmica de El Salvador, tomado de NTDS. | 17 |
| Figura II-3. Modos de vibración de una estructura. | 23 |
| Figura II-4. Distribución en altura del cortante basal. | 25 |
| Figura II-5. Torsión en entrepiso. | 26 |
| Figura II-6. Cortante aplicado en el centro de masa. | 27 |
| Figura III-1. Flujograma representativo del Diseño Basado en Desempeño. | 33 |
| Figura III-2. Objetivos de Desempeño y su relación con Niveles de Desempeño y Amenaza Sísmica. | 36 |
| Figura III-3. Representación gráfica de Niveles de Desempeño..... | 38 |
| Figura III-4. Deriva de techo..... | 43 |
| Figura III-5. Estado límite de secciones y estructura..... | 49 |
| Figura III-6. Formulación general del método..... | 51 |
| Figura III-7. Espectro de aceleración y espectro de desplazamiento. Adaptado de Priestley et al ³ | 55 |
| Figura III-8. Espectro de desplazamiento de diseño. Adaptado de Priestley et al ³ | 56 |
| Figura III-9. Curva típica de rótula plástica. | 67 |
| Figura III-10. Distribución de fuerzas laterales para análisis pushover. | 68 |
| Figura III-11. Curva de capacidad obtenida de análisis pushover. | 69 |
| Figura III-12. Espectro de respuesta normal y transformado. Adaptado de ATC-40..... | 71 |

| | |
|---|-----|
| Figura III-13. Punto de desempeño de prueba. Adaptado de ATC-40..... | 73 |
| Figura III-14. Representación bilineal del espectro de capacidad. Adaptado de ATC-40 | 74 |
| Figura III-15. Espectro de respuesta elástico y reducido. Adaptado de ATC-40 | 76 |
| Figura III-16. Representación bilineal de la curva de capacidad. | 82 |
| Figura III-17. Ejemplo de espectro de respuesta..... | 85 |
| Figura IV-1. Vista en planta del segundo nivel..... | 92 |
| Figura IV-2. Vista en elevación de la edificación..... | 92 |
| Figura IV-3. Mapa de zonificación sísmica de El Salvador, tomado de NTDS ¹ | 93 |
| Figura IV-4. Modelo tridimensional de la edificación..... | 103 |
| Figura IV-5. Modelo estructural con Carga Muerta aplicada en cada nivel. | 104 |
| Figura IV-6. Modelo estructural con Carga Viva aplicada en cada nivel. | 104 |
| Figura IV-7. Punto de desempeño de la edificación. | 105 |
| Figura IV-8. Mecanismo de falla para el punto de desempeño..... | 107 |
| Figura V-1. Espectro de respuesta de aceleración. Basado en la NTDS ¹ | 114 |
| Figura V-2. Espectro de desplazamiento. | 115 |
| Figura V-3. Espectro de desplazamiento reducido. | 116 |
| Figura V-4. Punto de desempeño de la estructura..... | 120 |
| Figura V-5. Comportamiento general de rótulas plásticas..... | 121 |
| Figura V-6. Estado de rótulas plásticas en un eje de la estructura. | 122 |
| Figura V-7. Comportamiento de una rótula plástica en columna. | 123 |
| Figura V-8. Comportamiento de una rótula plástica en viga. | 124 |

| | |
|---|-----|
| Figura V-9. Diagrama de Momento-Curvatura idealizado. | 126 |
| Figura V-10. Punto de desempeño según patrón de carga NTDS en dirección X-X..... | 128 |
| Figura V-11. Punto de desempeño según patrón de carga NTDS en dirección Y-Y..... | 129 |
| Figura V-12. Punto de desempeño según primer modo de vibración en dirección X-X. | 130 |
| Figura V-13. Punto de desempeño según primer modo de vibración en dirección Y-Y. | 131 |
| Figura V-14. Mecanismo de falla de la estructura. | 132 |
| Figura V-15. Comportamiento idealizado de una rótula plástica. | 134 |
| Figura V-16. Comportamiento de una rótula plástica en columna. | 135 |
| Figura V-17. Punto de desempeño para la estructura mejorada..... | 136 |
| Figura V-18. Mecanismo de falla de estructura mejorada. | 137 |
| Figura V-19. Mecanismo de falla para un eje de la estructura..... | 138 |
| Figura V-20. Comportamiento de una rótula plástica en columna. | 139 |
| Figura V-21. Comportamiento de una rótula plástica en viga. | 139 |
| Figura V-22. Representación bilineal de una curva de capacidad. | 141 |
| Figura V-23. Punto de desempeño de la estructura..... | 142 |
| Figura V-24. Mecanismo de falla de la estructura. | 143 |
| Figura V-25. Comportamiento de una rótula plástica en columna. | 144 |
| Figura V-26. Punto de desempeño de la estructura mejorada..... | 145 |
| Figura V-27. Mecanismo de falla de estructura mejorada. | 146 |
| Figura V-28. Mecanismo de falla en un eje de la estructura mejorada..... | 147 |

| | |
|---|-----|
| Figura V-29. Comportamiento de una rótula plástica en columna. | 147 |
| Figura V-30. Comportamiento de una rótula plástica en viga. | 148 |
| Figura VI-1. Curva de capacidad de la estructura diseñada mediante el Método Estático Equivalente..... | 151 |
| Figura VI-2. Curva de capacidad de estructura diseñada con Método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo. | 152 |
| Figura VI-3. Curva de capacidad de estructura diseñada mediante el Método de Espectro de Capacidad. | 153 |
| Figura VI-4. Curva de capacidad de estructura diseñada mediante el Método de Coeficientes de Desplazamiento. | 154 |
| Figura VI-5. Curva de capacidad de las estructuras diseñadas con las diferentes metodologías. | 155 |
| Figura VI-6. Energía disipada por estructura diseñada mediante Método Estático Equivalente..... | 158 |
| Figura VI-7. Energía disipada por estructura diseñada mediante Diseño Basado en Desplazamiento Directo. | 159 |
| Figura VI-8. Energía disipada por estructura diseñada mediante Método de Espectro de Capacidad y Método de Coeficientes de Desplazamiento. | 160 |
| Figura VI-9. Punto de desempeño de estructura diseñada mediante el Método Estático Equivalente..... | 162 |
| Figura VI-10. Punto de desempeño de estructura diseñada por el Método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo. | 163 |

| | |
|---|-----|
| Figura VI-11. Punto de desempeño de estructura diseñada por el Método de Espectro de Capacidad..... | 164 |
| Figura VI-12. Punto de desempeño de estructura diseñada por el Método de Coeficientes de Desplazamiento. | 165 |
| Figura VI-13. Mecanismo de falla de estructura diseñada mediante Método Estático Equivalente..... | 167 |
| Figura VI-14. Mecanismo de falla de estructura diseñada mediante Diseño Basado en Desplazamiento Directo. | 169 |
| Figura VI-15. Mecanismo de falla de estructura diseñada mediante Método de Espectro de Capacidad. | 170 |
| Figura VI-16. Mecanismo de falla de estructura diseñada mediante Método de Coeficientes de Desplazamiento. | 172 |
| Figura VI-17. Rigidez elástica e inelástica de la estructura. | 175 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|---|----|
| Tabla II-1. Factor de zonificación sísmica, tomada de NTDS..... | 17 |
| Tabla II-2. Factores de importancia. Tomada de NTDS..... | 18 |
| Tabla II-3. Coeficientes de sitio C_0 y T_0 . Tomada de NTDS..... | 19 |
| Tabla II-4. Valores admisibles de la deriva de entrepiso Δ . Tomada de NTDS | 29 |
| Tabla III-1. Límites de deformación. | 43 |
| Tabla III-2. Límite de deriva de entrepiso para edificios de concreto reforzado..... | 50 |
| Tabla III-3. Límites de deformación. Tomada de ATC-40..... | 77 |
| Tabla III-4. Criterio de aceptación para la deformación en rótulas plásticas en vigas de concreto reforzado. Adaptado de ATC-40 | 78 |
| Tabla III-5. Criterio de aceptación para la deformación en rótulas plásticas en columnas de concreto reforzado. Adaptada de ATC-40 | 79 |
| Tabla III-6. Valores del coeficiente de modificación C_0 . Adaptada de FEMA 356..... | 83 |
| Tabla III-7. Valores para el coeficiente de modificación C_2 . Adaptada de FEMA 356 .. | 85 |
| Tabla III-8. Límites de deformación. Adaptada de ATC-40..... | 86 |
| Tabla III-9. Criterio de aceptación para la deformación de rótulas plásticas en vigas de concreto reforzado..... | 87 |
| Tabla III-10. Criterio de aceptación para la deformación de rótulas plásticas en columnas de concreto reforzado..... | 87 |
| Tabla IV-1. Factor de zonificación sísmica. | 94 |
| Tabla IV-2. Factores de Importancia. | 94 |
| Tabla IV-3. Coeficientes de sitio. | 94 |

| | |
|---|-----|
| Tabla IV-4. Valores típicos de carga muerta. | 96 |
| Tabla IV-5. Carga sísmica distribuida por nivel. | 98 |
| Tabla IV-6. Distribución vertical de la fuerza lateral. | 98 |
| Tabla IV-7. Cálculo de periodo de la estructura. | 99 |
| Tabla IV-8. Cálculo de periodo de la estructura. | 99 |
| Tabla IV-9. Revisión de derivas de entrepiso. | 100 |
| Tabla IV-10. Revisión de derivas de entrepiso. | 101 |
| Tabla IV-11. Combinaciones de carga para diseño. Tomado de ACI 318-14 | 101 |
| Tabla V-1. Cálculo del desplazamiento de diseño. | 110 |
| Tabla V-2. Distribución del cortante basal. | 118 |
| Tabla V-3. Patrón de cargas obtenido de la NTDS. | 127 |
| Tabla V-4. Patrón de cargas obtenido del primer modo de vibración de la estructura. . | 127 |
| Tabla VI-1. Ductilidad de cada estructura. | 157 |
| Tabla VI-2. Cantidad de energía disipada por cada estructura. | 160 |
| Tabla VI-3. Resumen de parámetros de desempeño. | 166 |
| Tabla VI-4. Geometría de elementos estructurales. | 173 |
| Tabla VI-5. Cuantía promedio de acero de refuerzo de elementos estructurales. | 174 |
| Tabla VI-6. Rigidez elástica e inelástica de cada estructura. | 176 |
| Tabla VI-7. Estimación de costo directo de cada estructura. | 177 |

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 Introducción

La presente investigación tiene como objetivo realizar una comparación del comportamiento estructural de dos edificios diseñados mediante dos enfoques de diseño distintos, los cuales son el Método Estático Equivalente y Método de Diseño Basado en Desempeño. El Método Estático Equivalente es utilizado actualmente en nuestro país para el diseño de estructuras sismorresistentes y el Método de Diseño Basado en Desempeño es un enfoque con mayor proyección a futuro en esta rama de la ingeniería.

Debido a que algunas estructuras diseñadas con el método tradicional no han respondido de la manera esperada ante eventos sísmicos, como fue el caso de los sismos de Loma Prieta (California, Estados Unidos, 1989) donde si bien muchos edificios resistieron el evento sísmico sin colapsar, el nivel de daño que estos presentaron hacía su reparación económicamente inviable; y el terremoto de Kobe (Japón, 1995) en donde además de presentar los mismos problemas observados para el terremoto de Loma Prieta, se observó que muchos edificios que habían sido diseñados con las especificaciones sísmicas para la época, colapsaron. Esto motivó a replantear el enfoque de diseño sísmico y se formula la filosofía de Diseño Basado en Desempeño. Ante lo cual se ve la necesidad en nuestro país de optar por nuevas herramientas, más precisas pero a la vez más sofisticadas, las cuales dan como resultado una representación mucho más realista del comportamiento de las estructuras, permitiendo al diseñador obtener mejor información para resolver los problemas que estas podrían presentar ante un evento sísmico.

1.2 Antecedentes

El Salvador es un país ubicado en una de las regiones de mayor amenaza sísmica del mundo, esta región es denominada el Cinturón de Fuego del Pacífico, cuya extensión abarca todas las costas del Océano Pacífico y se caracteriza por concentrar algunas de las zonas de subducción más importantes del planeta, lo que ocasiona una intensa actividad sísmica en las zonas que abarca.

Es por esto que las estructuras en El Salvador se deben diseñar considerando a la acción sísmica como una de las partes más importante durante su concepción. El Salvador cuenta con la Norma Técnica para Diseño por Sismo (NTDS)¹. Esta norma es parte del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones, y desde su elaboración en el año 1994 ha servido de referencia para el análisis y diseño de estructuras sismorresistentes. La NTDS, establece el Método Estático Equivalente para obtener la distribución en altura de las fuerzas laterales que afectarán a las estructuras, entendiendo que estas fuerzas laterales son las que genera el movimiento del suelo durante un sismo (ya que el viento también ejerce fuerzas laterales a una edificación, pero estas no serán analizadas en esta investigación). Se estudiará este método el cual está basado en una variación lineal de aceleraciones influenciada primordialmente por el modo fundamental de vibración de la estructura, es decir, la manera principal en que una edificación responde ante un movimiento del suelo, considerando únicamente el sismo de diseño establecido por la norma. Este Método Estático consiste en esquematizar la excitación sísmica mediante sistemas de fuerzas estáticas proporcionales a las cargas gravitatorias.

Este procedimiento de análisis, en general, es aplicable a estructuras de configuraciones regulares en distribución de masas y rigideces, tanto en planta y elevación.

Durante los últimos 20 años, a nivel internacional, las investigaciones en Ingeniería Sísmica se han centrado principalmente en un tema en específico: Diseño Sísmico Basado en Desempeño. Este método tiene como objetivo diseñar sistemas estructurales capaces de resistir los movimientos sísmicos mediante un mecanismo de comportamiento plástico consistente y estable (Viera, 2004)². La filosofía fundamental consiste en que las estructuras deberían ser diseñadas para alcanzar un nivel de desempeño objetivo, definido por desplazamiento límite, bajo un determinado nivel de intensidad sísmica. Además este método trata de predecir, en la manera de lo posible, el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico determinado, considerando una respuesta no lineal de estas, es decir, su entrada en el rango inelástico. El Diseño Basado en Desempeño generalmente requiere esfuerzo y tiempo adicional, pero este también da al ingeniero una mayor flexibilidad a la hora de escoger un sistema estructural y el método de análisis a utilizar. Esta flexibilidad se puede visualizar al contrastar este método de diseño con los métodos de diseño establecidos en los diferentes códigos y normativas incluida la normativa nacional. Los códigos actuales hacen énfasis en qué métodos de análisis se debe utilizar, y a partir de esto se busca cumplir con los diferentes requisitos que estos códigos establecen; al contrario, en la filosofía de diseño por desempeño, lo primero que se define son los objetivos que la estructura debe alcanzar ante determinados sismos y una vez establecidos estos objetivos, se procede a la selección del sistema estructural y el método

de análisis que el ingeniero considere pueda brindarle los mejores resultados. Cabe mencionar que la mayoría de códigos permiten estos procedimientos alternativos, siempre y cuando se demuestre que el resultado es igual o superior al requerido por estos. Además, en el Diseño Basado en Desempeño participan en la toma de decisiones diversos actores con un interés en la estructura a diseñar, además del ingeniero diseñador, estos pueden ser el dueño de la estructura, los potenciales compradores u ocupantes, entidades que brindarán financiamiento, etc. Una explicación más detallada de estos actores se brindará en el capítulo III, el cual detalla las consideraciones generales de esta filosofía de diseño.

El Diseño Basado en Desempeño generalmente involucra determinados niveles de movimiento del suelo en un sitio específico, lo cual conlleva a la selección de sismos representativos para los que la estructura será diseñada. Estos sismos representativos son cuatro y se denominan: Sismo Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro, con periodos de retorno de 43, 72, 475 y 970 años, respectivamente.

Para cada uno de los sismos mencionados existe un nivel de ocupación o nivel de desempeño correspondiente, estos son: Operacional para un sismo frecuente, Ocupación Inmediata para un sismo ocasional, Seguridad de Vida para un sismo raro y Prevención del Colapso para un sismo Muy Raro.

Un nivel de ocupación operacional implica que la estructura no debe sufrir ningún daño ante un evento sísmico frecuente; Ocupación Inmediata corresponde a un estado en el cual se tiene un daño estructural muy limitado, el cual no compromete la capacidad estructural

ni la rigidez de la estructura. Son necesarias únicamente intervenciones menores como limpieza y readecuación del contenido que perdió su ubicación original durante el sismo, para que la estructura vuelva a ser completamente funcional y pueda ser ocupada; Seguridad de Vida es un término usado para definir el nivel de desempeño con un margen confortable antes de que la estructura llegue al colapso, en este nivel aparecen daños más significativos en la estructura; Prevención del Colapso implica que la estructura será dañada fuertemente tanto en sus elementos estructurales como no estructurales, llegando este daño a tal grado que la estructura no pueda ser reparada, pero esta no colapsará.

1.3 Planteamiento del problema

Como se mencionó anteriormente, la NTDS establece los métodos de análisis a utilizar para el diseño de estructuras sismorresistente, pero estos métodos pueden ser sustituidos siempre y cuando se demuestre que las estructuras diseñadas mediante métodos alternativos serán estables y seguras. Además esta norma fue elaborada a mediados de la década de 1990, lo cual indica que no fue posible tomar en cuenta, al momento de su elaboración, los avances e investigaciones realizadas durante los últimos 20 años. Estos avances permiten una mejor concepción y análisis de las estructuras y un mejor aprovechamiento de las características de los distintos materiales usados en su construcción, en este caso en particular: concreto y acero de refuerzo. Por esta razón se detecta la necesidad de comparar el diseño de estructuras mediante el Método Estático Equivalente (establecido en la NTDS), con uno de los métodos más modernos y con mayor

proyección de crecimiento tanto en investigación como en utilización en el análisis y diseño sísmico de estructuras: Método de Diseño Basado en Desempeño.

En esta investigación se pretende identificar la conveniencia, o no, de utilizar este nuevo método de diseño en nuestro país, mediante la comparación con el método tradicionalmente utilizado; pudiendo identificar ventajas y/o desventajas para cada uno de estos en los aspectos estructurales y de seguridad de las edificaciones. Por ejemplo, qué estructura tiene un mejor comportamiento ante un sismo dado, es decir, al someter estas estructuras a un mismo sismo, cuál de estas fue dañada en menor intensidad.

Esta comparación se llevará a cabo diseñando cada edificio siguiendo los lineamientos que cada metodología establece, con la particularidad que para el Diseño Basado en Desempeño se tiene una diversidad de diferentes enfoques a seguir, por lo cual, se estudiarán tres de las principales metodologías de este.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

- Evaluar el comportamiento de estructuras diseñadas por el Método Estático Equivalente y Método de Diseño Basado en Desempeño, para identificar características de respuesta en función de la energía disipada, desplazamiento lateral, rigidez y capacidad de deformación inelástica.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Elaborar una descripción detallada de cada método de diseño estudiado.
- Desarrollar modelos estructurales en programas de análisis y diseño estructural, aprovechando la potencia de estos en la rapidez de cálculo y la aplicación de métodos de diseño que involucran análisis complejos como es el Diseño Basado en Desempeño.
- Identificar ventajas y/o desventajas entre cada metodología estudiada.
- Aplicar análisis estático no lineal para obtener la curva de capacidad de las estructuras.

1.5 Alcances

- Se diseñarán edificios con sistema estructural de marcos de concreto reforzado ubicadas en el área metropolitana de San Salvador.
- En la presente investigación no se llevará a cabo un análisis de interacción suelo-estructura.
- Se estudiará únicamente la superestructura de cada edificio.
- No se elaborarán planos con detalles estructurales para los diferentes elementos diseñados.
- El diseño por el Método Estático Equivalente se basará principalmente en la Norma Técnica para Diseño por Sismo establecida en El Salvador.

- Se realizará un diseño de las estructuras aplicando el Método de Diseño Basado en Desempeño, con base en códigos y publicaciones internacionales.
- El Diseño Basado en Desempeño es un concepto que abarca el diseño, construcción, función y mantenimiento de la edificación. En esta investigación se abordará únicamente la etapa de diseño.

1.6 Limitaciones

- En los últimos años se han realizado mejoras al Método Estático Equivalente, pero estas mejoras no serán tomadas en cuenta porque la NTDS no las contempla.
- El Diseño Basado en Desempeño permite la participación de diversos actores interesados en el proceso de diseño de la estructura, entre los cuales está el diseñador, dueño, autoridad competente, acreedores y potenciales compradores; por ser esta una investigación teórica, esta interacción no será posible de realizar.

1.7 Justificación

El objetivo fundamental del diseño sismorresistente ha sido evitar el colapso de las estructuras durante sismos de gran intensidad y que estas no presenten daños considerables durante sismos de intensidad moderada. Sin embargo, el comportamiento observado de las estructuras durante sismos de distintas características en diversas partes del mundo ha evidenciado que estos objetivos no se han alcanzado de manera satisfactoria. Esto ha

puesto en evidencia que la confiabilidad en el diseño sísmico es menor de la que se pensaba.

Según Priestley et al³, existen algunas debilidades en el diseño por el Método Estático Equivalente, entre las que se puede mencionar que este método asume la rigidez inicial para determinar el periodo de la estructura y la distribución de las fuerzas de diseño en los diferentes elementos estructurales, y debido a que la rigidez depende de la geometría de la estructura, esta no es conocida hasta que el proceso de diseño sea completado. Además se ha tenido una percepción errónea de que la capacidad de deformación inelástica de la estructura era más importante que la capacidad de desplazamiento, aunque estas estén estrechamente relacionadas. Otro problema fundamental en el comportamiento de estas estructuras fue la suposición de que las características elásticas de la estructura son el mejor indicador del comportamiento inelástico que esta tendrá. Cabe mencionar que esta suposición es de dudosa validez.

Es así como a nivel internacional se ha visto la necesidad de replantear las filosofías tradicionales de diseño sísmico. Por lo tanto, como parte de este replanteamiento se ha buscado complementar la fase numérica del diseño sísmico con una fase conceptual de desempeño en la cual se establecen, previo al diseño, los objetivos que la estructura debe cumplir bajo determinadas condiciones.

Ya que el objetivo práctico de los procedimientos de análisis sísmicos es predecir el comportamiento esperado de la estructura durante un evento sísmico, la filosofía de diseño

por desempeño se ha constituido dentro de este contexto como la alternativa más viable para el planteamiento de metodologías de diseño que den lugar a que las estructuras cumplan con los objetivos inicialmente establecidos. Los avances logrados hasta el momento han permitido plantear requerimientos de diseño sísmico basados en esta filosofía y se proyecta que la siguiente generación de códigos y/o normas estarán basados en ella (Moehle, 2015)⁴.

Por esta razón se estima conveniente estudiar la viabilidad de aplicar en El Salvador, todos estos avances en Ingeniería Sísmica realizados internacionalmente, con el fin de que las nuevas edificaciones puedan ser diseñadas tomando en cuenta estas disposiciones para lograr un mejor desempeño sísmico y una mayor seguridad estructural.

CAPÍTULO II

MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE

El diseño de estructuras en El Salvador está regulado por el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones⁵ el cual tiene entre sus objetivos establecer los requisitos mínimos para garantizar la completa operatividad de las estructuras ante un sismo moderado; y en caso de un sismo severo, evitar un posible colapso y la consecuente pérdida de vidas humanas. Este reglamento está conformado por diferentes normas técnicas entre las cuales se va a destacar la Norma Técnica para Diseño por Sismo (NTDS) donde se establece los requisitos mínimos para el diseño sísmico de las estructuras en el país.

Esta norma técnica proporciona los criterios de diseño que tienen como objetivo servir de fundamento para la toma de decisiones, principalmente en las etapas iniciales de diseño. Además establece los métodos de análisis a utilizar para la determinación de las fuerzas laterales que genera un sismo. Siendo de principal interés para esta investigación el Método Estático Equivalente.

El Método Estático Equivalente brinda una manera sencilla de incorporar los efectos de la respuesta dinámica inelástica a un análisis estático lineal. En esta metodología, la respuesta dominante ante un movimiento del suelo es en la dirección horizontal.

En este método las fuerzas inerciales que varían en el tiempo son remplazadas por fuerzas estáticas aplicadas al nivel de cada piso. La magnitud de estas fuerzas está basada en una simplificación de las formas modales y su participación. Para este procedimiento se asume que la relación de los desplazamientos de entrepisos y las masas son razonablemente uniformes en la altura del edificio.

El Método Estático Equivalente ha sido el más utilizado en el país en los últimos años para el diseño sismorresistente de estructuras, y a continuación se brinda una descripción detallada de este.

2.1 Cortante basal de diseño y coeficiente sísmico.

El cortante basal de diseño brinda la magnitud de fuerzas laterales a las que una estructura se verá sometida durante un sismo. Se estima que la estructura bajo la acción de estas fuerzas presentará deformaciones inelásticas, pero sin alcanzar el colapso. Por lo cual, este cortante basal está relacionado con el sistema estructural y la habilidad de este para disipar energía.

En la mayoría de los casos tendría un costo muy elevado diseñar estructuras que permanezcan en su rango elástico ante cualquier evento sísmico, en consecuencia es permitido el comportamiento inelástico con el fin de reducir las cargas sísmicas siempre y cuando este comportamiento no comprometa la capacidad de carga gravitacional de la estructura.

La mayoría de códigos de construcción adoptan una representación simplificada de la expresión para obtener el cortante basal, donde este se expresa como un compuesto de un número de variables que son determinadas de forma individual para la estructura y para el sitio en que esta se encuentra.

La NTDS establece el cálculo del cortante basal de diseño de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$V=C_s W \quad [\text{Ec. II} - 1]$$

El coeficiente sísmico C_s depende principalmente del periodo de la estructura y además incluye la influencia del tipo de suelo en el sitio (ver sección 2.1.3). Como se puede observar en la Ec. II-1, este coeficiente representa el porcentaje del peso total de la estructura para el cálculo del cortante basal de diseño.

Según la NTDS, el valor del coeficiente sísmico C_s debe determinarse por la ecuación siguiente:

$$C_s = \frac{AIC_0}{R} \left(\frac{T_0}{T} \right)^{2/3} \quad [\text{Ec. II} - 2]$$

Este coeficiente también se ve afectado por diversos factores, los cuales serán abordados en las secciones siguientes.

2.1.1 Factor de zonificación sísmica A.

Según Bommer, Salazar y Samayoa, 1998⁶, se han desarrollado diversos estudios para determinar la amenaza sísmica en el país, los cuales han permitido llevar a cabo la elaboración de mapas conisovalores para la aceleración máxima del terreno. Cabe mencionar que han existido grandes diferencias en los resultados obtenidos en estos estudios. Al comparar estos resultados mencionados, se identifica que las diferencias se deben principalmente a incertidumbres asociadas con los datos de entrada, es decir, con los datos disponibles en los registros históricos de terremotos ocurridos en la región.

En la figura II-1 se puede apreciar las diferencias para los valores de aceleración máxima obtenidos.

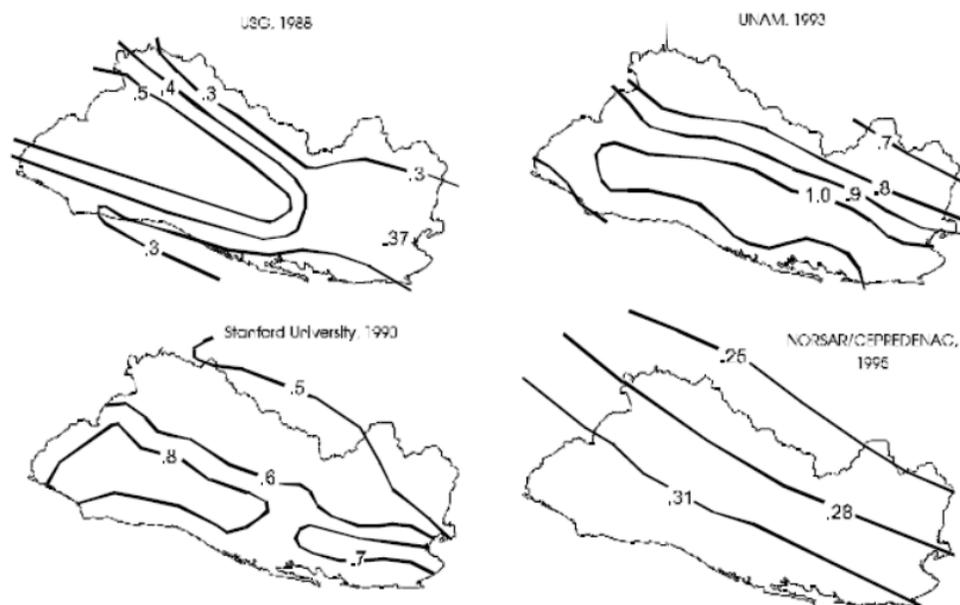


Figura II-1. Mapas de aceleración máxima para El Salvador.

La zonificación sísmica para el país, establecida por la NTDS, ha sido una división simple en dos áreas (ver figura II-2), si bien, originalmente se tuvo la intención de llevar a cabo una microzonificación sísmica de San Salvador, esta no fue realizada. La zonificación sísmica está basada principalmente en registros históricos de sismicidad y en estimaciones probabilísticas para la aceleración máxima que tiene un 10 % de probabilidad de ser excedida en un periodo de 50 años.

En la figura II-2 se puede apreciar la zonificación sísmica establecida por la NTDS para El Salvador.

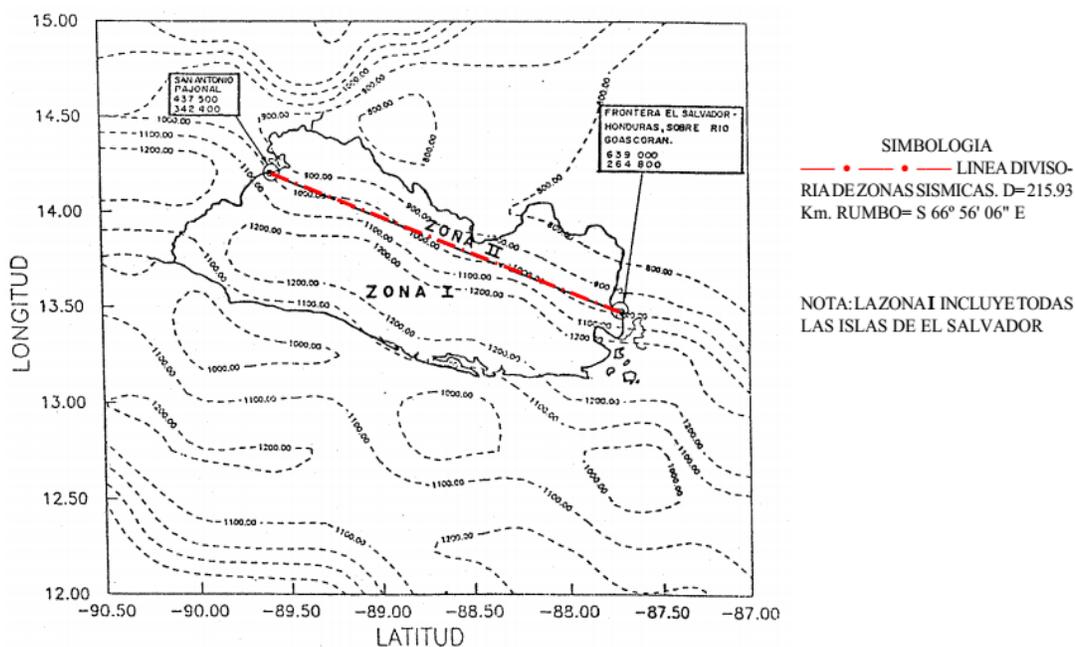


Figura II-2. Mapa de zonificación sísmica de El Salvador, tomado de NTDS.

En la tabla II-1 se muestra el valor del factor A para su respectiva zona en el país.

Tabla II-1. Factor de zonificación sísmica, tomada de NTDS.

| Zona | Factor A |
|------|----------|
| I | 0.40 |
| II | 0.30 |

2.1.2 Factor de Importancia I.

El factor de importancia se establece ante la necesidad de proteger instalaciones esenciales que deben operar después de un sismo, tales como hospitales, estaciones de bomberos y cualquier otra instalación que presente un servicio público esencial para la población.

La NTDS, define tres categorías de ocupación para El Salvador, con sus respectivos factores de importancia. Para la categoría I, que comprende establecimientos esenciales o

peligrosos, se pueden mencionar hospitales, centros de salud, centrales de telecomunicaciones, instalaciones escolares y militares, entre otros; la categoría II, edificios de ocupación especial, comprende edificios gubernamentales, universidades, mercados, etc; la categoría III, edificaciones de ocupación normal, se puede mencionar viviendas, locales comerciales, etc. Estos son algunos ejemplos de edificaciones y su respectiva categorización. Para una categorización completa, se recomienda ver la NTDS.

El factor de importancia I, relacionado con cada categoría de ocupación se presenta en la Tabla II-2

Tabla II-2. Factores de importancia. Tomada de NTDS.

| Categoría de ocupación | Factor de importancia I |
|------------------------|-------------------------|
| I | 1.5 |
| II | 1.2 |
| III | 1.0 |

2.1.3 Coeficientes de sitio

Como se mencionó anteriormente, el Método Estático Equivalente brinda una manera sencilla de incorporar los efectos dinámicos inelásticos a través de un análisis estático lineal. Similarmente los coeficientes de sitio brindan una manera simple de tomar en cuenta las demandas sísmicas en función de la condición del suelo en el sitio. Estos coeficientes están relacionados con las características dinámicas del suelo en el sitio y su rigidez. Según la NTDS, estos factores fueron definidos para el Área Metropolitana de San Salvador y debido a la falta de información adicional, fueron generalizados para todo el territorio nacional. Estos valores se presentan a continuación en la Tabla II-3.

Tabla II-3. Coeficientes de sitio C_0 y T_0 . Tomada de NTDS.

| Tipo | Descripción | C_0 | T_0 |
|---|--|-------|-------|
| S_1 | Perfiles de suelo siguientes: a) Materiales de apariencia rocosa caracterizados por velocidades de onda de corte mayores a 500 m/s. b) Suelo con condiciones rígidas o muy densas, cuyo espesor sea menor de 30 m sobre el manto rocoso. | 2.5 | 0.3 |
| S_2 | Perfiles de suelo siguientes: a) Suelo con condiciones rígidas o muy densas cuyo espesor sea de 30 m o más sobre el manto rocoso. b) Suelo con condiciones compactas o muy compactas o medianamente denso con espesor menor de 30 m. | 2.75 | 0.5 |
| S_3 | Perfil de suelo que contiene un espesor acumulado de 4 a 12 m de suelos cohesivos blandos a medianamente compactos o suelos no cohesivos sueltos. | 3.0 | 0.6 |
| S_4 | Perfil de suelo que contiene más de 12 m de suelo cohesivo blando o suelo no cohesivo suelto y caracterizado por una velocidad de onda de corte menor de 150 m/s. | 3.0 | 0.9 |
| El perfil del suelo del sitio se establecerá mediante datos geotécnicos sustentados apropiadamente. En sitios donde las propiedades del suelo no se conocen con detalle como para poder establecer el tipo de perfil de suelo, deberá usarse un perfil de suelo tipo S_3 . Nota: Se debe entender que a mayor profundidad de la establecida para cada perfil de suelo, solo existe roca como la definida para S_1 (a) | | | |

2.1.4 Factor de reducción de resistencia, R

El factor R fue introducido por primera vez en el reporte ATC-3-06⁷, en 1978, y desde entonces su valor ha tomado suma importancia para la determinación de las cargas para diseño sísmico.

Los primeros factores R estaban basados ampliamente en el juicio, resistencia inherente, cantidad de amortiguamiento ante demandas inelásticas y el comportamiento observado de varios sistemas estructurales durante sismos pasados, es decir, en sus inicios, este fue un factor totalmente empírico. Tal es el caso, que el documento donde este se usó por

primera vez, menciona que estos valores requieren de investigaciones adicionales y recomienda su revisión periódica, a medida se tenga nueva información. Hoy en día se cuenta con herramientas y publicaciones principalmente enfocadas para la determinación de este, como el FEMA P965. Tal es la importancia de este factor que actualmente se cuenta con más de 80 valores distintos, definidos para cada sistema estructural utilizado en la construcción moderna; en contraste con la primera publicación, donde fueron incluidos únicamente cuatro sistemas estructurales tipo.

El factor R está destinado a tomar en cuenta el amortiguamiento y la ductilidad inherente en los sistemas estructurales cuando se alcanza el desplazamiento máximo de estos. Además este factor refleja la capacidad de disipar energía a través del comportamiento inelástico de una estructura.

De forma general, la reducción en la fuerza lateral que se hace a través del factor R se debe a dos principales razones: a la ductilidad y a la sobrecapacidad de la estructura tal como se puede apreciar en la siguiente expresión.

$$R = \Omega \times \mu \quad [\text{Ec. II} - 3]$$

La ductilidad es la relación entre el desplazamiento máximo de una estructura y su desplazamiento de fluencia; la sobrecapacidad es la relación entre la capacidad real y la capacidad de diseño de la estructura. Esta última se debe a diversos factores entre los que se puede mencionar la redistribución de fuerzas internas, mayor capacidad de los

materiales, endurecimiento por deformación, elementos estructurales más grandes, detallado del refuerzo estructural, etc.

Según Priestley et al³ en el UBC 94, el cual es el documento de referencia de la NTDS, la ductilidad y el factor R están relacionados de la siguiente forma:

$$R = \frac{8\mu}{3} \quad [\text{Ec. II} - 4]$$

En la relación anterior se puede apreciar la influencia de la ductilidad y la sobre resistencia en el valor del factor R.

La NTDS define esta propiedad de los sistemas estructurales como Factor del Sistema Estructural, R. Este factor es establecido para diversos sistemas estructurales según la NTDS, siendo de principal interés para esta investigación los Marcos de Concreto con Detallado Especial, con un valor de $R = 12$.

2.2 Período de la estructura.

El periodo de una estructura se define de forma general como el tiempo que esta tarda en completar un ciclo de vibración.

Este periodo puede ser calculado de manera precisa en un modelo computacional tridimensional de la estructura. Sin embargo, primeramente es necesario determinar el período de manera empírica mediante el método A, presentado a continuación.

2.2.1 Método A.

Para todos los edificios, el valor de T puede obtenerse de una manera aproximada de la siguiente ecuación:

$$T = C_t (h_n)^{\frac{3}{4}} \quad [\text{Ec. II} - 5]$$

En la Ec. II-5, el valor de C_t , según la NTDS, para marcos de concreto reforzado es de 0.073. Siendo h_n la altura total del edificio.

El valor de C_t tiene como objetivo fijar un valor de período mínimo para las estructuras, con base en que las estructuras con períodos pequeños responden con más fuerza a movimientos del terreno de periodo corto. Esta consideración ha sido interpretada como conservadora, sin embargo, se ha demostrado experimentalmente mediante la determinación de periodos de vibración de estructuras que fueron diseñadas y construidas previo a que la Ec. II-4 fuese establecida, que estos periodos tenían valores muy cercanos a los establecidos por la Ec. II-4.

2.2.2 Método B.

La ecuación empírica usada en la sección anterior es muy elemental y debe usarse únicamente cuando se desconoce las dimensiones de los diferentes elementos estructurales. Un enfoque más recomendado para estimar el periodo de vibración es usando el método Rayleigh, basado en el principio de conservación de la energía, en el cual el periodo es calculado a partir de desplazamientos laterales inducidos por un sistema de fuerzas laterales aplicadas a los niveles de piso.

Usando el método de Rayleigh, el periodo de vibración está dado por la siguiente ecuación.

$$T = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \delta_i}} \quad [\text{Ec. II} - 6]$$

Donde F_i representa cualquier valor de distribución aproximada de las fuerzas laterales de acuerdo con la sección 2.3.

El uso del método B limita el cortante basal a no menos del 80 % del valor calculado por el método A.

2.3 Distribución vertical de la fuerza lateral.

En el Método Estático Equivalente se considera que la estructura responde de una manera simplificada al movimiento del terreno, de acuerdo a su primer modo de vibración y según Paulay & Priestley⁸, para edificios de 10 niveles o menos, este primer modo de vibración se puede asumir como lineal (ver figura II-3).

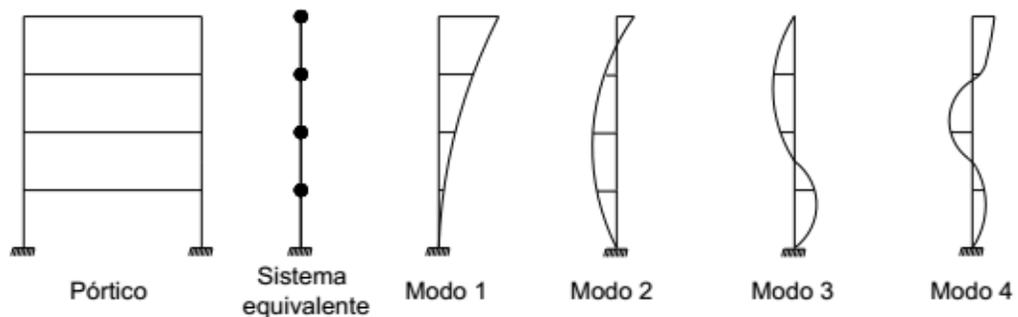


Figura II-3. Modos de vibración de una estructura.

Con base en la configuración deformada de la estructura debido a su primer modo de vibración, la distribución en altura del cortante basal también se distribuye de forma lineal.

Según la NTDS, esta fuerza debe distribuirse sobre la altura de la estructura de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad [\text{Ec. II} - 7]$$

La fuerza concentrada F_t en el último piso, la cual es adicional a F_n , y que pretende incluir en el análisis los efectos de los demás modos de vibración, deberá determinarse de la siguiente ecuación:

$$F_t = 0.07TV \quad [\text{Ec. II} - 8]$$

El valor de T usado para calcular F_t puede ser el período que corresponde al cortante basal de diseño calculado usando la Ec. II-5. Según la NTDS, el valor de F_t no debe exceder de $0.25V$ y puede ser considerado como cero cuando T es menor o igual a 0.7 s.

La parte restante del cortante basal deberá distribuirse sobre la altura del edificio, incluyendo el último nivel, de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad [\text{Ec. II} - 9]$$

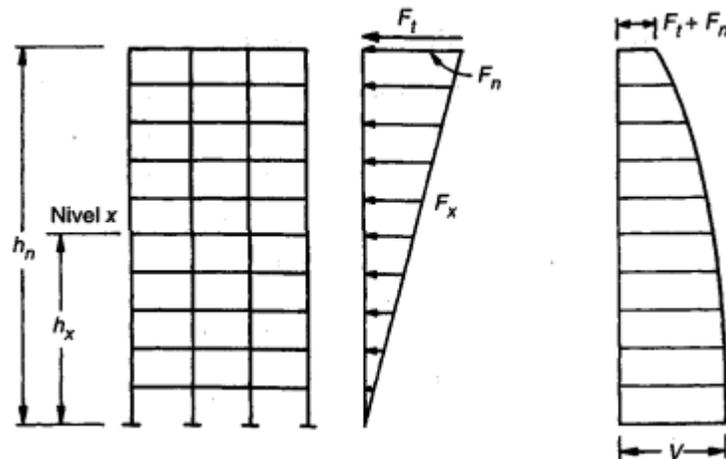


Figura II-4. Distribución en altura del cortante basal.

Para un edificio con una distribución de masa uniforme en altura, las fuerzas laterales se distribuyen como se muestra en la figura II-4. Los esfuerzos en cada elemento estructural deben ser calculados como el efecto de las fuerzas F_x y F_t aplicadas en su respectivo nivel.

2.4 Distribución horizontal del cortante.

El cortante de entrepiso, V_x , en cualquier piso es la suma de las fuerzas F_t y F_x (ver sección 2.3) por encima de ese piso. Este cortante de entrepiso debe ser distribuido entre los elementos estructurales resistentes a fuerzas gravitacionales y laterales en proporción a sus rigideces.

Antes de profundizar en la distribución horizontal del cortante, es necesario definir dos conceptos fundamentales para comprender la respuesta de los sistemas estructurales a las cargas laterales, estos son el Centro de Masa y Centro de Rigidez.

El Centro de Masa es un punto en el cual se asume que la masa de un nivel está concentrada y por lo tanto este es el punto de aplicación de la fuerza lateral; el Centro de

Rigidez es el punto donde se consideran concentradas las rigideces de los diferentes elementos estructurales en el nivel en cuestión, es decir, si el centro de masa y el centro de rigidez coinciden, la fuerza lateral no ejercería efecto torsionante en dicho nivel, ejerciendo únicamente un efecto de traslación. Ver figura II-6.

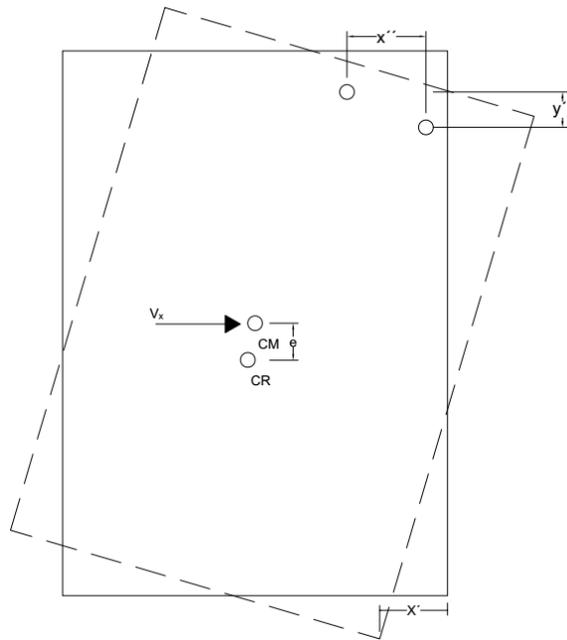


Figura II-5. Torsión en entrepiso.

La configuración mostrada en la figura II-5 rara vez se da en la vida real, es decir, el centro de masa y el centro de rigidez no tendrán una posición en común, lo que tendrá como resultado la aparición de efecto torsionante y la respectiva rotación en la estructura, ver figura II-6.

Cuando el diafragma no es flexible, es decir, que este no se deforma en su propio plano, además a la torsión mostrada en la figura II-5, debe considerarse una torsión adicional durante la respuesta de la estructura ante el sismo, debido a causas que van desde el

movimiento torsional del suelo, diferencias entre la rigidez real y la rigidez asumida de los elementos, las distribuciones reales de carga viva y muerta y excentricidades generadas por elementos no estructurales, como las divisiones interiores. La NTDS define a un diafragma como flexible cuando la máxima deformación lateral de este sea mayor que dos veces la deriva promedio del entrepiso.

La NTDS establece este efecto como una torsión accidental y se aplica asumiendo una excentricidad del 5 % de la dimensión del edificio en dirección perpendicular a la fuerza considerada. El resultado de la aparición de este efecto torsionante es una mayor fuerza cortante en los elementos estructurales.

Los elementos estructurales bajo estas circunstancias deben ser diseñados para soportar la condición más adversa de carga, debido a la traslación y rotación del nivel.

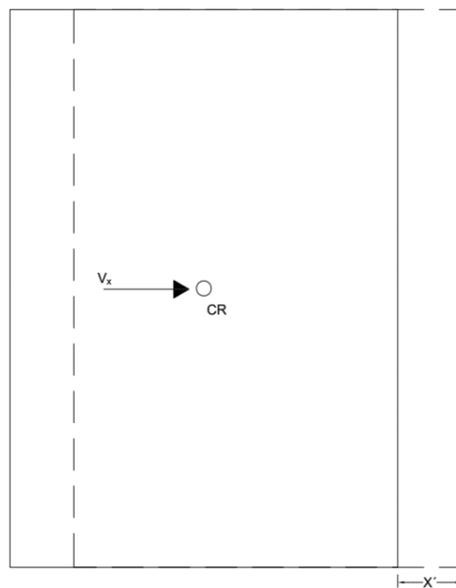


Figura II-6. Cortante aplicado en el centro de masa.

2.5 Volteo.

Como ya se detalló en secciones anteriores, fuerzas laterales son aplicadas en la estructura durante un sismo, lo cual genera inestabilidad y tendencia de las estructuras al volteo. La NTDS establece que toda estructura debe diseñarse para resistir los efectos de volteo ocasionados por estas fuerzas sísmicas. En cada nivel, los momentos de volteo que deben resistirse serán determinados usando las fuerzas sísmicas F_t y F_x (ver figura II-3), que actúan en los pisos superiores al nivel en consideración. Y estos deben distribuirse proporcionalmente entre los elementos estructurales con respecto a sus rigideces, similar a la sección 2.4. Entre los objetivos principales del análisis por volteo de una estructura está el de establecer la manera en que estos momentos serán redistribuidos dentro de la misma y garantizar una ruta de las carga hasta la cimentación.

2.6 Determinación de la deriva de entrepiso.

La deriva de entrepiso es el desplazamiento lateral de un piso con respecto a un piso inferior, cabe mencionar que este desplazamiento es medido en el centro de masa del entrepiso. Este se determina multiplicando la deriva elástica por el factor de amplificación de desplazamientos C_d definido en la NTDS. Este factor de amplificación se usa con el fin de limitar la deriva máxima de entrepiso y algunas razones para realizar esta limitación van desde buscar evitar los efectos P- Δ (ver sección 2.7), controlar el nivel de deformación elástica de la estructura, consideraciones de estabilidad, entre otros.

El desplazamiento total δ_x del centro de masa del nivel x deberá ser evaluado de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\delta_x = C_d \delta_{xe} \quad [\text{Ec. II} - 10]$$

Según la NTDS, para marcos de concreto reforzado el coeficiente C_d tiene un valor de 8.

La deriva de entrepiso no debe exceder los valores admisibles de la Tabla II-4

Tabla II-4. Valores admisibles de la deriva de entrepiso Δ . Tomada de NTDS

| Tipo de edificio | Categoría de ocupación | | |
|--|------------------------|---------------|---------------|
| | I | II | III |
| Edificio de un piso de acero estructural sin ningún equipo ligado a la estructura y sin acabados frágiles. | $0.015h_{sx}$ | $0.020h_{sx}$ | Sin límite |
| Edificio de cuatro pisos o menos y sin acabados frágiles. | $0.010h_{sx}$ | $0.015h_{sx}$ | $0.020h_{sx}$ |
| Todos los otros edificios | $0.010h_{sx}$ | $0.015h_{sx}$ | $0.015h_{sx}$ |

h_{sx} es la altura del entrepiso debajo del nivel x

Se puede apreciar en la Tabla II-4 que para la categoría de ocupación I, los valores de la máxima deriva de entrepiso son menores que las demás categorías, este se establece así con el fin de proveer un mejor comportamiento de la estructura acorde a su importancia.

2.7 Efectos P-Delta.

Cuando estructuras flexibles como los marcos de concreto reforzado son sometidos a fuerzas laterales, los desplazamientos horizontales resultantes conducen a momentos de volteo adicionales debido a que la carga gravitacional es también desplazada. Por lo tanto, adicionalmente al momento de volteo producido por las fuerzas laterales, el momento secundario $P-\Delta$ debe ser resistido de igual forma. Este efecto tendrá como resultado desplazamientos laterales mayores, esto implica que la deriva de entrepiso también se incrementará.

El efecto P- Δ toma especial interés en sistemas dúctiles, ya que en estos reduce su capacidad para resistir fuerzas laterales. Sin embargo, según Paulay & Priestley⁸, los efectos P- Δ serán, de manera general, más perjudiciales para estructuras en regiones con baja a moderada sismicidad que para estructuras en regiones de alta sismicidad, en las cuales las fuerzas laterales de diseño son mucho mayores.

Según la NTDS, para determinar si este efecto debe o no ser incluido en el diseño de la estructura, se debe calcular un coeficiente de estabilidad (θ), el cual es una relación entre el momento de entrepiso P- Δ y el momento de entrepiso debido a las fuerzas laterales de diseño. Si este coeficiente en todos los entrepisos es menor que 0.10, los efectos P- Δ pueden ser despreciados. Este coeficiente puede calcularse de acuerdo a la Ec. II-11.

$$\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx} C_d} \quad [\text{Ec. II} - 11]$$

2.8 Componente vertical de las fuerzas sísmicas.

Las cargas muertas en los miembros eliminan usualmente los problemas que podrían resultar de aceleraciones verticales. Sin embargo, se considera necesario proporcionar una seguridad adicional a las vigas en voladizo, debido a que son elementos más vulnerables a los efectos de aceleración vertical del terreno. La NTDS establece que estos elementos deben diseñarse con la mitad de la carga muerta aplicada hacia arriba, además de las otras combinaciones de carga aplicables.

CAPÍTULO III

MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN

DESEMPEÑO

El objetivo principal del diseño sismorresistente es diseñar estructuras que soporten, además de sus cargas normales de servicio, las cargas que un evento sísmico pueda generar. Las estructuras diseñadas con los códigos actuales de diseño sísmico deberían ser capaces de satisfacer estos objetivos, definidos principalmente como niveles de desempeño que buscan la seguridad estructural ante una intensidad específica de movimiento del suelo. Sin embargo, estos enfoques están limitados porque no toman en cuenta otros aspectos importantes a evaluar ante la ocurrencia de un sismo, como lo es el nivel de daño y el tiempo que tomaría las reparaciones respectivas. Si bien la determinación específica de este último está fuera del alcance de esta investigación, el Diseño Basado en Desempeño permite tomar en cuenta estos aspectos desde la etapa de conceptualización de la estructura.

El Método de Diseño Basado en Desempeño, toma en cuenta el desempeño probable de una edificación para una amenaza determinada, considerando las incertezas inherentes en la cuantificación de esta y las incertezas en la evaluación de la respuesta real de la edificación. La parte más importante del proceso de diseño es identificar y evaluar la capacidad de desempeño de la estructura, lo cual sirve como una guía para las decisiones de diseño que deban tomarse.

De forma muy general, el Diseño Basado en Desempeño se puede representar por medio del siguiente flujograma:

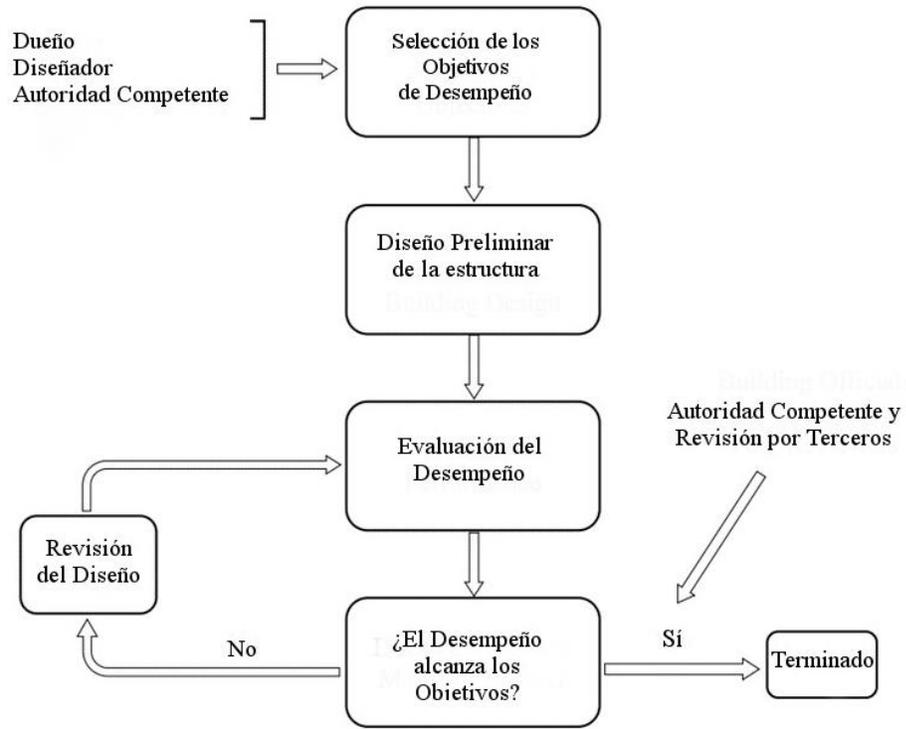


Figura III-1. Flujograma representativo del Diseño Basado en Desempeño.

Una de las mayores ventajas del Diseño Basado en Desempeño, es que permite una mayor interacción entre las partes interesadas en el diseño y futura construcción de la estructura.

Como se puede observar en la figura III-1, para la selección de los objetivos de desempeño, participan en la toma de decisiones el ingeniero que estará a cargo del diseño de la estructura, la o las personas que serán dueños de la estructura y la autoridad competente que dará el visto bueno al diseño de esta, en el caso de nuestro país, para el Área Metropolitana de San Salvador, esta autoridad competente sería la OPAMSS. Además de los interesados ya mencionados, se puede agregar: instituciones financieras,

compañías aseguradoras, potenciales ocupantes o compradores. Por lo cual, los diseños basados en esta filosofía son más consensuados, permitiendo que pueda llevarse a cabo a satisfacción de todas las partes involucradas. La intervención de estas entidades mencionadas no será tomada en cuenta en la realización de esta investigación, debido a que esta es fundamentalmente teórica, el objetivo del diseño a realizar no es la construcción del edificio, lo cual, a excepción del diseñador, inhabilita la intervención de las demás partes mencionadas.

3.1 Selección de Objetivos de Desempeño

Un objetivo de desempeño describe el desempeño sísmico deseado de una estructura, a la vez que reflejan el riesgo aceptable inherente a esta.

Acorde a lo presentado en FEMA P-58-1⁹, existen tres enfoque principales para seleccionar un objetivo de desempeño. Estos se presentan a continuación:

1. **Objetivo basado en Intensidad:** en este enfoque, el objetivo de desempeño es definido asumiendo que un sismo de intensidad específica es experimentado. Por ejemplo, se puede asumir que un sismo con un periodo de retorno de 475 años es adecuado para realizar el diseño, en base a esto se puede definir el nivel de desempeño esperado de la estructura, que podría ser un nivel de desempeño de Seguridad de Vida.
2. **Objetivo basado en un escenario específico:** en este enfoque, los niveles tolerables de pérdidas son cuantificados asumiendo que un evento en específico ha

ocurrido. Por ejemplo, si un terremoto con una magnitud de 6.5 ocurre en el área metropolitana de San Salvador, no debería tenerse pérdida de vidas humanas, si la estructura es dañada, el costo estimado de las respectivas reparaciones no debe exceder un porcentaje relativo al costo total del reemplazo de la estructura. Además, el periodo para que esta vuelva a ser funcional, no debería exceder cierta cantidad de tiempo.

3. **Objetivo basado en el tiempo:** este enfoque es quizá el más complejo de los tres, ya que toma en cuenta de manera indirecta todos los eventos sísmicos que la estructura pueda afrontar durante su vida útil. Por ejemplo, en este se puede definir la cantidad de dinero destinada anualmente para costos de reparación de daños causados por sismos, basado en la probabilidad de ocurrencia de estos en el lugar.

Debido a que los numerales 2 y 3 requieren una cantidad de información adicional que sobrepasaría los alcances de la presente investigación, por lo cual se utilizará el numeral 1 para la selección de los objetivos de desempeño.

Un objetivo de desempeño está relacionado con el nivel de desempeño sísmico de una estructura ante un nivel de sismicidad específico, es decir, los niveles de daño que una estructura puede tolerar ante un sismo dado. La figura III-2 muestra el concepto de objetivo de desempeño de una estructura.

En esta figura, el eje de las abscisas representa los niveles de desempeño y el eje de las ordenadas representa el nivel de amenaza sísmica (ver sección 3.3). Además, cada

rectángulo muestra el objetivo de desempeño y las líneas diagonales representan un criterio de diseño relacionado con la importancia de las estructuras (ver sección 2.1.2)

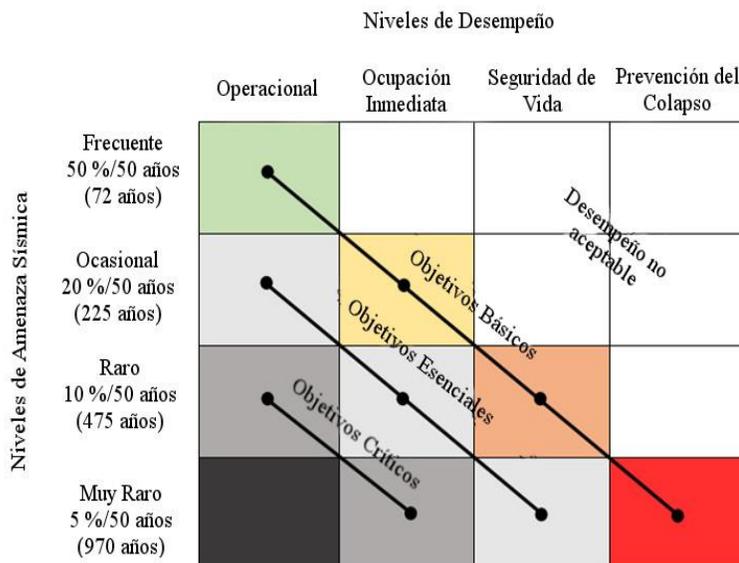


Figura III-2. Objetivos de Desempeño y su relación con Niveles de Desempeño y Amenaza Sísmica.

3.2 Niveles de desempeño.

Un nivel de desempeño es el comportamiento esperado de una estructura ante un sismo de diseño. Este describe una condición de daño de la estructura que puede considerarse aceptable.

Tanto en códigos (Eurocódigo 8)¹⁰ como en recomendaciones (ATC-40)¹¹ se puede encontrar definidos los niveles de desempeño esperados de las estructuras, los cuales se presentan de forma general en los siguientes numerales.

1. **Nivel de desempeño Operacional:** para una estructura diseñada para este nivel de desempeño, el daño causado en toda la estructura es despreciable. La estructura mantendrá casi a totalidad su capacidad y rigidez inicial después del sismo.

Además todas las instalaciones esenciales serán funcionales, aunque podrían presentarse algunas interrupciones en los servicios normales de instalaciones menos esenciales, como energía eléctrica, agua, telefonía, etc. El riesgo para los ocupantes de la edificación es también despreciable. Se espera que los elementos estructurales no presenten daños y si los tuviese, deberían ser mínimos. Estos daños mínimos podrían ser la aparición de algunas pequeñas grietas.

2. **Nivel de desempeño de Ocupación Inmediata:** se tiene un daño ligero en toda la estructura, si bien el daño en este nivel de desempeño es reducido, este es ligeramente mayor que en el nivel de desempeño anterior. De igual forma el riesgo para los ocupantes se ve aumentado, pero sigue siendo una amenaza relativamente baja. Los servicios más importantes serán operacionales, es decir, aunque no estén a toda su capacidad, estos funcionarán a un nivel tolerable. Si bien la estructura es lo suficientemente segura para ser reocupada, alguna limpieza, reparación y restauración será requerida.
3. **Nivel de desempeño de Seguridad de Vida:** en este nivel de desempeño se tiene un nivel moderado de daño a lo largo de la edificación. Habrá una pérdida considerable de capacidad y rigidez de la estructura, pero está aún se encuentra en una zona segura que evita el alcance del colapso. Los elementos estructurales experimentarán daños significativos. Las instalaciones esenciales de la estructura no son operables pero, como su nombre lo indica, el riesgo para los ocupantes sigue siendo bajo, es decir, la vida de estos no se ve amenazada en gran medida. Bajo este nivel de desempeño, la edificación puede ser reocupada luego de

reparaciones y restauraciones. Ante esta situación, el dueño debe tomar la decisión de reparar o no la estructura, esto dependerá, entre otros factores, del costo de la reparación en relación al costo de reemplazar la estructura por una nueva.

4. **Nivel de desempeño de Prevención del Colapso:** estructuras diseñadas con este nivel de desempeño sufrirán daños severos. La capacidad de la estructura para soportar fuerzas laterales se verá comprometida casi a totalidad, siendo la capacidad de esta ante cargas gravitacionales lo que la mantiene en pie. En este nivel de desempeño existe una amenaza severa para los ocupantes. Ante esta situación es bastante claro que será necesario el reemplazo de la estructura por una totalmente nueva.

En la figura III-3, se puede observar una representación gráfica de los niveles de desempeño descritos.

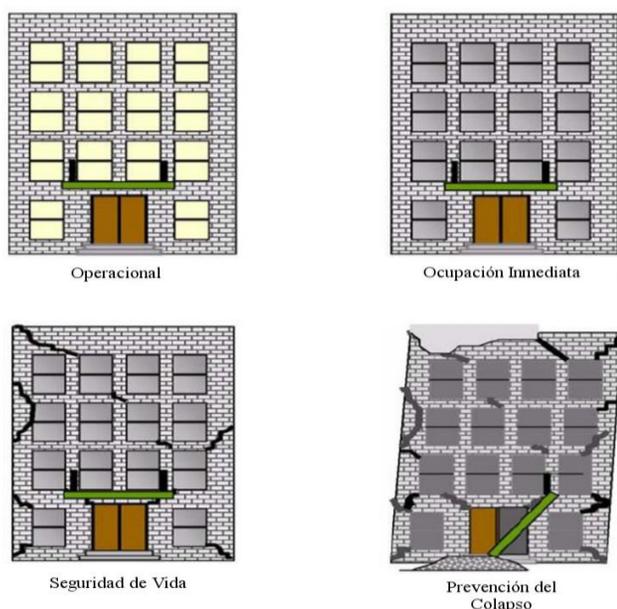


Figura III-3. Representación gráfica de Niveles de Desempeño.

3.3 Niveles de amenaza sísmica.

Según se definió en la sección 3.1.1, la amenaza sísmica junto con los niveles de desempeño forman los objetivos de desempeño. Los niveles de amenaza sísmica son definidos como espectros de respuesta de aceleraciones o registros históricos de aceleraciones. El nivel de la amenaza sísmica depende en gran medida de las condiciones de sitio de una región específica, como pueden ser el tipo de suelo, topografía y fallas geológicas cercanas.

El ATC-40¹¹ define tres niveles de amenaza sísmica, representados mediante cuatro sismos individuales, con las características que se detallan a continuación:

- 1. Nivel de amenaza sísmica para Utilidad:** El ATC-40¹¹, incluye únicamente un sismo para este nivel de amenaza, sin embargo es válido incluir un segundo sismo representativo. El primero, un sismo con un 50 % de probabilidad de ocurrencia en 50 años, es decir, un sismo con un periodo de retorno de 72 años. Este sismo representa un nivel frecuente de movimiento del suelo, el cual es muy probable que la estructura experimente durante su vida útil. El segundo, un sismo con un 20 % de probabilidad de ocurrencia en 50 años con un periodo de retorno de 225 años.
- 2. Nivel de amenaza sísmica para Diseño:** el sismo correspondiente a este nivel de amenaza es expresado como uno con un 10 % de probabilidad de ocurrencia en un periodo de 50 años, con su respectivo periodo de retorno de 475 años. Este sismo representa un nivel de amenaza poco frecuente durante la vida útil de la

edificación. Además este es el sismo de diseño recomendado por algunos códigos como el Eurocódigo 8¹⁰ y el UBC¹³.

3. **Nivel de amenaza Máxima:** este sismo es considerado como el de mayor intensidad que pueda esperarse para un sitio en específico y por lo cual se define con una probabilidad del 5 % de ocurrencia en 50 años, es decir, con un periodo de retorno de 970 años. Algunas recomendaciones van más allá y establecen este sismo con una probabilidad de ocurrencia de 2 % en 50 años, teniendo un periodo de retorno de 2475 años, si bien esta consideración podría parecer excesiva, es recomendada para estructuras de mucha importancia y cuya falla podría representar daños colaterales considerables, como podría ser el caso de una planta nuclear.

3.4 Diseño preliminar de la estructura.

Una vez obtenidos los objetivos de desempeño, los cuales son el producto de los niveles de desempeño y el nivel de amenaza, se procede a realizar un diseño preliminar de la estructura. Como ya se mencionó al inicio del presente capítulo, el Diseño Basado en Desempeño es un proceso iterativo y para implementar este método de una manera eficiente y efectiva es de suma importancia un diseño preliminar adecuado. Un mal desarrollo del diseño preliminar puede conllevar a la necesidad de realizar más iteraciones de las necesarias antes de alcanzar una solución aceptable, es decir, que cumpla con los objetivos previamente seleccionados. Además en esta etapa del diseño son obtenidas

algunas propiedades importantes de la estructura como son su periodo fundamental de vibración, su capacidad de deformación inelástica, rigidez y cortante basal de diseño.

Con la información recolectada en esta etapa, se procede al análisis de la estructura para poder determinar las fuerzas de diseño para los diferentes elementos estructurales, y una vez conocidas estas fuerzas, que son cortantes y momentos flectores, se procede al diseño de la estructura.

3.5 Evaluación del Desempeño.

En esta etapa del proceso de diseño basado en desempeño, una evaluación del desempeño sísmico de la estructura es requerida, para llevar a cabo la comparación con los objetivos de desempeño definidos al inicio. Si estos objetivos no se cumplen, debe realizarse una revisión del diseño hasta que estos objetivos sean alcanzados.

Esta evaluación del desempeño se realiza sometiendo la estructura a una demanda sísmica para poder obtener su punto de desempeño, el cual refleja el comportamiento de la estructura ante la demanda impuesta.

Según se muestra en la figura III-1, en esta etapa, además de todas las partes ya mencionadas, puede participar un consultor externo, que dé como válido el proceso de diseño y el cumplimiento de los objetivos de desempeño.

3.5.1 Criterios de aceptación.

Para determinar si un edificio cumple con los objetivos de desempeño establecidos, los datos obtenidos a través del análisis realizado en la evaluación del desempeño deben ser comparados con límites establecidos para su respectivo nivel de desempeño.

Estos criterios de aceptación se dividen en dos categorías: criterios de aceptación globales y criterios de aceptación para elementos. Los criterios de aceptación globales son los relacionados al edificio en general y los criterios de aceptación para elementos son los relacionados a los distintos elementos estructurales que conforman la edificación.

3.5.1.1 Criterios de aceptación globales.

Para poder dar por cumplido un objetivo de desempeño en el aspecto global de la edificación, uno de los principales criterios es que la capacidad para cargas gravitacionales de la estructura debe permanecer intacta para cualquier objetivo de desempeño. Si bien esto no significa que todos los elementos que resisten cargas verticales deban permanecer intactos, sino que, si algún elemento pierde su capacidad de soportar este tipo de cargas, la estructura debe ser capaz de redistribuir esta carga a otros elementos.

Acorde a ATC-40¹¹, la capacidad de carga lateral de la estructura también debe ser revisada y se debe evitar que esta pierda más del 20 % de la capacidad total de la estructura.

También debe verificarse el desplazamiento máximo lateral del edificio y compararlo con los límites presentados en la tabla III-1.

Tabla III-1. Límites de deformación.

| Límite de la deriva de entrepiso | Nivel de desempeño | | | |
|----------------------------------|--------------------|---------------------|-------------------|--------------------------|
| | Operacional | Ocupación Inmediata | Seguridad de vida | Prevención del colapso |
| Deriva máxima total | 0.01 | 0.01-0.02 | 0.02 | $0.33 * \frac{V_i}{P_i}$ |
| Deriva inelástica máxima | 0.005 | 0.005-0.015 | Sin límite | Sin límite |

V_i y P_i son el cortante y la carga gravitacional respectivamente en el piso i .

La deriva máxima total es la deriva de entrepiso en el desplazamiento del punto de desempeño. En la figura III-4 se puede apreciar una representación de la deriva del techo para un sistema de marcos.

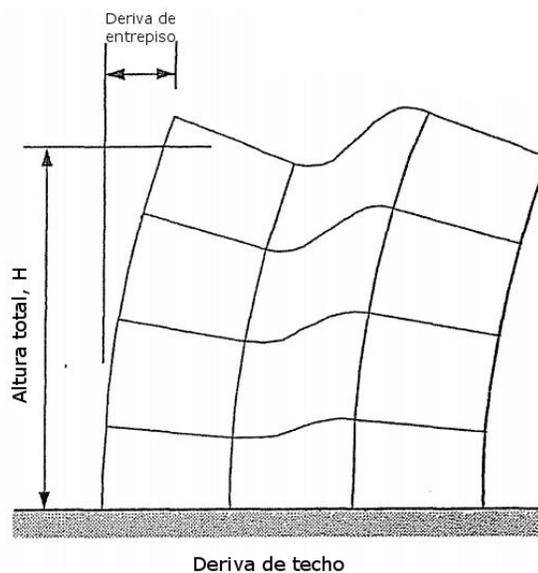


Figura III-4. Deriva de techo.

3.5.1.2 Criterio de aceptación para elementos estructurales.

Las demandas de esfuerzos que generen el punto de desempeño no debe exceder los esfuerzos permisibles del acero de refuerzo y concreto que compone a los elementos en cuestión, permitiendo estos un comportamiento inelástico siempre y cuando se garantice que los elementos trabajarán de forma dúctil y controlados por la deformación, es decir, que no presentarán fallas súbitas no deseadas por ejemplo, falla por cortante. Los diferentes límites de resistencia y deformación serán definidos en la etapa de diseño de la presente investigación, haciendo el uso de recursos que permitan conocer el comportamiento no lineal de estos, como es la elaboración de diagramas de momento curvatura y diagramas de momento curvatura.

Ahora que ya se ha definido de forma general y conceptual el Diseño Basado en Desempeño, se procederá a la presentación detallada de cada una de las tres metodologías presentadas, esto se llevará a cabo en las siguientes secciones.

3.6 Diseño Basado en Desplazamiento Directo.

Este proceso de diseño ha sido desarrollado con el objetivo de mitigar las deficiencias en los procedimientos de diseño actuales. El Diseño Basado en Desplazamiento Directo caracteriza a la estructura que se va a diseñar, mediante una estructura de un solo grado de libertad, que representa el desempeño para el desplazamiento máximo de esta, en lugar de estar representado por sus características elásticas iniciales.

Antes de profundizar más en el tema, es necesario aclarar el nombre de este método de diseño, ya que se podría pensar que el Diseño Basado en Desplazamiento Directo no está relacionado con el Diseño Basado en Desempeño. Sin embargo, según Priestley et al³, no existe ninguna diferencia más allá de la nomenclatura. Esta afirmación está basada, principalmente, en que todos los enfoques de diseño basado en desempeño tienen un objetivo común, el cual es brindar una solución satisfactoria a los desplazamientos para los problemas de diseño sísmico, ya que ha sido demostrado que el desplazamiento de una estructura está directamente relacionado con el nivel de daño y en consecuencia con el nivel de desempeño de esta.

El enfoque principal está basado en diseñar una estructura que debería alcanzar, en lugar de estar limitada, un nivel de desempeño para un nivel de amenaza sísmica determinado.

Para estructuras con múltiples grados de libertad, la parte inicial del proceso de diseño consiste en determinar las características de la estructura sustituta. Según Priestley et al³, ha sido demostrado que la respuesta no lineal de estructuras de varios grados de libertad

puede ser representada por medio de un sistema de un solo grado de libertad, con una rigidez reducida y un amortiguamiento incrementado.

Las características requeridas para esta representación son la masa equivalente, el desplazamiento de diseño y el amortiguamiento efectivo. Una vez que estas han sido determinadas, se puede calcular el cortante basal de diseño y distribuirlo entre los elementos de la estructura real, para luego analizar la estructura y determinar los momentos de diseño requeridos en las zonas de especial interés para garantizar el comportamiento no lineal de la estructura.

3.6.1 Estados límites de diseño y niveles de desempeño.

Como ya se definió en la sección 3.2, existen cuatro niveles de desempeño típicos y el Diseño Basado en Desplazamiento Directo los retoma. Estos son:

1. **Operacional:** la estructura continúa su operación normal con daños despreciables.
2. **Ocupación Inmediata:** la estructura continúa su operación normal con daños menores y alguna interrupción de servicios no esenciales.
3. **Seguridad de vida:** la estructura presenta un daño moderado y la vida de sus ocupantes es protegida.
4. **Prevención del colapso:** la estructura presenta un daño severo, aunque se previene su colapso, la vida de sus ocupantes está en riesgo.

Según Priestley et al³, para tener un mejor entendimiento de la relación entre la respuesta estructural y los niveles de desempeño, es recomendable considerar la relación entre los

estados límite de los elementos estructurales y la estructura en general. Esto se aborda en las siguientes secciones.

3.6.1.1 Estado límite de las secciones.

- **Agrietamiento:** para elementos de concreto reforzado, la aparición del agrietamiento generalmente define un punto de cambio significativo en su rigidez. Para elementos críticos, como vigas, los cuales se espera que respondan de forma inelástica, este estado límite tiene poca relevancia; sin embargo, para elementos cuya respuesta se espera que sea esencialmente elástica, como las columnas, este estado límite es importante.
- **Primera fluencia:** un segundo cambio en la rigidez de elementos de concreto se da cuando fluye el acero de refuerzo en el lecho más alejado del refuerzo a tensión. Este estado límite es útil para definir una adecuada rigidez elástica para ser usada durante el análisis de elementos dúctiles.
- **Astillamiento:** para secciones con un detallado que proporcione un confinamiento adecuado, este estado significaría únicamente que el astillamiento ha empezado, ya que el miembro puede soportar deformaciones más grandes. Sin embargo, para secciones con cargas axiales grandes, esto podría significar pérdida de la resistencia.
- **Pandeo:** para elementos de concreto reforzado, el inicio del pandeo del acero de refuerzo longitudinal es un estado límite de suma importancia. Superado este

estado límite, el elemento será prácticamente inservible, y su remoción y reemplazo será necesario.

- **Estado límite último:** la definición de este estado aún no está completamente definida. Algunos toman de referencia la ruptura del acero de confinamiento en una rótula plástica; otros toman de referencia la caída en un 20 % o más de la capacidad del elemento.

3.6.1.2 Estado límite de la estructura.

- **Utilidad:** no se necesitan reparaciones significantes para estructuras que responden en este estado límite. Para estructuras de concreto reforzado, no debe presentarse astillamiento del concreto, sin embargo, la fluencia del acero de refuerzo es aceptable. Las grietas presentadas deben ser lo suficientemente pequeñas para que no necesiten reparación. Para estructuras de concreto reforzado, este estado límite puede ser directamente relacionado con límites de deformación ya sea en el concreto a compresión o en el acero de refuerzo a tensión.
- **Control de daño:** en este estado, es aceptable cierta cantidad de daño reparable. Este daño, para edificios de concreto, podría ser astillamiento del recubrimiento, siendo necesario su reemplazo. Pueden aparecer grietas de grosor considerable, que necesitarán intervención. No debe presentarse ni fractura ni pandeo del acero de refuerzo, para confinamiento y flexión, y el concreto confinado en las rótulas plásticas no necesita ser reemplazado.

- **Sobrevivencia:** es importante que para el sismo más fuerte considerado para el sitio, la estructura no colapse. Sin embargo, se tendrá un daño severo en la estructura ante lo cual su reparación no es ni técnica ni económicamente viable.

Una representación de los estados límite definidos en esta sección se presenta en la figura III-5, en donde el comportamiento de los elementos se define mediante un diagrama momento-curvatura y el comportamiento de la estructura a través de un diagrama fuerza-desplazamiento.

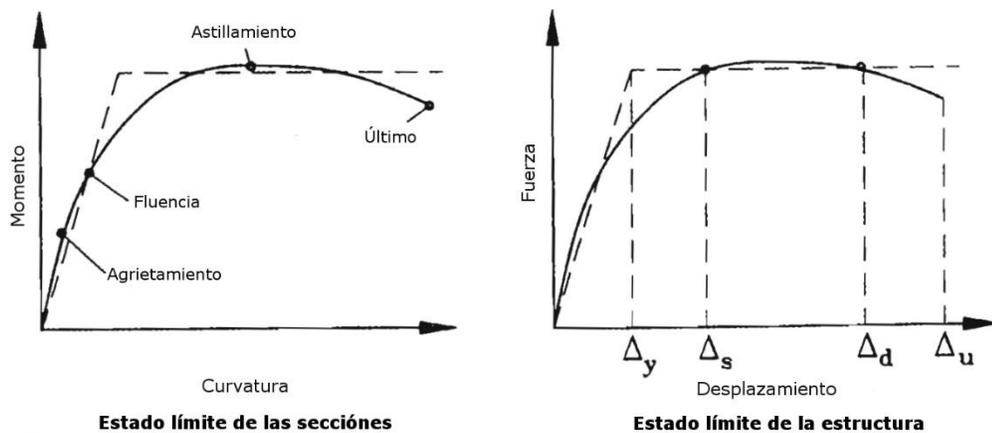


Figura III-5. Estado límite de secciones y estructura.

Como se puede apreciar en la figura III-5, el comportamiento de los elementos estructurales y su respectivo nivel de deformación, está estrechamente relacionado con el comportamiento global de la estructura.

3.6.2 Selección del estado límite de diseño.

En la sección anterior se mostraron todos los estados límites y niveles de desempeño que podrían ser considerados para el diseño de una estructura. Sin embargo, solamente un

estado límite, generalmente el de control de daño, es considerado para el diseño de estructuras convencionales. Para estructuras muy importantes y ante circunstancias excepcionales, puede considerarse más de un estado límite para el diseño.

En la tabla III-2, se muestra los límites de deriva de entrepiso para la estructura, relacionado con los estado límite de esta. Vale la pena destacar el límite en la deriva para el estado de sobrevivencia, el cual es nulo, ya que se busca únicamente que la estructura no colapse.

Tabla III-2. Límite de deriva de entrepiso para edificios de concreto reforzado.

| Límite de deriva | Utilidad | Control de daño | Sobrevivencia |
|---------------------------------|----------|-----------------|---------------|
| Edificios de concreto reforzado | 0.004 | 0.025 | Sin límite. |

3.6.3 Formulación general del método.

El método de diseño se ilustra con la figura III-6, donde se puede observar un sistema de marcos mediante una representación de un grado de libertad, lo que se ha definido como estructura sustituta.

Como se puede observar en la parte b de la figura III-6, se tiene una rigidez inicial K_i seguida por una rigidez después de fluencia rK_i . Esto implica que este proceso de diseño caracteriza a la estructura por su rigidez secante, K_e en el máximo desplazamiento Δ_d . Lo que se busca a partir de estas consideraciones es determinar el cortante basal de diseño, el cual de forma general, podrá calcularse según la siguiente ecuación:

$$F = V_{\text{base}} = K_e \Delta_d \quad [\text{Ec. III - 1}]$$

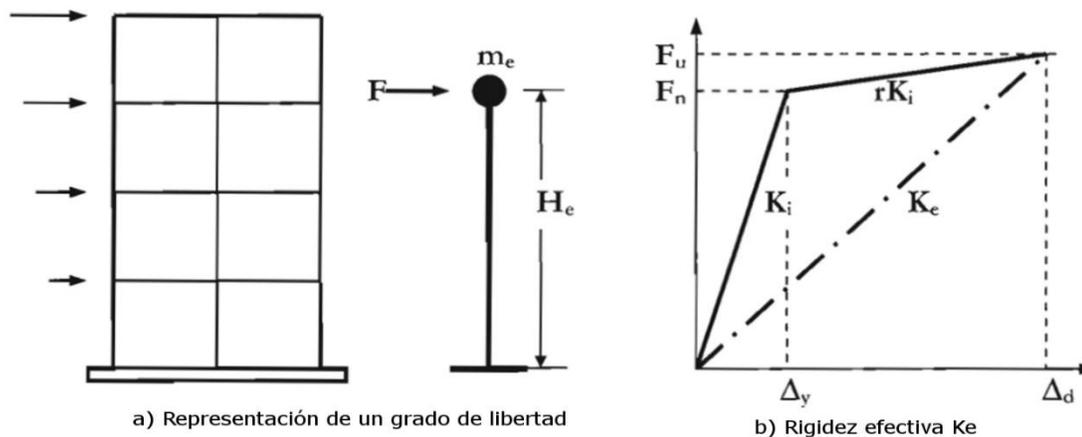


Figura III-6. Formulación general del método.

3.6.4 Desplazamiento de diseño del piso crítico.

El desplazamiento de diseño para un edificio de marcos de concreto reforzado está relacionado al desplazamiento del piso crítico (el que tiene una deriva más grande) y a su modo de desplazamiento inelástico. Así, los cambios a la forma de desplazamiento del primer modo de vibración elástico resultantes de la degradación de la rigidez causados por acciones inelásticas son tomadas en cuenta desde el inicio del diseño.

El desplazamiento de diseño de cada piso está dado por:

$$\Delta_i = \delta_i \left(\frac{\Delta_c}{\delta_c} \right) \quad [\text{Ec. III - 2}]$$

Donde δ_i es el valor de la forma del modo de desplazamiento inelástico (ver Ec. III-3), Δ_c es el desplazamiento de diseño en la masa crítica, es decir, c; y δ_c es el valor de la forma del modo de vibración en la masa c.

Según Priestley et al³, para edificios de marcos de concreto regulares, si bien son aproximadas, han demostrado ser adecuadas para propósitos de diseño las siguientes expresiones, para obtener el modo de desplazamiento inelástico de la estructura:

Para edificios con número de pisos menor o igual a cuatro ($n \leq 4$)

$$\delta_i = \frac{H_i}{H_n} \quad [\text{Ec. III - 3a}]$$

Para edificios con número de pisos mayor que cuatro ($n > 4$)

$$\delta_i = \frac{4}{3} * \left(\frac{H_i}{H_n} \right) * \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad [\text{Ec. III - 3b}]$$

En la Ec. III-3, H_i y H_n son la altura al nivel i , y al techo (nivel n), respectivamente.

3.6.5 Desplazamiento de diseño de estructura sustituta.

El desplazamiento de diseño equivalente está relacionado a los desplazamientos de piso.

Este se puede obtener de la siguiente ecuación:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad [\text{Ec. III - 4}]$$

Donde m_i y Δ_i son la masa y el desplazamiento de cada piso, respectivamente.

3.6.6 Masa equivalente.

La masa equivalente para la estructura sustituta se puede determinar por:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad [\text{Ec. III - 5}]$$

Donde Δ_d es el desplazamiento de diseño obtenido de la Ec. III-4. De forma general, para los edificios con sistema estructural de marcos de concreto reforzado, la masa equivalente tendrá un valor aproximado de 85 % de la masa total.

3.6.7 Altura efectiva.

La altura efectiva de la estructura sustituta se obtiene de la siguiente ecuación:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad [\text{Ec. III} - 6]$$

3.6.8 Ductilidad de desplazamiento de diseño.

Este factor está relacionado al desplazamiento de fluencia de la estructura sustituta como se expresa a continuación:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad [\text{Ec. III} - 7]$$

El desplazamiento efectivo de fluencia Δ_y , para marcos de concreto reforzado es válido considerar que es constante con la altura, por lo cual este debe ser calculado usando la siguiente ecuación:

$$\Delta_y = \theta_y * H_e \quad [\text{Ec. III} - 8]$$

θ_y se puede encontrar de la siguiente ecuación:

$$\theta_y = 0.5 * \varepsilon_y * \frac{L_b}{H_b} \quad [\text{Ec. III} - 9]$$

Donde θ_y es la deriva de fluencia, ε_y es la deformación a fluencia del acero de refuerzo longitudinal, L_b y H_b son el claro y peralte de viga, en el piso crítico.

3.6.9 Amortiguamiento viscoso equivalente.

El amortiguamiento viscoso equivalente depende del sistema estructural y de la demanda de ductilidad de desplazamiento de diseño. Esto requiere que la demanda de ductilidad de desplazamiento sea determinada para la estructura sustituta.

El amortiguamiento efectivo para marcos de concreto reforzado, se debe calcular de la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) \quad [\text{Ec. III - 10}]$$

Según Priestley et al³, esta manera de calcular el amortiguamiento efectivo brinda valores aceptables para propósitos de diseño.

3.6.10 Periodo efectivo de la estructura sustituta.

El periodo efectivo requerido se puede calcular del espectro de desplazamiento de diseño. Un espectro de desplazamiento de diseño está basado en un espectro de diseño convencional. La diferencia radica en que un espectro de desplazamiento representa una relación entre el periodo y el desplazamiento; y un espectro de diseño convencional representa una relación entre el periodo y la aceleración.

En la figura III-7 se puede apreciar el espectro de respuesta convencional y un espectro de desplazamiento.

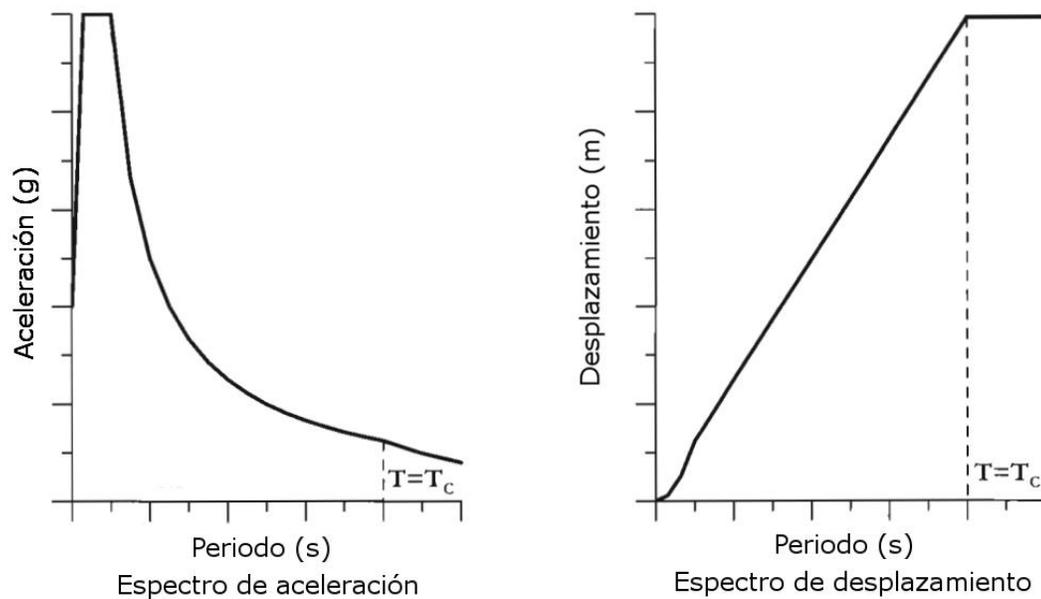


Figura III-12. Espectro de aceleración y espectro de desplazamiento. Adaptado de Priestley et al³

Para transformar el espectro de aceleración en un espectro de desplazamiento se debe aplicar la siguiente ecuación:

$$\Delta = \frac{T^2}{4\pi^2} ag \quad [\text{Ec. III - 11}]$$

En el espectro de desplazamiento, se puede apreciar que se ha limitado el valor del desplazamiento máximo para el periodo T_c , esto se debe a que para periodos mayores a $T=T_c$, la Ec.III-11 brinda valores alejados a la realidad.

Los espectros mostrados en la figura III-7 deben ser representativos de un amortiguamiento elástico del 5 %, valor típico para marcos de concreto reforzado.

Con el fin de que el espectro de desplazamiento sea válido, este debe ser calculado para un valor de amortiguamiento igual al calculado en la sección 3.6.9. Como se puede

apreciar en la composición de la Ec. III-10, el amortiguamiento viscoso equivalente siempre tendrá un valor mayor al 5 %, ante lo cual, se debe aplicar un factor de reducción para que el espectro de desplazamiento sea representativo de la rigidez reducida de la estructura. Este factor de reducción se debe calcular según la siguiente ecuación:

$$R_{\varepsilon} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \varepsilon_{eq}} \right)^{0.5} \quad [\text{Ec. III - 12}]$$

Como ejemplo se puede apreciar los diferentes espectros de desplazamiento para diferentes valores de amortiguamiento viscoso equivalente, presentados en la figura III-8.

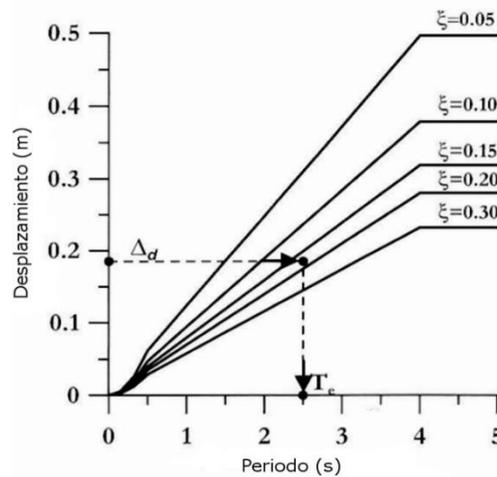


Figura III-13. Espectro de desplazamiento de diseño. Adaptado de Priestley et al³

3.6.11 Rigidez efectiva de la estructura sustituta.

La rigidez efectiva K_e , para el máximo desplazamiento de la estructura sustituta puede ser encontrada a través de la siguiente ecuación:

$$K_e = 4\pi^2 * \left(\frac{m_e}{T_e^2} \right) \quad [\text{Ec. III} - 13]$$

Como se puede apreciar en la figura III-3b, la rigidez efectiva de la estructura será menor que su rigidez inicial, debido a la entrada de la estructura en su rango inelástico, lo que ha ocasionado daños a los elementos estructurales y la respectiva degradación de la rigidez.

3.6.12 Distribución del cortante basal de diseño.

En las secciones anteriores se ha desarrollado los métodos para calcular desde el desplazamiento de diseño hasta la rigidez efectiva de la estructura, completando así los datos necesarios para la aplicación de la ecuación III-1 para el cálculo del cortante basal de diseño. Al tener este valor del cortante basal, este se debe distribuir como fuerzas de diseño entre las masas de la estructura, con el fin de obtener los momentos de diseño en los elementos estructurales.

El cortante basal debe distribuirse en proporción a la masa y al desplazamiento de estas, acorde a la siguiente ecuación:

$$F_i = V_{\text{basal}} * \frac{(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad [\text{Ec. III} - 14]$$

Al ver la Ec. III-14, es aparente la similitud de esta con la ecuación usada en el Método Estático Equivalente. La diferencia es que en esta se usa un perfil de desplazamiento inelástico de diseño (Δ_i) en lugar de un desplazamiento relacionado con la altura del edificio.

3.6.13 Momento de diseño para elementos estructurales.

Con la distribución de fuerzas obtenidas a partir de la Ec. III-14, el edificio debe ser analizado para determinar la resistencia a flexión requerida en las ubicaciones de rótulas plásticas. Según Priestley et al³, para efectos del Diseño Basado en Desplazamiento Directo, se ha observado que los efectos ocasionados por momentos de fuerzas gravitacionales son pequeños en comparación con los momentos causados por el sismo. Por lo cual se vuelve muy conservador tomar en cuenta completamente los momentos generados por cargas gravitacionales. Agregar completamente estos momentos gravitacionales, además de incrementar el costo de la estructura, reduciría los desplazamientos de respuesta a un nivel más bajo del considerado. Para esta metodología se considera válido detallar las rótulas plásticas para el momento mayor de dos condiciones: 1) para los momentos sísmicos, 2) para los momentos gravitacionales factorizados.

De acuerdo con Priestley et al³, diversos análisis inelásticos de estructuras de marcos de concreto diseñadas sin consideración de los momentos gravitacionales han mostrado que la respuesta es prácticamente la misma ya sea que los momentos gravitacionales sean considerados o no durante el análisis.

El análisis de la estructura también requiere la adopción de una rigidez apropiada para los elementos estructurales, la cual está relacionada con el nivel de ductilidad esperado para la estructura. Este tema es abordado en la siguiente sección.

3.6.14 Rigidez de los elementos estructurales.

La rigidez de los elementos estructurales debe ser representativa de la rigidez efectiva de la estructura (ver sección 3.6.11). Para edificios de concreto reforzado diseñados con enfoque viga débil/columna fuerte, serán las vigas las que estarán sujetas a comportamiento inelástico, y la rigidez a flexión de la viga será:

$$EI_{\text{viga}} = \frac{E_c I_{cr}}{\mu_b} \quad [\text{Ec. III - 15}]$$

En donde EI_{cr} es la rigidez a flexión de la viga y μ_b es la demanda de ductilidad esperada para la viga. Según Priestley et al³, es adecuado utilizar μ (ver Ec. III-7) como un equivalente para μ_b .

Debido al enfoque de diseño viga débil/columna fuerte, las columnas estarán protegidas ante acciones inelásticas, por lo tanto su rigidez puede tomarse como el valor de rigidez agrietada sin necesidad de aplicar una reducción por ductilidad.

El ACI 318¹³, en su edición 2014, recomienda las siguientes rigideces para sección agrietada: para columnas, una rigidez agrietada de $0.70I_g$ y para vigas $0.35I_g$.

3.6.15 Efectos P-Delta

Ya fue establecido en la sección 2.7 de donde surgen los efectos P- Δ y las consecuencias que estos podrían provocar a la estructura, desde la inestabilidad hasta una pérdida acelerada de rigidez.

El Diseño Basado en Desplazamiento Directo cuenta con una gran ventaja a la hora de considerar los efectos P- Δ , ya que el desplazamiento de diseño es conocido desde el inicio del proceso de diseño, por lo tanto el momento P- Δ es también conocido, lo cual sirve para determinar la resistencia requerida de la estructura.

Al igual que en el Método Estático Equivalente, los efectos P- Δ pueden ser considerados o no en el proceso de análisis, de acuerdo a un factor de estabilidad definido por la siguiente ecuación:

$$\theta_{\Delta} = \frac{P\Delta_{\max}}{M_D} \quad [\text{Ec. III} - 16]$$

La Ec. III-16 compara la magnitud del efecto P- Δ con el momento resistente en la base de la estructura.

Cuando el factor de estabilidad calculado con la Ec. III-16 sea mayor a 0.10, el momento resistente en la base de la estructura debe ser amplificado para tomar en cuenta los efectos P- Δ de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$M_B = K_e \Delta_e + \frac{1}{2} P\Delta_d \quad [\text{Ec. III} - 17]$$

Para valores menores o iguales a 0.10, el efecto P- Δ puede ser despreciado.

3.6.16 Diseño de elementos estructurales.

El Diseño Basado en Desplazamiento Directo es un método que tiene como objetivo determinar las demandas sísmicas que enfrentará la estructura, es decir, el cortante basal

de diseño y la distribución de este en toda la estructura, permitiendo obtener valores de momento a flexión y cortante para proceder con el diseño de los elementos estructurales.

Los métodos para el diseño de elementos estructurales son ampliamente conocidos y no son un objetivo de esta investigación, por lo cual no serán explicados a detalle y serán aplicados directamente en el proceso de diseño. Sin embargo, el Diseño Basado en Desplazamiento Directo establece algunos lineamientos con respecto a las propiedades de los materiales a utilizar. Estos aspectos serán abordados a continuación.

3.6.16.1 Resistencia de diseño de materiales.

En métodos de diseño convencionales es una práctica común adoptar valores mínimos o reducidos de la capacidad de los materiales a la hora de calcular la capacidad nominal de una sección. Además esto se suele combinar con un factor de reducción de resistencia para asegurar un enfoque conservador de la capacidad del elemento. Sin embargo, para diseño sísmico se espera que durante la acción de un sismo de diseño, la capacidad de la sección será considerablemente menor que la demanda que se tiene, en consecuencia, ser demasiado conservador con la capacidad de los materiales no resultará en una mejor protección de la estructura, ya que siempre se tendrán acciones inelásticas sobre esta. Por lo tanto, Priestley et al³, recomiendan que no se utilicen factores de reducción de resistencia a la hora de diseñar los elementos estructurales. Además se recomienda un incremento en la capacidad de los materiales, como se establece a continuación:

$$\text{Concreto: } f'_{ce} = 1.3f'_c$$

$$\text{Acero: } f_{ye} = 1.1f_y$$

También será necesario obtener estimaciones de resistencia factible para rótulas plásticas, usando valores máximos de resistencia de los materiales como se establece a continuación:

$$\text{Concreto: } f'_{ce} = 1.7f'_c$$

$$\text{Acero: } f_{ye} = 1.3f_y$$

3.6.17 Verificación del diseño.

Para verificar la validez del diseño realizado, se puede aplicar diversos análisis a la estructura, entre los que se puede destacar el análisis pushover, el cual consiste en un análisis inelástico bajo un vector de cargas laterales incrementado gradualmente. Este patrón de cargas representa las fuerzas inerciales que experimenta la estructura durante un sismo. El análisis pushover tiene la habilidad de dar seguimiento a la formación de las rótulas plásticas en una estructura, lo que lo vuelve principalmente atractivo para verificar el diseño. Este análisis puede llevarse a cabo de forma automática aprovechando las ventajas que los programas de análisis estructural, como SAP2000, ofrecen hoy día. Una descripción más detallada del análisis pushover se presenta en la sección 3.7.2.3.

3.7 Diseño por el Método de Espectro de Capacidad.

El Método de Espectro de Capacidad fue originalmente planteado para realizar una evaluación del desempeño de las estructuras, pero también puede ser utilizado para el diseño de estas. Este método es un procedimiento de análisis no lineal simplificado que usa la intersección de la curva de capacidad de la estructura y un espectro de respuesta reducido para determinar su punto de desempeño. Para aplicar esta metodología es necesario contar con un diseño preliminar de la estructura, el cual puede ser un diseño obtenido mediante la aplicación del Método Estático Equivalente (ver capítulo II).

Como ya se ha mencionado anteriormente, si bien los análisis elásticos brindan un buen indicador de la capacidad elástica de las estructuras y donde ocurre su respectiva fluencia, estos no predicen los mecanismos de falla ni toman en cuenta la redistribución de fuerzas después de fluencia. Por esta razón surge la necesidad del uso de procesos no lineales para diseño, con el objetivo de ayudar al ingeniero a tener un mejor entendimiento sobre como las estructuras se comportarán ante sismos grandes, donde se espera que la capacidad elástica de la estructura sea superada.

El Método de Espectro de Capacidad brinda una representación gráfica de la curva de capacidad, siendo esta una herramienta muy valiosa para identificar si una estructura necesita mayor capacidad o mayor rigidez, o para dar validez al diseño preliminar, convirtiéndolo en un diseño final.

3.7.1 Metodología para desarrollar análisis no lineal simplificado.

Antes de entrar a profundidad en esta metodología, debemos definir algunos conceptos de suma importancia como son capacidad, demanda y desempeño.

Capacidad: la capacidad general de una estructura depende de la resistencia y deformación de sus elementos estructurales. Para determinar la capacidad de la estructura más allá de su límite de fluencia debe llevarse a cabo un análisis no lineal, el cual podría ser un análisis pushover. Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales para generar una representación aproximada de un gráfico fuerza-desplazamiento, el cual representa la capacidad global de la estructura. Debe tomarse en cuenta la resistencia y rigidez reducida de los elementos estructurales después de que estos han superado su límite de fluencia. Este comportamiento se puede configurar a través de modelos de análisis no lineal, los cuales serán detallados en secciones posteriores.

Demanda: la demanda de desplazamiento es una estimación de la respuesta máxima esperada de la estructura durante un sismo. Se ha determinado poco práctico el calcular este desplazamiento para cada instante durante el sismo, ante lo cual es más conveniente y más sencillo utilizar un conjunto de desplazamientos laterales como la condición de diseño.

Desempeño: una revisión del desempeño puede ser llevada a cabo, una vez que se hayan determinado la curva de capacidad y la demanda de desplazamiento. Esto se hace con el fin de verificar el nivel de daño en los elementos estructurales y que este no haya sobrepasado los límites tolerables.

Si al realizar este análisis se detecta que la estructura no está cumpliendo sus objetivos de desempeño, será necesario llevar a cabo un rediseño de esta, para realizar un nuevo análisis y verificar que cumpla con los objetivos de desempeño y los criterios de aceptación.

3.7.2 Determinación de la capacidad de la estructura.

La capacidad de la estructura es representada mediante una curva pushover, la cual es obtenida al registrar el cortante basal y el desplazamiento del techo de esta. Según el ATC-40¹¹, para calcular la curva de capacidad de la estructura, se puede asumir que la estructura responde al movimiento del suelo mediante su primer modo de vibración, lo cual es válido para estructuras con periodos de vibración menores a un segundo. La determinación de la curva de capacidad para esta investigación se realizará haciendo esta asunción.

Para determinar la curva de capacidad de la estructura debe llevarse a cabo un análisis pushover. En este análisis, la estructura se somete a una carga lateral distribuida que se incrementa monótonamente hasta que un desplazamiento objetivo es obtenido. Esto se logra mediante la aplicación de un análisis estático no lineal hasta que la estructura desarrolla un mecanismo de colapso, el cual puede ser monitoreado a través de rótulas plásticas y haciendo uso de programas de análisis como SAP2000.

Por cuestiones prácticas, y debido a que el estudio de análisis pushover no es parte fundamental de la investigación, sino una herramienta para el objetivo final, solamente

los aspectos más relevantes de este serán explicados. Para aplicaciones más profundas y detalladas de análisis estático no lineal pushover, se recomienda ver Guevara et al¹⁴.

3.7.2.1 Definición de rótulas plásticas.

Una rótula plástica es un mecanismo que permite la rotación de la deformación plástica y es una herramienta fundamental en el diseño sismorresistente que sirve para modelar el comportamiento después de fluencia de un elemento estructural. Las rótulas plásticas pueden asignarse a un elemento estructural en cualquier ubicación. En marcos de concreto reforzado, estas son asignadas principalmente en los extremos de los elementos estructurales. El tipo de rótula plástica que se usará para este análisis es de momento, es decir, su comportamiento se debe al momento flexionante presente en el elemento, ya que se busca una falla controlada por la deformación. Algunas propiedades de las rótulas plásticas son descritas brevemente a continuación.

- **Longitud de rótula:** cada rótula plástica tiene una longitud sobre la cual la deformación o curvatura se distribuye. Generalmente esta longitud es del orden del peralte de la viga.
- **Curva de deformación plástica:** para cada rótula se debe definir una curva de momento-curvatura que muestre la rotación de fluencia y el comportamiento de esta después de fluencia, como la imagen a continuación.

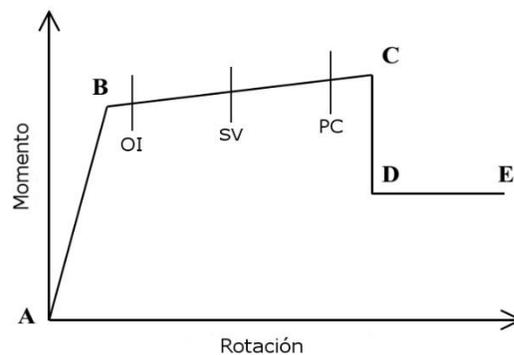


Figura III-14. Curva típica de rótula plástica.

Los puntos OI, SV y PC, representa los niveles de desempeño Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención del Colapso, respectivamente. Información adicional, como valores límite de rotación, puede asignarse a estos puntos, la cual es muy útil para un Diseño Basado en Desempeño.

El programa SAP2000 cuenta con la ventaja de definir rótulas plásticas de forma automática.

3.7.2.2 Patrones de carga.

Para poder realizar el análisis pushover es necesario la aplicación de cargas laterales al nivel de cada piso de la estructura. Esta carga debe ser representativa del cortante basal calculado para la estructura y debe distribuirse en proporción a cada piso de esta. Existen dos formas principales de llevar a cabo esta distribución. La primera es una distribución estándar que se puede encontrar en la mayoría de códigos de diseño sismorresistente, similar a la Ec. II-7, pero sin incluir la fuerza de látigo en el techo de la estructura:

$$F_x = V \frac{w_x h_x}{\sum w_x h_x} \quad [\text{Ec. III - 18}]$$

La segunda forma de distribuir el cortante basal está relacionado con el modo fundamental de vibración de la estructura, lo cual es válido para estructuras con un periodo de vibración menor o igual a un segundo.

$$F_x = V \frac{w_x \phi_x}{\sum w_x \phi_x} \quad [\text{Ec. III - 19}]$$

Cualquier forma de determinar la distribución del cortante basal en altura debería dar como resultado una distribución de las fuerzas similar a la mostrada en la figura III-10.

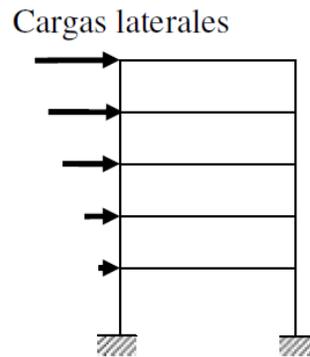


Figura III-15. Distribución de fuerzas laterales para análisis pushover.

3.7.2.3 Análisis estático no lineal.

El análisis estático no lineal, conocido como pushover consiste en aplicar cargas laterales sobre una estructura en la cual ya es conocido los detalles de refuerzo de sus diferentes elementos estructurales. Al tener la distribución de cargas de la estructura y sus

mecanismos de deformación, es decir, las rótulas plásticas, se procede a la aplicación de estas cargas sobre la estructura. Según ATC-40¹¹, la mayoría de estructuras pueden ser propiamente analizadas usando como máximo 10 incrementos de carga. Se deben aplicar incrementos a la carga lateral hasta que la estructura alcance un límite preestablecido, el cual generalmente estará ligado a la deformación de los elementos estructurales.

Al aplicar estas cargas, se puede dar seguimiento a la variación del cortante y el desplazamiento de la estructura, similar a una curva fuerza-desplazamiento. El seguimiento a estos valores permitirá la elaboración de la curva de capacidad de la estructura. Un ejemplo de esta curva se presenta en la figura III-11.

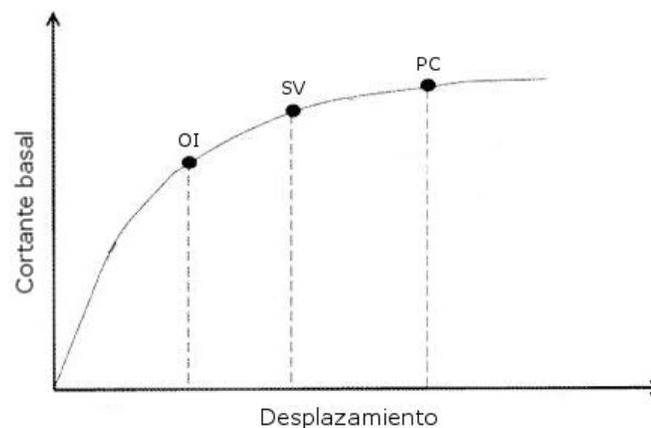


Figura III-16. Curva de capacidad obtenida de análisis pushover.

En la figura III-11, se puede apreciar la relación entre el comportamiento individual de los elementos estructurales (rótulas plásticas) y el desempeño global de la estructura, a través

de los niveles de desempeño definidos en la figura como Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención del Colapso.

3.7.3 Determinación de la demanda.

Para cumplir con un objetivo de desempeño, un desplazamiento (demanda) a lo largo de la curva de capacidad debe ser determinado, el cual se denomina el punto de desempeño.

La ubicación del punto de desempeño debe satisfacer dos condiciones:

1. El punto debe estar ubicado en el espectro de la curva de capacidad para que sea representativo de la estructura ante un desplazamiento dado.
2. El punto debe estar ubicado en una curva de demanda espectral reducida, que representa la demanda inelástica para la misma demanda de desplazamiento.

En la presente investigación se usará como demanda el espectro de respuesta presentado en la NTDS.

3.7.3.1 Cálculo del punto de desempeño.

Para calcular el punto de desempeño de forma automática se utilizará el programa SAP2000, sin embargo, es necesario presentar los principales aspectos teóricos de este procedimiento.

3.7.3.1.1 Desarrollo del espectro de respuesta.

La representación más común para un espectro de respuesta es un gráfico que relaciona la aceleración espectral con el periodo (S_a, T), sin embargo, el Método de Espectro de

Capacidad requiere que este sea representado mediante una relación aceleración-desplazamiento espectral (S_a , S_d).

Para cada punto en el espectro de respuesta tradicional, el desplazamiento espectral, S_d , puede ser calculado usando la siguiente ecuación:

$$S_d = \frac{S_a T^2}{4\pi^2} * g \quad [\text{Ec. III - 20}]$$

Esta transformación no tiene ningún efecto en los parámetros involucrados, simplemente es por conveniencia para tener una mejor visualización de espectro de capacidad al graficarlo junto con el espectro de respuesta (ver sección 3.7.3.1.2). Esto se puede apreciar de mejor forma en la figura III-12.

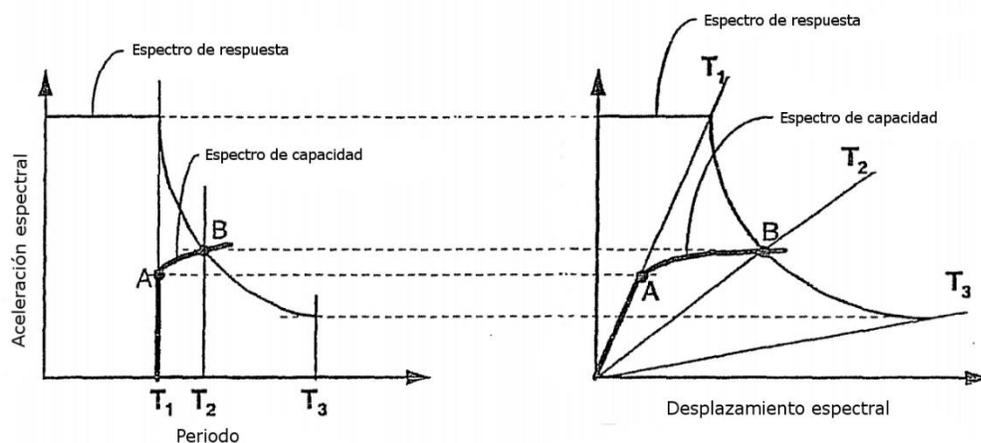


Figura III-17. Espectro de respuesta normal y transformado. Adaptado de ATC-40

3.7.3.1.2 Transformación de la curva de capacidad a un espectro de capacidad.

Para usar el Método de Espectro de Capacidad, se debe transformar la curva de capacidad, originalmente obtenida en términos de cortante basal y desplazamiento del techo, a un

espectro de capacidad. Esto se representa a través de una curva de espectro de respuesta aceleración-desplazamiento.

Para realizar esta transformación, como paso inicial se debe calcular el factor de participación modal y el coeficiente de masa modal del primer modo de vibración, representados respectivamente a través de las siguientes ecuaciones:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{i1})}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{i1}^2)}{g}} \quad [\text{Ec. III - 21}]$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{i1})}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad [\text{Ec. III - 22}]$$

Luego, para cada punto de la curva de capacidad, definidos como pares ordenados de cortante basal y desplazamiento de techo, se calculan su aceleración y desplazamiento espectral, S_a y S_d , respectivamente, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad [\text{Ec. III - 23}]$$

$$S_d = \frac{\Delta_{\text{techo}}}{PF_1 \times \phi_{\text{techo } 1}} \quad [\text{Ec. III - 24}]$$

3.7.3.1.3 Selección del punto de desempeño de prueba.

Una primera opción para escoger el punto de desempeño de prueba (a_{pi} , d_{pi}), podría ser el desplazamiento obtenido usando la aproximación de igual desplazamiento.

Esta aproximación consiste en suponer que el desplazamiento de la estructura en su rango inelástico es igual al desplazamiento si la estructura se mantuviese siempre en su rango elástico. Esto se puede apreciar mejor en la figura III-13.

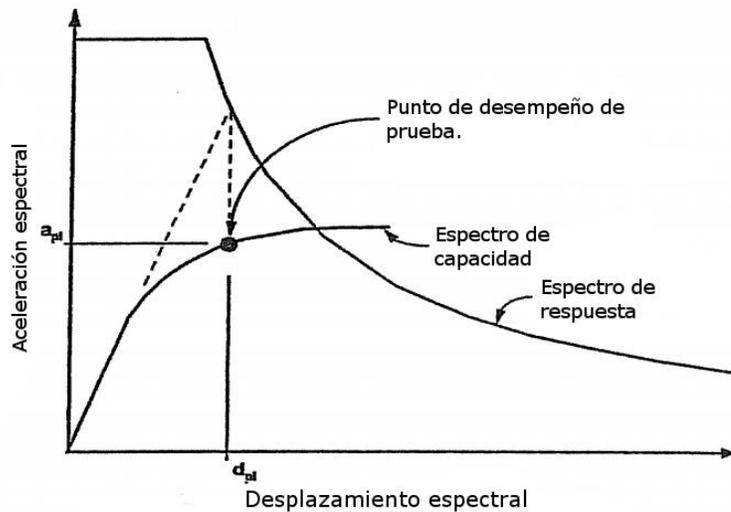


Figura III-18. Punto de desempeño de prueba. Adaptado de ATC-40

3.7.3.1.4 Representación bilineal del espectro de capacidad.

Es necesaria una representación bilineal del espectro de capacidad para estimar el amortiguamiento efectivo y una reducción adecuada del espectro de respuesta. Para construir esta representación es necesario haber definido antes el punto de desempeño de prueba (ver sección 3.7.3.1.3).

Para dibujar la representación bilineal, primero se debe trazar una línea partiendo desde el origen y que debe coincidir con la pendiente del rango elástico del espectro de capacidad. Segundo, partiendo desde el punto de desempeño de prueba (a_{pi} , d_{pi}), luego dar una pendiente a esta línea de tal modo que cuando se intersecte con la primera línea

dibujada, en el punto a_y , d_y , el área designada como A_1 en la figura III-14, sea igual al área designada como A_2 . El propósito de buscar que estas dos áreas sean iguales es para que haya una cantidad igual de energía asociada a cada curva.

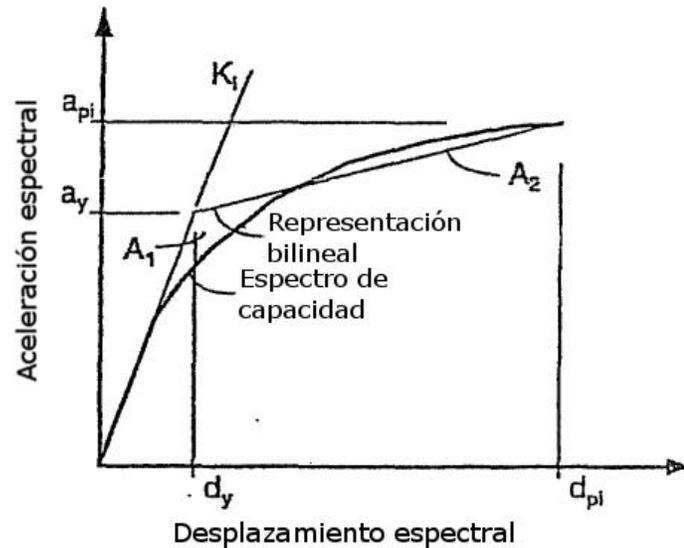


Figura III-19. Representación bilineal del espectro de capacidad.
Adaptado de ATC-40

3.7.3.1.5 Desarrollo del espectro de demanda.

Cuando una estructura es llevada a su rango de comportamiento inelástico, el amortiguamiento que ocurre puede ser definido como una combinación del amortiguamiento propio de la estructura, y el amortiguamiento histerético, el cual está relacionado al área bajo la curva de capacidad de la estructura. Según ATC-40¹¹, este amortiguamiento histerético puede ser representado como un amortiguamiento viscoso equivalente, haciendo uso de la siguiente ecuación:

$$\beta_{eq} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad [\text{Ec. III} - 25]$$

El primer término del segundo miembro de la ecuación anterior representa el amortiguamiento histerético y el segundo término representa el amortiguamiento viscoso inherente a la estructura, que para marcos de concreto reforzado suele tomarse como un 5 % del amortiguamiento crítico.

El espectro de respuesta desarrollado en la sección 3.7.3.1.1, debe ser convertido a un espectro de demanda aplicando factores de reducción espectral. Estos factores se calculan haciendo uso de las siguientes ecuaciones:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln \beta_{eq}}{2.12} \quad [\text{Ec. III} - 26]$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln \beta_{eq}}{1.65} \quad [\text{Ec. III} - 27]$$

Los factores de reducción espectral son usados para disminuir el espectro de respuesta elástico a uno con amortiguamiento mayor que 5 %. Una vez obtenidos los factores de reducción, se debe proceder a desarrollar el espectro de demanda, haciendo uso del proceso mostrado en la figura III-15.

Debido a que en la presente investigación se ha tomado el espectro de respuesta establecido en la NTDS, la aplicación de los factores de reducción implica realizar una multiplicación para los valores de aceleración obtenidos para el espectro original. Teniendo especial cuidado de aplicar cada factor a su respectiva sección del espectro.

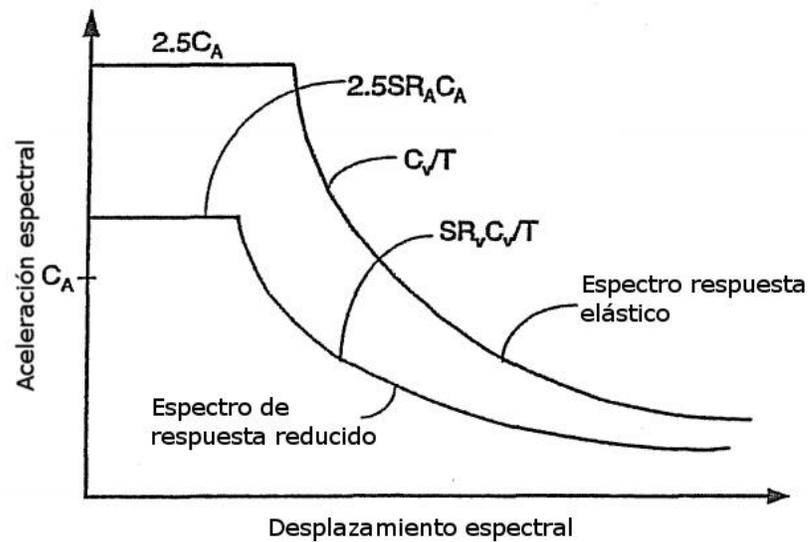


Figura III-20. Espectro de respuesta elástico y reducido. Adaptado de ATC-40

3.7.3.1.6 Desplazamiento máximo esperado para la demanda sísmica.

Ahora que ya se tiene el espectro de capacidad y el espectro de demanda graficados en conjunto, se debe determinar primeramente si estos se intersectan. Si estos se intersectan, se debe verificar si es en el punto de desempeño de prueba (a_{pi} , d_{pi}), o si el punto de intersección, d_i , está dentro de la tolerancia con respecto al desplazamiento de prueba asumido. De acuerdo con ATC-40¹¹, el punto de intersección es aceptable como punto de desempeño, si este tiene un valor de $\pm 5\%$ del desplazamiento correspondiente al punto de desempeño de prueba. Es decir, si $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$.

Si el espectro de demanda no se intersecta con el espectro de capacidad dentro de la tolerancia definida, entonces se debe seleccionar un nuevo punto de desempeño de prueba y aplicar de nuevo todo el proceso, a partir de la sección 3.7.3.1.4.

3.7.4 Revisión del desempeño.

Para determinar si la estructura cumple los objetivos de desempeño previamente establecidos, los resultados obtenidos en la sección anterior deben compararse con límites definidos para los niveles de desempeño, es decir, la estructura debe cumplir con los criterios de aceptación. Como ya se mencionó en la sección 3.5.1, existen dos categorías principales para evaluar el desempeño de una estructura:

- Criterios de aceptación global, definidos en la sección 3.5.1.1
- Criterios de aceptación para elementos estructurales, definidos en la sección 3.5.1.2.

Vale la pena mencionar que si estos criterios no son alcanzados, es necesario llevar a cabo una revisión del diseño de la estructura, y hacer los ajustes necesarios para cumplir con estos objetivos.

3.7.4.1 Criterios de aceptación global.

3.7.4.1.1 Desplazamiento lateral.

El desplazamiento lateral en el punto de desempeño obtenido en la sección 3.7.3.1.6, debe ser revisada con los límites establecidos en la siguiente tabla:

Tabla III-3. Límites de deformación. Tomada de ATC-40

| Límite de la deriva de entrepiso | Nivel de desempeño | | | |
|----------------------------------|--------------------|---------------------|-------------------|--------------------------|
| | Operacional | Ocupación Inmediata | Seguridad de vida | Prevención del colapso |
| Deriva máxima total | 0.01 | 0.01-0.02 | 0.02 | $0.33 * \frac{V_i}{P_i}$ |

3.7.4.2 Criterios de aceptación para elementos estructurales.

Según ATC-40¹¹, la respuesta inelástica de los elementos estructurales es aceptable siempre y cuando la deformación no exceda los límites establecidos para los diferentes niveles de desempeño. Estos niveles son definidos para los diferentes elementos estructurales que conforman una edificación, en este caso en particular, al ser vigas y columnas los elementos principales de los marcos de concreto reforzado, se presenta a continuación los límites de deformación establecidos para estos elementos.

Tabla III-4. Criterio de aceptación para la deformación en rótulas plásticas en vigas de concreto reforzado. Adaptado de ATC-40

| Tipo de elemento | | Nivel de desempeño | | | |
|-----------------------------------|----------------------|-------------------------------|-------|-------|-------|
| | | OI | SV | PC | |
| Viga controlada por flexión. | | | | | |
| $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$ | Refuerzo transversal | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ | | | |
| ≤ 0.0 | C | ≤ 3 | 0.005 | 0.02 | 0.025 |
| ≤ 0.0 | C | ≥ 6 | 0.005 | 0.01 | 0.02 |
| ≥ 0.5 | C | ≤ 3 | 0.005 | 0.01 | 0.02 |
| ≥ 0.5 | C | ≥ 6 | 0.005 | 0.005 | 0.015 |
| ≤ 0.0 | NC | ≤ 3 | 0.005 | 0.01 | 0.02 |
| ≤ 0.0 | NC | ≥ 6 | 0.0 | 0.005 | 0.01 |
| ≥ 0.5 | NC | ≤ 3 | 0.005 | 0.01 | 0.01 |
| ≥ 0.5 | NC | ≥ 6 | 0.0 | 0.005 | 0.005 |

C y NC, significan: Conforme o No Conforme, respectivamente. Un elemento es conforme, si dentro de la región de la rótula plástica: 1) los estribos están espaciados a una distancia menor o igual a $d/3$; y 2) la resistencia provista por los estribos (V_s) es al menos el 75 % del cortante de diseño.

Tabla III-5. Criterio de aceptación para la deformación en rótulas plásticas en columnas de concreto reforzado. Adaptada de ATC-40

| Tipo de elemento | | | Nivel de desempeño | | |
|---------------------------------|----------------------|-------------------------------|--------------------|-------|-------|
| | | | OI | SV | PC |
| Columna controlada por flexión. | | | | | |
| $\frac{P}{A_g f'_c}$ | Refuerzo transversal | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ | | | |
| ≤ 0.1 | C | ≤ 3 | 0.005 | 0.01 | 0.02 |
| ≤ 0.1 | C | ≥ 6 | 0.005 | 0.01 | 0.015 |
| ≥ 0.4 | C | ≤ 3 | 0.0 | 0.005 | 0.015 |
| ≥ 0.4 | C | ≥ 6 | 0.0 | 0.005 | 0.01 |
| ≤ 0.1 | NC | ≤ 3 | 0.005 | 0.005 | 0.01 |
| ≤ 0.1 | NC | ≥ 6 | 0.005 | 0.005 | 0.005 |
| ≥ 0.4 | NC | ≤ 3 | 0.0 | 0.0 | 0.005 |
| ≥ 0.4 | NC | ≥ 6 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

C y NC, significan Conforme o No Conforme, respectivamente. Un elemento es Conforme, si dentro de la región de la rótula plástica: 1) los estribos están espaciados a una distancia menor o igual a $d/3$; y 2) la resistencia provista por los estribos (V_s) es al menos el 75 % del cortante de diseño.

Si la estructura en general y los elementos estructurales en particular, cumplen con sus respectivos criterios de aceptación, el diseño preliminar es validado como diseño final, de lo contrario, un rediseño es necesario, con el objetivo de mejorar la rigidez o resistencia a la estructura, para poder cumplir con los objetivos de desempeño.

3.7.5 Fortalecimiento y endurecimiento de la estructura.

El fortalecimiento (mayor resistencia) y endurecimiento (mayor rigidez) son las mejoras más comunes implementadas para estructuras que no cumplen sus objetivos de desempeño. El fortalecimiento y endurecimiento son realizados casi siempre en conjunto. Esta mejora a la estructura generalmente es llevada a cabo mediante la adición de paredes estructurales, arriostramientos y cualquier elemento que añada resistencia y rigidez a

la estructura. Al ser esta una investigación centrada en los marcos de concreto reforzado, la mejora a la estructura se centrará en los elementos estructurales existentes en el diseño preliminar, es decir, vigas y columnas.

Basado en el objetivo de diseño definido y en el desempeño calculado, se puede definir si una estructura cumple o no con sus criterios de aceptación. Si esta no cumple, el fortalecimiento y endurecimiento se llevará a cabo por prueba y error, es decir, aumentando progresivamente las dimensiones de los elementos estructurales hasta lograr cumplir con el objetivo de desempeño. En el caso que la estructura cumpla sobradamente con el objetivo de desempeño, una reducción de las secciones de los elementos estructurales será necesaria, hasta llevar el desempeño de la misma a niveles aceptables y eficientes.

3.8 Diseño por el Método de Coeficientes de Desplazamiento

Al igual que el método de diseño presentado en la sección 3.7, el Método de Coeficientes de Desplazamiento fue elaborado originalmente para evaluar el desempeño de estructuras existentes. Sin embargo, también puede ser aplicado para el diseño de estructuras nuevas, a partir de la evaluación de un diseño preliminar.

Este método brinda un proceso numérico directo para calcular la demanda de desplazamiento y a diferencia del Método de Espectro de Capacidad, este no requiere la transformación de la curva de capacidad a un espectro de capacidad. El procedimiento para obtener la curva de capacidad de una estructura fue abordado en la sección 3.7.2.

Como desarrollar esta metodología se presenta en las siguientes secciones, de acuerdo a lo establecido en FEMA 356¹⁵.

3.8.1 Representación bilineal de la curva de capacidad.

La curva de capacidad, que relaciona el cortante basal con el desplazamiento de techo, debe reemplazarse con una representación idealizada que permita calcular parámetros importantes como rigidez efectiva y resistencia efectiva a fluencia.

Los segmentos lineales de la representación bilineal de la curva de capacidad deben ubicarse mediante un proceso gráfico iterativo para balancear, de forma aproximada, las áreas encima y debajo de la curva de capacidad (ver figura III-16).

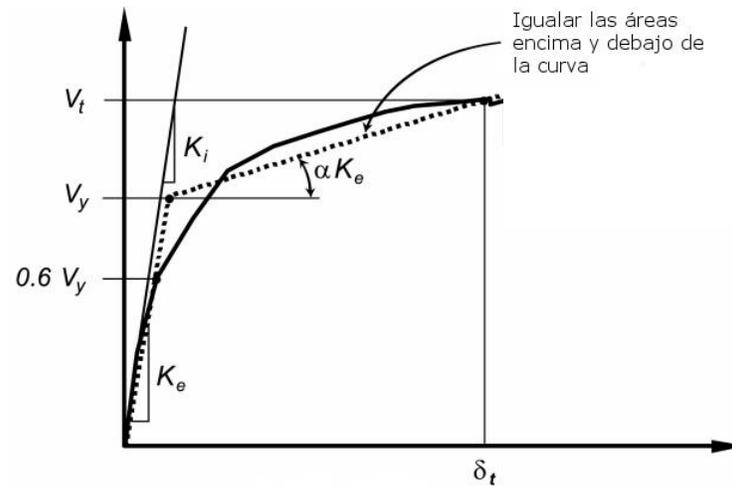


Figura III-21. Representación bilineal de la curva de capacidad.

Dibujar esta representación bilineal requiere un proceso de prueba y error, debido a que el valor de resistencia a fluencia, V_y , no se conoce hasta después de dibujar la línea con la rigidez efectiva, K_e . Por lo tanto, una línea K_e de prueba debe dibujarse para poder definir un valor de la resistencia a fluencia, para luego verificar si el punto donde la línea K_e cruza la curva de capacidad es igual al 60 % de la resistencia de fluencia. Si esto no se cumple, se debe seleccionar una nueva línea K_e para poder repetir el proceso.

3.8.2 Periodo efectivo

El periodo de vibración debe estar basado en la representación idealizada de la curva de capacidad de la sección anterior. Este periodo debe calcularse usando la siguiente ecuación:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad [\text{Ec. III} - 28]$$

Para la Ec. III-28, T_i es el periodo fundamental de vibración de la estructura, el cual puede ser obtenido de un análisis modal. K_i es la rigidez elástica de la estructura; el valor de K_e se obtiene de la representación idealizada de la curva de capacidad en la figura III-16.

3.8.3 Desplazamiento objetivo.

El desplazamiento objetivo debe calcularse de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad [\text{Ec. III} - 29]$$

Cada coeficiente de la Ec. III-29, es abordado a continuación.

- C_0 : coeficiente de modificación que relaciona el desplazamiento de un sistema equivalente de un grado de libertad con el desplazamiento del techo de un sistema de múltiples grados de libertad. Este coeficiente puede ser obtenido directamente de la tabla III-6.

Tabla III-6. Valores del coeficiente de modificación C_0 . Adaptada de FEMA 356

| Número de pisos | Patrón de cargas triangular |
|-----------------|-----------------------------|
| 1 | 1.0 |
| 2 | 1.2 |
| 3 | 1.2 |
| 5 | 1.3 |
| > 10 | 1.3 |

- C_1 : coeficiente de modificación que relaciona el máximo desplazamiento inelástico esperado, con el desplazamiento elástico calculado para una respuesta lineal. Para $T_e > T_s$, $C_1 = 1.0$. Para $T_e < T_s$, el coeficiente de modificación se obtiene de la siguiente ecuación:

$$C_1 = \frac{1.0 + (R - 1) \frac{T_s}{T_e}}{R} \quad [\text{Ec. III - 30}]$$

En donde R es un factor de relación de resistencia que debe calcularse de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad [\text{Ec. III - 31}]$$

El valor de S_a será definido más adelante. C_m , es un factor de masa efectiva, que de acuerdo a FEMA 356¹⁵, para edificios de marcos de concreto reforzado de tres o más niveles debe ser tomado como 0.9. Sin embargo, si el periodo fundamental de la estructura es mayor a un segundo, este factor debe tomarse como 1.0.

El valor de T_s en la Ec. III-30 representa el periodo en el espectro de respuesta asociado con el cambio entre el segmento de aceleración constante y el segmento de velocidad constante. Para un espectro de respuesta típico, T_s se puede apreciar en la figura III-17:

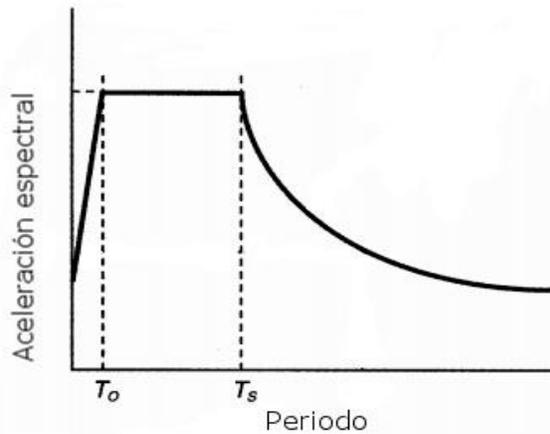


Figura III-22. Ejemplo de espectro de respuesta.

- C_2 : este coeficiente representa el efecto histerético y la degradación de la rigidez durante el máximo desplazamiento de respuesta. Valores para este coeficiente según el sistema estructural y nivel de desempeño son dados en la tabla III-7.

Tabla III-7. Valores para el coeficiente de modificación C_2 . Adaptada de FEMA 356

| Nivel de desempeño | Marcos resistentes a momento | |
|------------------------|------------------------------|--------------|
| | $T \leq 0.1 \text{ s}$ | $T \geq T_s$ |
| Ocupación Inmediata | 1.0 | 1.0 |
| Seguridad de Vida | 1.3 | 1.1 |
| Prevención del Colapso | 1.5 | 1.2 |

- C_3 : coeficiente de modificación que representa el incremento en el desplazamiento debido a los efectos $P-\Delta$, para estructuras con una rigidez positiva después de fluencia, este factor debe tomarse con un valor de 1.0.
- S_a : aceleración obtenida del espectro de respuesta, para el periodo efectivo de la estructura.

3.8.4 Evaluación del desempeño.

Al igual que la metodología presentada en la sección 3.7, esta metodología evalúa el desempeño de la estructura con dos enfoques principales. El primero, relacionado al comportamiento global de la estructura; el segundo, relacionado con el comportamiento individual de los elementos estructurales.

3.8.4.1 Respuesta global de la estructura.

Para el desempeño global de la estructura se debe verificar que las derivas deben tengan un valor dentro de los límites definidos en la tabla III-8

Tabla III-8. Límites de deformación. Adaptada de ATC-40

| Límite de la deriva de entrepiso | Nivel de desempeño | | | |
|----------------------------------|--------------------|---------------------|-------------------|--------------------------|
| | Operacional | Ocupación Inmediata | Seguridad de vida | Prevención del colapso |
| Deriva máxima total | 0.01 | 0.01-0.02 | 0.02 | $0.33 * \frac{V_i}{P_i}$ |

3.8.4.2 Respuesta de los elementos estructurales.

La resistencia y deformación para el desplazamiento objetivo deben de ser igual o menores a los indicados en las tablas III-9 y III-10. En este caso en particular, son de especial interés el límite para vigas y columnas de concreto reforzado, y estos se muestran a continuación:

Tabla III-9. Criterio de aceptación para la deformación de rótulas plásticas en vigas de concreto reforzado.

| Tipo de elemento | | | Nivel de desempeño | | |
|-----------------------------------|----------------------|-------------------------------|--------------------|-------|-------|
| Viga controlada por flexión. | | | | | |
| $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$ | Refuerzo transversal | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ | OI | SV | PC |
| ≤ 0.0 | C | ≤ 3 | 0.01 | 0.02 | 0.025 |
| ≤ 0.0 | C | ≥ 6 | 0.005 | 0.01 | 0.02 |
| ≥ 0.5 | C | ≤ 3 | 0.005 | 0.01 | 0.02 |
| ≥ 0.5 | C | ≥ 6 | 0.005 | 0.005 | 0.015 |
| ≤ 0.0 | NC | ≤ 3 | 0.005 | 0.01 | 0.02 |
| ≤ 0.0 | NC | ≥ 6 | 0.0015 | 0.005 | 0.01 |
| ≥ 0.5 | NC | ≤ 3 | 0.005 | 0.01 | 0.01 |
| ≥ 0.5 | NC | ≥ 6 | 0.0015 | 0.005 | 0.005 |

C y NC, significan: Conforme o No Conforme, respectivamente. Un elemento es Conforme, si dentro de la región de la rótula plástica: 1) los estribos están espaciados a una distancia menor o igual a $d/3$; y 2) la resistencia provista por los estribos (V_s) es al menos el 75 % del cortante de diseño.

Tabla III-10. Criterio de aceptación para la deformación de rótulas plásticas en columnas de concreto reforzado.

| Tipo de elemento | | | Nivel de desempeño | | |
|---------------------------------|----------------------|-------------------------------|--------------------|-------|-------|
| Columna controlada por flexión. | | | | | |
| $\frac{P}{A_g f'_c}$ | Refuerzo transversal | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ | OI | SV | PC |
| ≤ 0.1 | C | ≤ 3 | 0.005 | 0.015 | 0.02 |
| ≤ 0.1 | C | ≥ 6 | 0.005 | 0.012 | 0.016 |
| ≥ 0.4 | C | ≤ 3 | 0.003 | 0.012 | 0.015 |
| ≥ 0.4 | C | ≥ 6 | 0.003 | 0.01 | 0.012 |
| ≤ 0.1 | NC | ≤ 3 | 0.005 | 0.005 | 0.006 |
| ≤ 0.1 | NC | ≥ 6 | 0.005 | 0.004 | 0.005 |
| ≥ 0.4 | NC | ≤ 3 | 0.002 | 0.002 | 0.003 |
| ≥ 0.4 | NC | ≥ 6 | 0.002 | 0.002 | 0.002 |

C y NC, significan Conforme o No Conforme, respectivamente. Un elemento es Conforme, si dentro de la región de la rótula plástica: 1) los estribos están espaciados a una distancia menor o igual a $d/3$; y 2) la resistencia provista por los estribos (V_s) es al menos el 75 % del cortante de diseño.

Al igual que para diseño por el Método de Espectro de Capacidad, estos criterios antes mencionados deben cumplirse para que el diseño preliminar de la estructura pueda ser validado. Si estos límites son sobrepasados, será necesaria una revisión del diseño con el objetivo de cumplir con estos requisitos.

3.8.5 Fortalecimiento y endurecimiento de la estructura.

El parecido entre el diseño por el Método de Espectro de Capacidad y el Método de Coeficientes de Desplazamiento es evidente. La diferencia principal radica en la forma de obtener el desplazamiento de la estructura. De igual forma, el fortalecimiento y endurecimiento de la estructura debe llevarse a cabo según se definió en la sección 3.7.5.

CAPÍTULO IV

APLICACIÓN DEL MÉTODO ESTÁTICO
EQUIVALENTE

4.1 Caso de estudio.

En la presente investigación se estudiará un edificio de marcos de concreto reforzado ubicado en el área metropolitana de San Salvador, el cual es descrito en las siguientes secciones.

4.1.1 Descripción general.

- **Número de pisos:** la edificación cuenta con un total de cuatro pisos.
- **Altura de entrepiso:** todos los entrepisos tienen igual altura, la cual es de tres metros.
- **Altura total:** la altura total del edificio, medido desde el nivel de piso terminado es de 12 metros.
- **Largo y ancho:** la estructura posee una planta cuadrada de 18 m x 18 m.
- **Configuración estructural:** el edificio presenta regularidad tanto en planta como en elevación, de acuerdo a la NTDS¹, ya que este no posee discontinuidades físicas significativas en su configuración vertical, en planta, o en su sistema resistente a fuerzas laterales.
- **Sistema estructural:** de acuerdo a la NTDS¹, se tiene un Sistema A, que corresponde a marcos de concreto reforzado con detallado especial.
- **Uso:** el edificio está destinado para oficinas en sus cuatro primeros pisos, y en la azotea se prevé que servirá para la instalación de equipos comunes para el funcionamiento de este.

- **Consideraciones especiales:** como ya se definió en capítulos anteriores, esta investigación tiene como objetivo estudiar el diseño de una estructura mediante métodos diferentes, enfocada principalmente en los elementos estructurales de la edificación, es por esto que diferentes elementos no estructurales, como escaleras de acceso, no serán tomados en cuenta durante el análisis. Al ser los marcos de concreto los principales responsables de responder ante cargas sísmicas, las losas de entrepiso serán analizadas con una configuración rígida, cuya principal función será colectar y transmitir las cargas a los principales elementos estructurales, es decir, vigas y columnas.

En las siguientes figuras se muestra una vista en planta y una vista en elevación de la edificación.

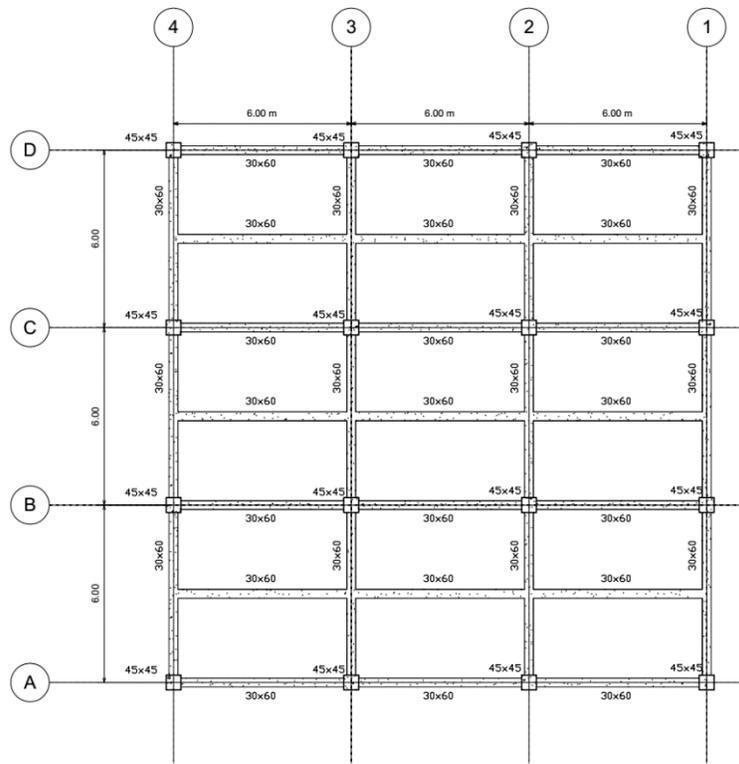


Figura IV-1. Vista en planta del segundo nivel.

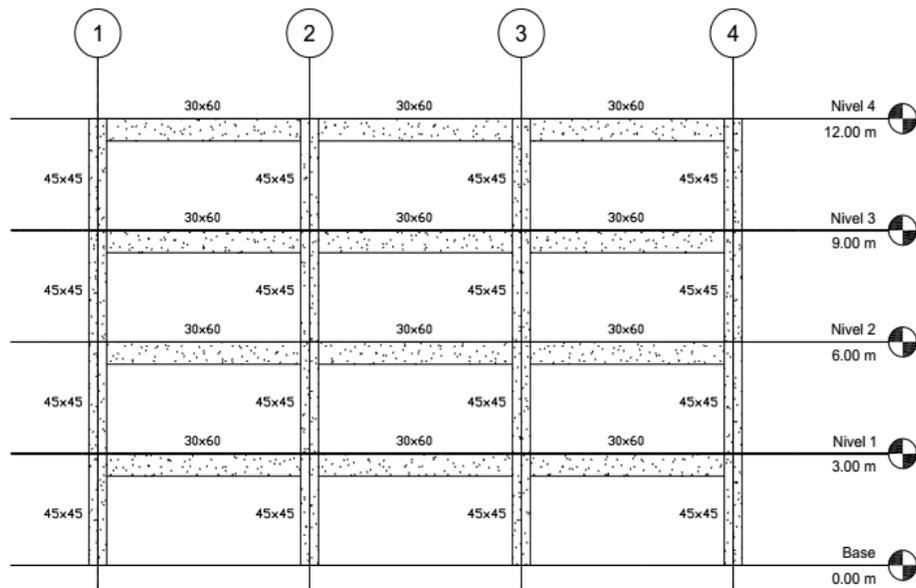


Figura IV-2. Vista en elevación de la edificación.

4.2 Aplicación del Método Estático Equivalente.

4.2.1 Cortante basal de diseño.

El cortante basal de diseño debe calcularse de acuerdo a la Ec. IV-1:

$$V = C_s W \quad [\text{Ec. IV} - 1]$$

Como se puede apreciar, primeramente se debe calcular el coeficiente sísmico C_s de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{AIC_0}{R} \left(\frac{T_0}{T} \right)^{2/3} \quad [\text{Ec. IV} - 2]$$

4.2.1.1 Factor de zonificación sísmica A.

Como ya se mencionó en la sección 4.1, el edificio estará ubicado en San Salvador, por lo cual, de acuerdo a la figura IV-3, corresponde a la zona I, con un factor de zonificación sísmica A con un valor de 0.40, acorde a la tabla IV-1.

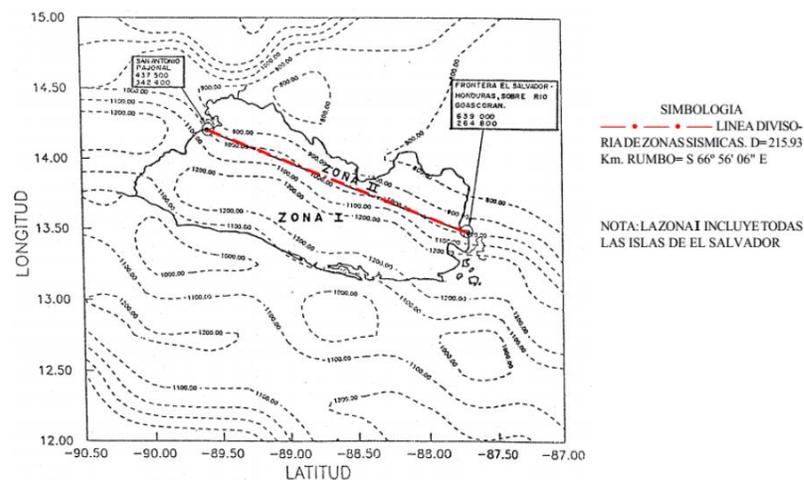


Figura IV-3. Mapa de zonificación sísmica de El Salvador, tomado de NTDS¹

Tabla IV-1. Factor de zonificación sísmica.

| Zona | Factor A |
|------|----------|
| I | 0.40 |
| II | 0.30 |

4.2.1.2 Factor de Importancia.

Con base en la NTDS¹, la edificación se puede categorizar como una de ocupación normal, cuyo factor de importancia I, es igual a 1.0, de acuerdo a la tabla IV-2.

Tabla IV-2. Factores de Importancia.

| Categoría de ocupación | Tipo de edificación | Factor de Importancia, I |
|------------------------|--|--------------------------|
| I | Establecimientos Esenciales o Peligrosos | 1.5 |
| II | Edificios de Ocupación Especial | 1.2 |
| III | Edificios de Ocupación Normal | 1.0 |

4.2.1.3 Coeficientes de sitio.

La NTDS¹ establece que cuando no se posee información detallada de las propiedades del suelo en el sitio, se debe usar un perfil de suelo tipo S₃, definido en la tabla IV-3.

Tabla IV-3. Coeficientes de sitio.

| Tipo | Descripción | C ₀ | T ₀ |
|----------------|--|----------------|----------------|
| S ₃ | Perfil de suelo que contiene un espesor acumulado de 4 a 12 metros de suelos cohesivos blandos a medianamente compactos o suelos no cohesivos sueltos. | 3.0 | 0.6 |

4.2.1.4 Factor de reducción de resistencia, R.

Para marcos de concreto reforzado con detallado especial, la normativa establece un factor R con un valor de 12.

4.2.1.5 Período de la estructura.

a) Método A

Acorde a la NTDS¹, primeramente se debe calcular un periodo de vibración aproximado, basado en la altura del edificio, siguiendo el método A, descrito en el capítulo II.

$$T = C_t(h_n)^{\frac{3}{4}} \quad [\text{Ec. IV - 3}]$$

La NTDS¹, establece un valor de C_t de 0.073 para marcos de concreto reforzado y tal como se define en la figura IV-2, la altura del edificio es de 12 metros. Sustituyendo valores en la ecuación IV-3, se obtiene un periodo de vibración:

$$T = 0.471 \text{ s}$$

De acuerdo a la NTDS¹, el valor de T no debe ser menor que T_0 , por lo cual $T=T_0=0.6 \text{ s}$.

Ahora que ya se cuenta con todos los datos necesarios para calcular el coeficiente sísmico C_s , de acuerdo a la Ec. IV-2, se procede a realizar dicha operación:

$$C_s = \frac{(0.4)(1.0)(3)}{12} \left(\frac{0.6}{0.6}\right)^{2/3} = 0.10$$

4.2.1.6 Peso sísmico, W

Acorde a la NTDS¹, el peso sísmico es la sumatoria de la carga muerta más la carga viva instantánea. Las cuales se definen a continuación.

- **Carga muerta.** Las cargas muertas son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura, entre las que se tiene principalmente: el peso propio, divisiones interiores, cielos falsos e instalaciones eléctricas, etc. El peso propio se calcula a partir de la geometría de los elementos que conforman la estructura y con la densidad de los materiales de estos. Las demás cargas muertas suelen tomarse con un valor aproximado en su etapa de diseño, ya que generalmente no se tiene información detallada de estas. Para esta investigación se usarán las cargas muertas definidas en la tabla IV-4.

Tabla IV-4. Valores típicos de carga muerta.

| Tipo de carga | Valor (kg/m ²) |
|--|----------------------------|
| Piso | 120 |
| Cielo Falso + Instalaciones Eléctricas | 30 |
| Losa adicional | 20 |
| Divisiones Interiores | 70 |
| Σ | 240 |

Como se puede apreciar en la tabla anterior, la sumatoria para todas las cargas muertas involucradas es de 240 Kg/m². Esta carga será aplicada a cada losa en la estructura, la cual cumplirá la función de coleccionar y transmitir estas cargas a los elementos estructurales.

- **Cargas vivas.** El Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones define las cargas vivas a utilizar de acuerdo al uso que la estructura tendrá, en este

caso, para un edificio que está destinado para oficinas, se tiene una carga viva máxima de 250 kg/m^2 y una carga viva instantánea de 180 kg/m^2 . Es necesario aclarar que la carga viva máxima es la que se utiliza para el análisis gravitacional de la edificación y la carga viva instantánea es la que se utiliza para el análisis sísmico. Debido a que la edificación cuenta con el último nivel destinado para azotea, el reglamento también posee un apartado para este tipo de uso: la carga viva máxima para esta condición es de 100 kg/m^2 y la carga viva instantánea es de 50 kg/m^2 .

Al aplicar las cargas mencionadas en el modelo computacional, se obtiene el peso sísmico de la estructura:

$$W = 1219.20 \text{ Ton}$$

Aplicando la ecuación IV-1, se obtiene el cortante basal de diseño para la estructura.

$$V = 0.1 * 1219.20 = 121.92 \text{ Ton}$$

4.2.2 Distribución vertical de la fuerza lateral.

De acuerdo a lo expuesto en la sección 2.3, la NTDS¹, establece que el cortante basal debe distribuirse acorde a la siguiente ecuación:

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad [\text{Ec. IV} - 4]$$

Debido a que el periodo T es menor que 0.7 s, el término F_t de la Ec. IV-4 es igual a 0.

Para utilizar la Ec. IV-4 se debe distribuir el peso sísmico total por cada nivel de la estructura, lo cual se presenta en la siguiente tabla:

Tabla IV-5. Carga sísmica distribuida por nivel.

| Nivel | Total, W (Ton) |
|-------|----------------|
| 4 | 264.44 |
| 3 | 318.25 |
| 2 | 318.25 |
| 1 | 318.25 |

Al aplicar la Ec. IV-4, se tiene como resultado los datos mostrados en la tabla IV-7.

Tabla IV-6. Distribución vertical de la fuerza lateral.

| Nivel | Fuerza lateral (Ton) |
|----------|----------------------|
| 4 | 43.46 |
| 3 | 39.23 |
| 2 | 26.15 |
| 1 | 13.08 |
| Σ | 121.92 |

Las fuerzas laterales mostradas en la tabla IV-6 serán aplicadas a la estructura, en combinación con las fuerzas gravitacionales, para poder obtener el cortante y momentos flectores actuantes en los elementos estructurales.

b) Método B

De acuerdo a la NTDS¹, el periodo de vibración de la edificación, calculado según el Método B, está dado por la siguiente ecuación

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \delta_i}} \quad [\text{Ec. IV - 5}]$$

Para poder aplicar la Ec. IV-5 se lleva a cabo un análisis de la estructura, el cual se resume en las siguientes tablas:

Tabla IV-7. Cálculo de periodo de la estructura.

| Cálculo de periodo por el Método B, sentido X-X, según NTDS | | | | | | | | | | | | |
|---|-----------|--------|----------|-------|-----------|----------|----------|---------------|---------------|---------------|------------------------|-------------------|
| NIVEL | ENTREPISO | W_i | h_{sx} | h_i | $W_i h_i$ | F_{ix} | V_{ix} | $\sum R_{ix}$ | Δ_{ix} | δ_{ix} | $W_i \delta_{ix}^2$ | $F_i \delta_{ix}$ |
| | | (Ton) | (m) | (m) | (Ton-m) | (Ton) | (Ton) | (Ton/cm) | (cm) | (cm) | (Ton-cm ²) | (Ton-cm) |
| 4 | | 264.45 | | 12 | 3173.40 | 43.46 | | | | 1.387 | 508.74 | 60.28 |
| | 4 | | 3 | | | | 43.46 | 210.72 | 0.206 | | | |
| 3 | | 318.25 | | 9 | 2864.25 | 39.23 | | | | 1.181 | 443.88 | 46.33 |
| | 3 | | 3 | | | | 82.69 | 226.66 | 0.365 | | | |
| 2 | | 318.25 | | 6 | 1909.50 | 26.15 | | | | 0.816 | 211.91 | 21.34 |
| | 2 | | 3 | | | | 108.84 | 235.32 | 0.463 | | | |
| 1 | | 318.25 | | 3 | 954.75 | 13.08 | | | | 0.353 | 39.66 | 4.62 |
| | 1 | | 3 | | | | 121.92 | 345.21 | 0.353 | | | |
| | | | | | 8901.90 | 121.92 | | | | | 1204.19 | 132.57 |

$$T = 0.60 \text{ s}$$

Tabla IV-8. Cálculo de periodo de la estructura.

| Cálculo de periodo por el Método B, sentido Y-Y, según NTDS | | | | | | | | | | | | |
|---|-----------|--------|----------|-------|-----------|----------|----------|---------------|---------------|---------------|------------------------|-------------------|
| NIVEL | ENTREPISO | W_i | h_{sx} | h_i | $W_i h_i$ | F_{ix} | V_{ix} | $\sum R_{ix}$ | Δ_{ix} | δ_{ix} | $W_i \delta_{ix}^2$ | $F_i \delta_{ix}$ |
| | | (Ton) | (m) | (m) | (Ton-m) | (Ton) | (Ton) | (Ton/cm) | (cm) | (cm) | (Ton-cm ²) | (Ton-cm) |
| 4 | | 264.45 | | 12 | 3173.40 | 43.46 | | | | 1.370 | 496.35 | 59.54 |
| | 4 | | 3 | | | | 43.46 | 213.68 | 0.203 | | | |
| 3 | | 318.25 | | 9 | 2864.25 | 39.23 | | | | 1.170 | 435.65 | 45.90 |
| | 3 | | 3 | | | | 82.69 | 229.5 | 0.360 | | | |
| 2 | | 318.25 | | 6 | 1909.50 | 26.15 | | | | 0.810 | 208.80 | 21.18 |
| | 2 | | 3 | | | | 108.84 | 238.08 | 0.457 | | | |
| 1 | | 318.25 | | 3 | 954.75 | 13.08 | | | | 0.350 | 38.99 | 4.58 |
| | 1 | | 3 | | | | 121.92 | 347.85 | 0.350 | | | |
| | | | | | 8901.90 | | | | | | 1179.79 | 131.20 |

$$T = 0.60 \text{ s}$$

4.2.3 Revisión de derivas de entrepiso.

Acorde a la tabla IV-4, la deriva admisible, según NTDS¹, se debe calcular con la siguiente expresión:

$$\Delta_{adm} = 0.015h_{sx} \quad [\text{Ec. IV - 6}]$$

En la tabla IV-9 y IV-10 se puede apreciar la deriva admisible calculada para cada entrepiso.

Tabla IV-9. Revisión de derivas de entrepiso.

| Verificación de las derivas de entrepiso. Dirección X-X | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|-----------|--------|-----|-----|---------|-------|--------|----------|-------|-------|------------------------|----------|--------|------|------|
| NIVEL | ENTREPISO | Wi | hsx | hi | Wih | Fix | Vix | ΣRix | Δix | δix | Wiδix ² | Fiδix | Cdxδix | Dix | Δadm |
| | | (Ton) | (m) | (m) | (Ton-m) | (Ton) | (Ton) | (Ton/cm) | (cm) | (cm) | (Ton-cm ²) | (Ton-cm) | (cm) | (cm) | (cm) |
| 4 | | 264.45 | | 12 | 3173.4 | 43.46 | | | | 1.387 | 508.741 | 60.283 | 11.096 | | |
| | 4 | | 3 | | | | 43.46 | 210.72 | 0.206 | | | | | 1.65 | 4.50 |
| 3 | | 318.25 | | 9 | 2864.25 | 39.23 | | | | 1.181 | 443.883 | 46.329 | 9.448 | | |
| | 3 | | 3 | | | | 82.69 | 226.66 | 0.365 | | | | | 2.92 | 4.50 |
| 2 | | 318.25 | | 6 | 1909.5 | 26.15 | | | | 0.816 | 211.909 | 21.340 | 6.528 | | |
| | 2 | | 3 | | | | 108.84 | 235.32 | 0.463 | | | | | 3.70 | 4.50 |
| 1 | | 318.25 | | 3 | 954.75 | 13.08 | | | | 0.353 | 39.657 | 4.616 | 2.824 | | |
| | 1 | | 3 | | | | 121.92 | 345.21 | 0.353 | | | | | 2.82 | 4.50 |

Tomando en cuenta los datos obtenidos en las tablas IV-10 y IV-11, y debido a las características de la estructura, esta tiene un factor de amplificación de desplazamiento $C_d=8$, se puede apreciar el cálculo detallado de la deriva para cada entrepiso, donde se puede observar que el desplazamiento máximo se encuentra en el entrepiso 2, con un valor de 3.70 cm, el cual es menor a los 4.5 cm de deriva admisible, por lo cual, desde el punto de vista de los desplazamientos laterales, la estructura cumple con los requisitos mínimos definidos en la normativa nacional, lo cual la hace viable para proceder a diseñar sus

elementos estructurales. Es válido mencionar que se llevó a cabo un análisis con secciones de columna con una sección de 40 cm x 40 cm, sin embargo, las derivas obtenidas con estas características sobrepasaron los límites mencionados, por lo cual se definió la columna de 45 cm x 45 cm como la más viable.

Tabla IV-10. Revisión de derivas de entrepiso.

| Verificación de las derivas de entrepiso. Dirección Y-Y | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|-----------|--------|-----|-----|---------|-------|--------|-----------------|---------------|---------------|------------------------|-----------------|-------------------|------|----------------|
| NIVEL | ENTREPISO | Wi | hsx | hi | Wihi | Fiy | Viy | ΣR_{iy} | Δ_{iy} | δ_{iy} | $Wi\delta_{iy}^2$ | $Fi\delta_{iy}$ | $Cd_y\delta_{iy}$ | Diy | Δ_{adm} |
| | | (Ton) | (m) | (m) | (Ton-m) | (Ton) | (Ton) | (Ton/cm) | (cm) | (cm) | (Ton-cm ²) | (Ton-cm) | (cm) | (cm) | (cm) |
| 4 | | 264.45 | | 12 | 3173.4 | 43.46 | | | | 1.370 | 496.346 | 59.544 | 10.960 | | |
| | 4 | | 3 | | | | 43.46 | 213.68 | 0.203 | | | | | 1.60 | 4.50 |
| 3 | | 318.25 | | 9 | 2864.25 | 39.23 | | | | 1.170 | 435.652 | 45.897 | 9.360 | | |
| | 3 | | 3 | | | | 82.69 | 229.5 | 0.360 | | | | | 2.88 | 4.50 |
| 2 | | 318.25 | | 6 | 1909.5 | 26.15 | | | | 0.810 | 208.804 | 21.183 | 6.480 | | |
| | 2 | | 3 | | | | 108.84 | 238.08 | 0.457 | | | | | 3.68 | 4.50 |
| 1 | | 318.25 | | 3 | 954.75 | 13.08 | | | | 0.350 | 38.986 | 4.577 | 2.800 | | |
| | 1 | | 3 | | | | 121.92 | 347.85 | 0.350 | | | | | 2.80 | 4.50 |

4.2.4 Combinaciones de carga.

De acuerdo al ACI 318-14¹³, deben usarse diversas combinaciones de carga para obtener las acciones internas necesarias para el diseño de la estructura. Estas acciones son producto de la aplicación de diferentes tipos de carga sobre la estructura, entre las que se puede mencionar carga muerta (CM) carga viva (CV) carga viva instantánea (CV_i) y carga sísmica (S_x, S_y). Estas combinaciones se muestran en la tabla IV-11.

Tabla IV-11. Combinaciones de carga para diseño. Tomado de ACI 318-14

| Combinación de carga | Carga primaria |
|----------------------------|----------------|
| $U = 1.4CM$ | CM |
| $U = 1.2CM + 1.6CV$ | CV |
| $U = 1.2CM + 1.0S + 1.0CV$ | S |
| $U = 0.9CM + 1.0S$ | S |

Para el análisis sísmico se aplicará el 100 % de las fuerzas laterales en una dirección combinado con el 30 % de las fuerzas laterales aplicadas en la dirección perpendicular. El concepto de carga primaria está relacionado con el tipo de carga viva que será aplicado a la estructura. Es decir, para una combinación de cargas cuya carga primaria sea sismo (S), debe aplicarse el valor de carga viva instantánea (CV_i), ya que de acuerdo a la NTDS¹, este valor debe aplicarse para el análisis sísmico.

4.2.5 Modelo estructural.

Para llevar a cabo el análisis estructural de la edificación y su posterior diseño, se utilizará el programa ETABS, con las siguientes consideraciones presentadas a continuación:

4.2.5.1 Materiales

- **Concreto:** se utilizará para el diseño un concreto de peso normal con una resistencia mínima de 280 kg/cm^2 a los 28 días.
- **Acero de Refuerzo:** se utilizará un acero de refuerzo grado 60 con una resistencia de fluencia de 4200 kg/cm^2 .

4.2.5.2 Elementos estructurales

- **Vigas:** se diseñarán vigas de concreto reforzado con 30 cm de base y 60 cm de peralte.
- **Columnas:** se tiene una sección cuadrada con dimensiones de 45 cm x 45 cm.
- **Losa:** se ha modelado una losa densa con un espesor de 10 cm cuyo objetivo es tener un peso equivalente a un sistema de losa VT1-15. Para que este elemento

tenga un comportamiento rígido, se ha asignado un diafragma con esta característica.

4.2.6 Análisis y diseño estructural.

Ya que la aplicación paso a paso del análisis y diseño estructural de la edificación no es un objetivo en esta investigación, se presentará únicamente el resultado del comportamiento de la edificación con el diseño obtenido, basado en las consideraciones de carga, materiales y elementos estructurales presentados en las secciones anteriores.

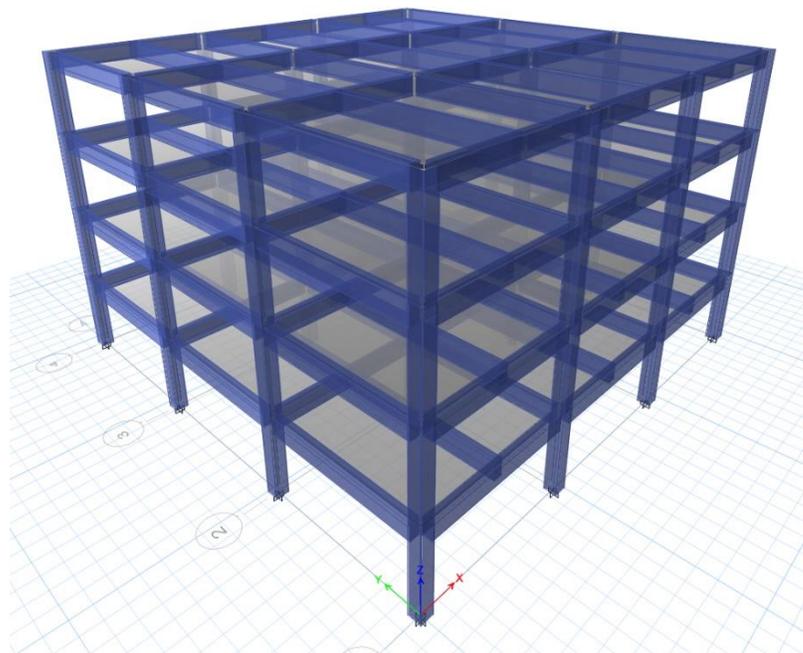


Figura IV-4. Modelo tridimensional de la edificación.

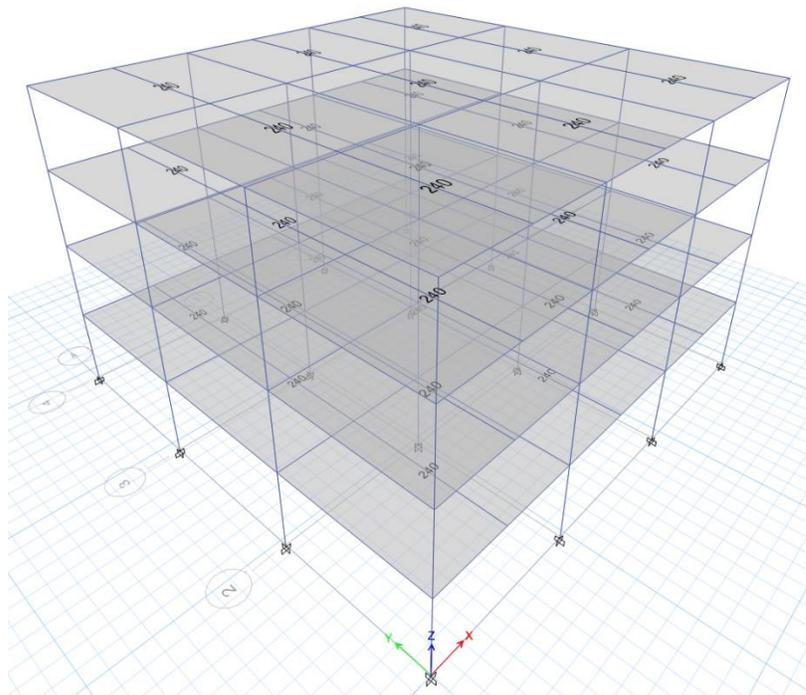


Figura IV-5. Modelo estructural con Carga Muerta aplicada en cada nivel.

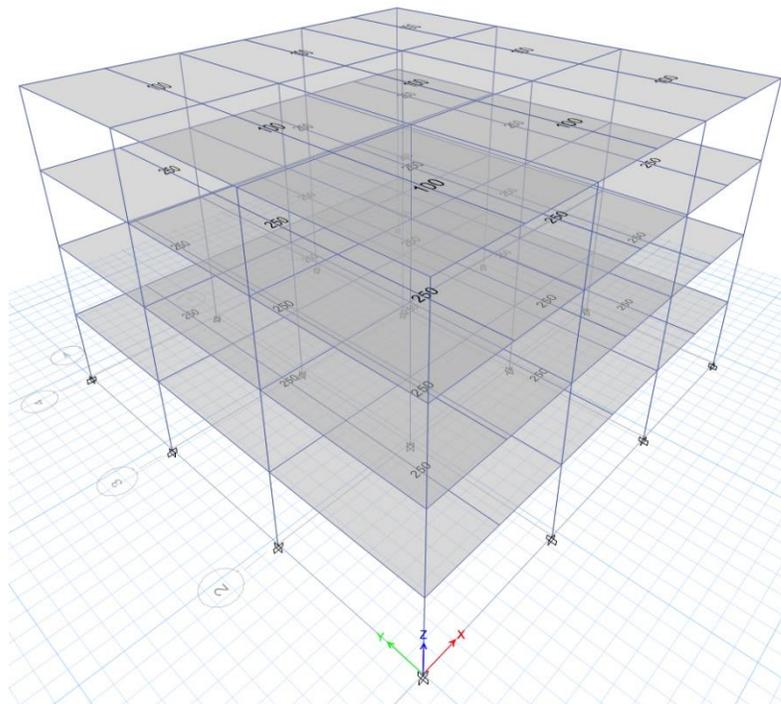


Figura IV-6. Modelo estructural con Carga Viva aplicada en cada nivel.

4.2.7 Evaluación del desempeño.

Se ha aplicado un análisis pushover a la edificación diseñada mediante el método descrito en el presente capítulo (ver sección 3.7.3.1). Para ver una descripción ampliada de la aplicación de este análisis, se recomienda ver la sección 5.2.1 y Guevara et al¹⁴.

El análisis pushover ha sido llevado a cabo en el programa SAP2000, el cual permite la automatización de la totalidad de este análisis, lo cual nos da la oportunidad de presentar los respectivos resultados.

4.2.7.1 Punto de desempeño.

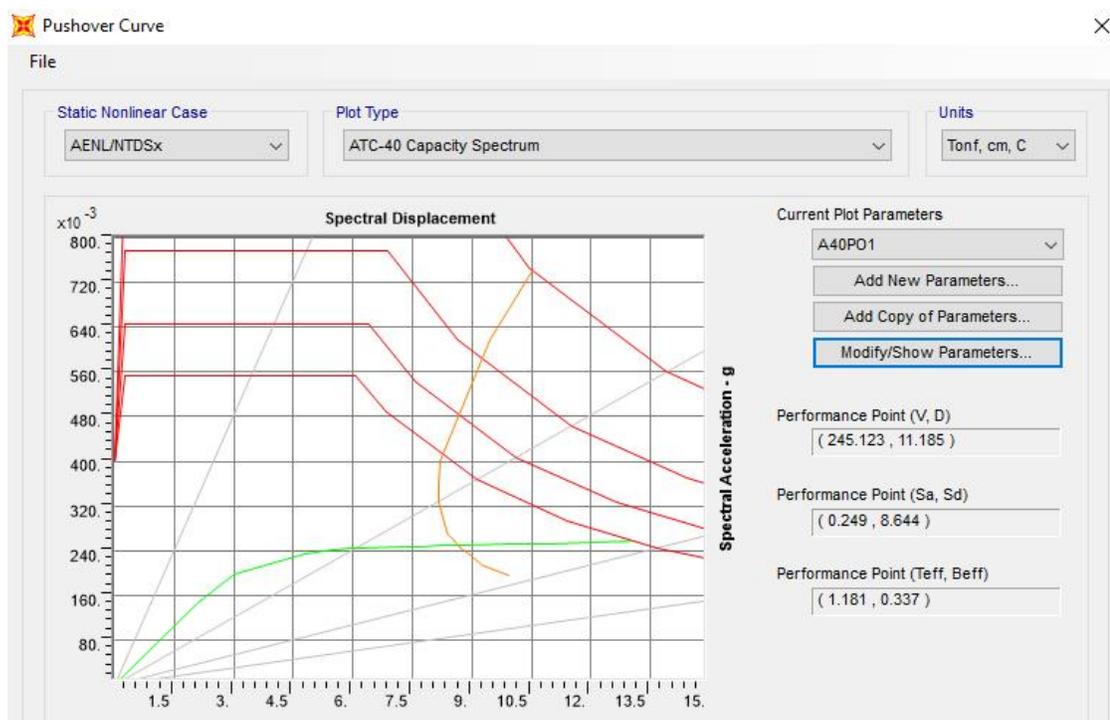


Figura IV-7. Punto de desempeño de la edificación.

En la figura IV-7 se puede apreciar el punto de desempeño obtenido mediante un análisis pushover. En color verde se puede apreciar la curva de capacidad espectral de la

edificación y en color rojo se pueden ver los diferentes espectros de demanda utilizados para la determinación del punto de desempeño. Es necesario aclarar que para el respectivo análisis se ha usado el espectro de respuesta establecido en la NTDS¹ el cual tiene una probabilidad de excedencia del 10 % en un periodo de 50 años.

El punto de desempeño obtenido corresponde a un desplazamiento de 11.19 cm y un cortante basal de 245.12 ton.

En la figura IV-8 se puede apreciar el comportamiento de las vigas y columnas, específicamente, el comportamiento de las rótulas plásticas asignadas a estas. Es válido aclarar que este no es el punto exacto de desempeño, sino un punto cercano a este, tal como se puede apreciar en la parte superior izquierda de la figura, se tiene un desplazamiento U1 de 11.30 cm, el cual corresponde a la dirección X. Este fue el punto más cercano al punto de desempeño que se encontró reflejado en el programa.

Con respecto al comportamiento de las rótulas en las columnas, se puede apreciar que la mayoría de estas se encuentran en el nivel de desempeño de Seguridad de Vida (LS en la figura V-8). Esta información será de mayor interés en secciones posteriores, donde serán comparados los diferentes diseños de la edificación.

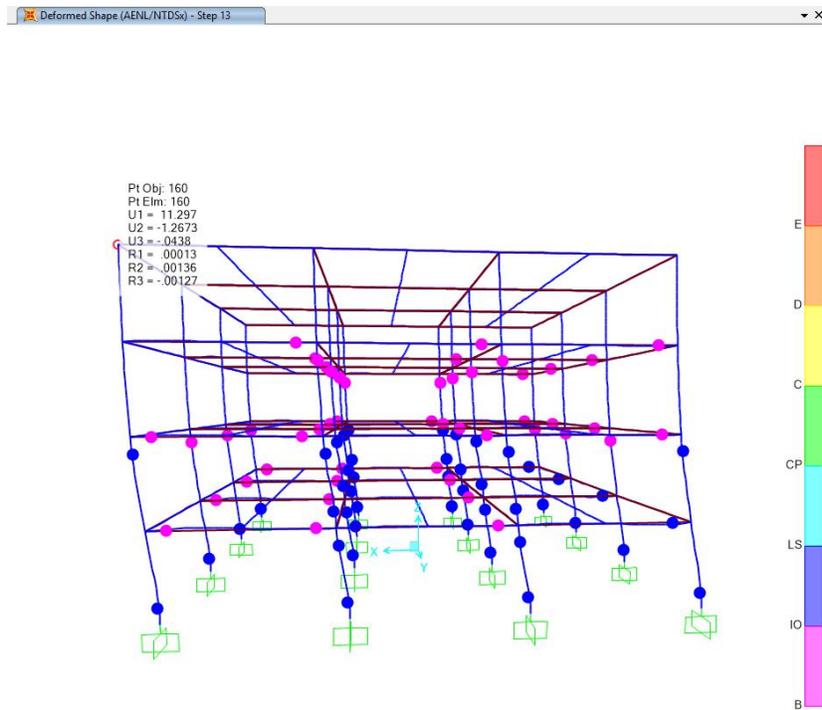


Figura IV-8. Mecanismo de falla para el punto de desempeño.

Como un análisis preliminar, se puede mencionar que la edificación evidencia un comportamiento no adecuado, debido a que de acuerdo a los resultados presentados en la figura IV-8, las columnas están presentando los mayores niveles de deformación en la edificación, mientras las vigas se encuentran en el rango de Ocupación Inmediata (IO en la figura IV-8). Este no es el mejor comportamiento para la edificación, debido a que para el sistema estructural empleado, se debe buscar que las columnas tengan un nivel de deformación menor.

CAPÍTULO V

APLICACIÓN DE MÉTODO DE DISEÑO

BASADO EN DESEMPEÑO

5.1 Diseño Basado en Desplazamiento Directo.

5.1.1 Selección del estado límite de diseño.

De acuerdo a la sección 3.6.2, para estructuras convencionales, se trabaja solamente con un estado límite de diseño. En esta investigación, al tratarse de una comparación con el Método Estático Equivalente, se tomará únicamente un estado límite para el diseño de la estructura mediante la presente metodología. Éste estado límite será el recomendado para un sismo de diseño como el establecido por la NTDS¹. Este es el estado límite de Control de daño, para el cual, acorde a la tabla III-2, se tiene una deriva de entrepiso límite de 0.025.

5.1.2 Desplazamiento de diseño del piso crítico.

Tal como fue expuesto en la sección 3.6.4, el desplazamiento de diseño para un edificio de marcos de concreto reforzado está relacionado al desplazamiento de su piso crítico y a su modo de desplazamiento inelástico.

El desplazamiento de diseño del piso está dado por:

$$\Delta_i = \delta_i \left(\frac{\Delta_c}{\delta_c} \right) \quad [\text{Ec. V} - 1]$$

Donde el desplazamiento de cada piso, δ_i se calcula según la siguiente ecuación:

$$\delta_i = \frac{H_i}{H_n} \quad [\text{Ec. V} - 2]$$

De acuerdo a Priestley et al³, la Ec. V-2 es válida para edificios con cuatro pisos o menos.

En la tabla V-1 se puede apreciar la aplicación de la Ec. V-1 y Ec. V-2.

Tabla V-1. Cálculo del desplazamiento de diseño.

| Piso, i | H _i (m) | m _i (ton) | δ _i | Δ _i | m _i Δ _i | m _i Δ _i ² | m _i Δ _i H _i |
|---------|--------------------|----------------------|----------------|----------------|-------------------------------|--|--|
| 4 | 12.0 | 26.97 | 1.00 | 0.300 | 8.09 | 2.43 | 97.08 |
| 3 | 9.0 | 32.45 | 0.75 | 0.225 | 7.30 | 1.64 | 65.72 |
| 2 | 6.0 | 32.45 | 0.50 | 0.150 | 4.87 | 0.73 | 29.21 |
| 1 | 3.0 | 32.45 | 0.25 | 0.075 | 2.43 | 0.18 | 7.30 |
| Σ | | | | | 22.69 | 4.98 | 199.30 |

Según Priestley et al³, el primer piso es generalmente el piso crítico para diseño, por lo cual su respectivo desplazamiento se calcula acorde a la Ec. V-3.

$$\Delta_1 = 0.025 \times 3.0 = 0.075 \text{ m} \quad [\text{Ec. V} - 3]$$

Por lo tanto, al aplicar la Ec. V-1, se puede obtener el desplazamiento de diseño para cada piso.

$$\Delta_i = \delta_i \frac{\Delta_1}{\delta_1} = \delta_i \frac{0.075}{0.25} = 0.3\delta_i \quad [\text{Ec. V} - 4]$$

El resultado de la aplicación de la Ec. V-4 se puede ver en la tabla V-1.

5.1.3 Desplazamiento de diseño de la estructura sustituta.

Según la sección 3.6.5, el desplazamiento de diseño de la estructura sustituta se puede obtener de la siguiente ecuación:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \frac{4.98}{22.69} = 0.219 \text{ m}$$

5.1.4 Masa Equivalente.

La masa equivalente se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} = \frac{22.69}{0.219} = 103.61 \text{ Ton}$$

5.1.5 Altura efectiva de la estructura sustituta.

De acuerdo a la sección 3.6.7, la altura efectiva se calcula de la siguiente manera:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} = \frac{199.30}{22.69} = 8.78 \text{ m}$$

5.1.6 Ductilidad de desplazamiento de diseño.

Como ya se expresó en la sección 3.6.8, primeramente debe calcularse el desplazamiento de fluencia, el cual se obtiene de la siguiente ecuación:

$$\Delta_y = \theta_y H_e \quad [\text{Ec. V} - 5]$$

Según Priestley et al³, θ_y se puede calcular de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\theta_y = 0.5 * \epsilon_y * \frac{L_b}{H_b} \quad [\text{Ec. V} - 6]$$

Como ya ha sido expuesto en la sección 4.2.4.1, se usará un acero con un esfuerzo de fluencia de 4620 kg/cm² (ver sección 3.6.16.1) y el módulo de elasticidad del acero es de 2,100,000 kg/cm², se tiene una deformación de fluencia, ϵ_y con un valor de 0.0022. Y de acuerdo a la información presentada para el caso de estudio en la sección 4.1, se tiene un

claro de viga, L_b , igual a 6.0 m y un peralte, H_b , de 60 cm. Al aplicar la Ec. V-6, se obtiene como resultado:

$$\theta_y = 0.5 * 0.0022 * \frac{6.0}{0.6} = 0.011$$

Por lo tanto, al aplicar la Ec. V-5 se obtiene el siguiente resultado:

$$\Delta_y = 0.011 * 8.78 = 0.097\text{m}$$

Ahora ya se cuenta con la información necesaria para calcular la ductilidad de desplazamiento de diseño, acorde a la siguiente expresión:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = \frac{0.219}{0.097} = 2.26$$

Al comparar este valor de ductilidad con el factor de reducción para marcos de concreto con detallado especial brindado por la NTDS¹, ($R = 12$) se puede considerar que la diferencia es grande, sin embargo, se debe tomar en cuenta lo presentado en la sección 2.1.4 ya que el Factor R no es propiamente un factor de ductilidad, sino que también está compuesto por un factor de sobrecapacidad de la estructura, cuyo origen ya fue expuesto en la sección mencionada.

Además, en el UBC 1994¹⁶, que es una publicación de referencia en la NTDS¹, se establece un valor de $R = 12$ para marcos de concreto reforzado con detallado especial, sin embargo, en el UBC 1997¹⁷ ese valor de R fue reducido a 8.5 y en el IBC 2000¹⁸, este factor R se presentó con un valor de 8, valor que sigue siendo de

referencia hoy en día. Lo primero que podemos interpretar con estos datos es que el valor de R brindado por la NTDS¹ es alto en comparación con las siguientes publicaciones del UBC (A partir del año 2000, el Uniform Building Code pasó a denominarse International Building Code). Tomando como referencia un valor de R de 12 y haciendo uso de la Ec. II-4, se puede apreciar el respectivo valor de ductilidad asociado:

$$R = \frac{8\mu}{3} \rightarrow \mu = 4.5$$

Pero al tomar de referencia un valor de R = 8, el respectivo valor de ductilidad es el siguiente:

$$\mu = 3$$

Ahora se puede apreciar que la diferencia entre la ductilidad calculada para la presente metodología ($\mu = 2.26$) y la calculada para el valor de R según la NTDS¹ ($\mu = 4.5$) es considerablemente baja y se puede atribuir a las diferencias implícitas a cada metodología.

5.1.7 Amortiguamiento viscoso equivalente.

El amortiguamiento viscoso equivalente para marcos de concreto reforzado, se calcula con la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) \quad [\text{Ec. V - 7}]$$

Sustituyendo la ductilidad de desplazamiento en la Ec. V-7, se obtiene el siguiente resultado:

$$\varepsilon_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{2.26-1}{2.26*\pi} \right) = 0.15 = 15 \%$$

5.1.8 Periodo efectivo de la estructura.

De acuerdo a la sección 3.6.10, se debe transformar el espectro de diseño de la NTDS¹ en un espectro de desplazamiento.

En la figura V-1 se muestra en espectro de diseño basado en la NTDS^{V.1} para las condiciones particulares de la estructura definidas en el capítulo IV.

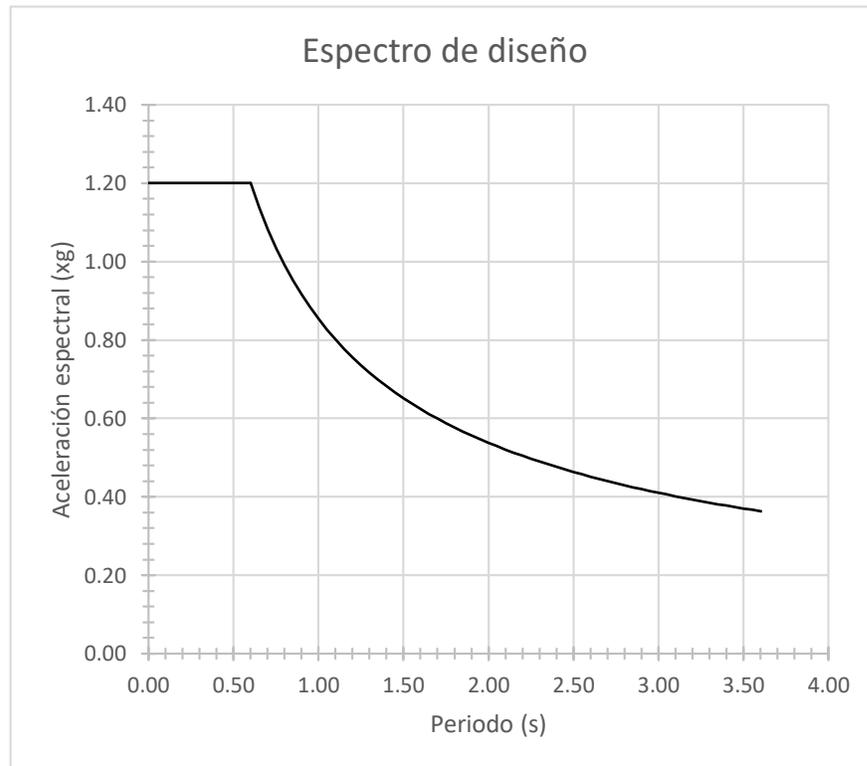


Figura V-1. Espectro de respuesta de aceleración. Basado en la NTDS¹

Tener en cuenta que el espectro de diseño presentado en la figura V-1 es un espectro elástico, por lo cual tiene un amortiguamiento del 5 % y ha sido calculado para un $R = 1$.

El espectro de diseño mostrado en la figura V-1 se transforma en un espectro de desplazamiento aplicando la Ec.V-8. Este espectro de desplazamiento es mostrado en la figura V-2.

$$\Delta = \frac{T^2}{4\pi^2} ag \quad [\text{Ec. V} - 8]$$

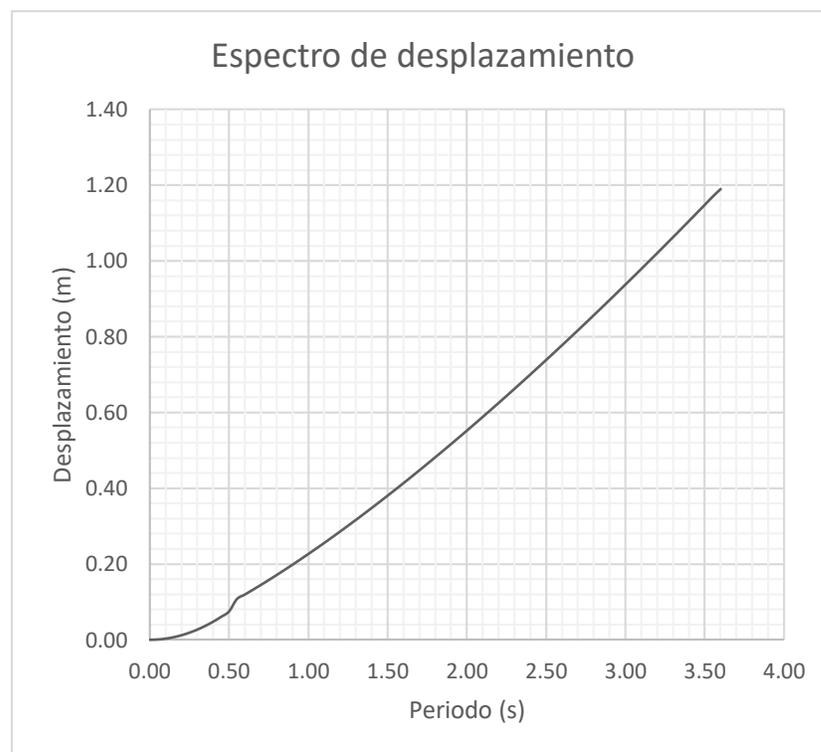


Figura V-2. Espectro de desplazamiento.

Para obtener un espectro de desplazamiento representativo del valor de amortiguamiento calculado en la sección 5.1.7, se debe aplicar un factor de reducción. Este factor de reducción se calcula con la Ec. V-9:

$$R_{\varepsilon} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \varepsilon_{eq}} \right)^{0.5} \quad [\text{Ec. V} - 9]$$

Para un $\varepsilon_{eq} = 15 \%$ el factor de reducción tendrá un valor de:

$$R_{\varepsilon} = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.15} \right)^{0.5} = 0.6$$

Al aplicar el factor de reducción al espectro de desplazamiento de la figura V-2, se obtiene el siguiente resultado:

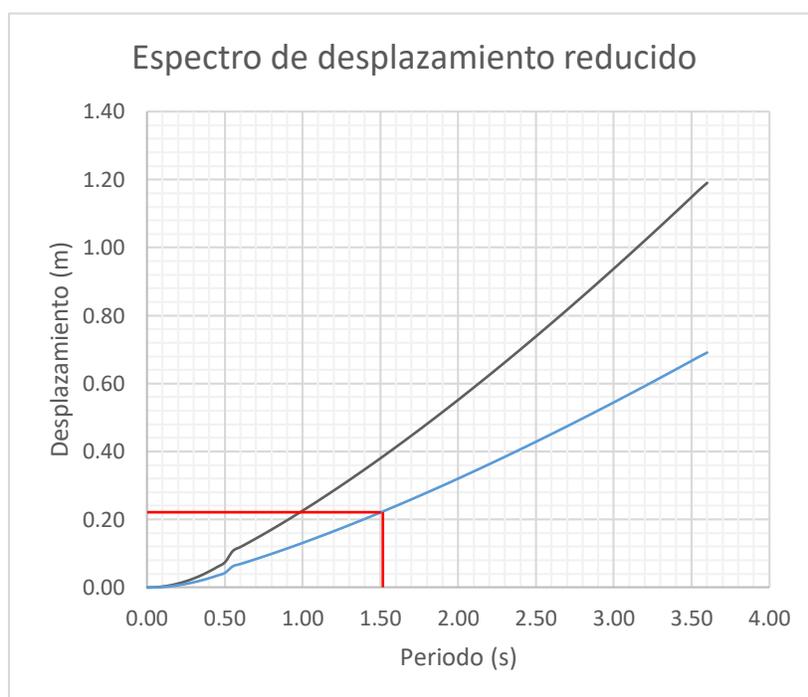


Figura V-3. Espectro de desplazamiento reducido.

La línea azul representa el espectro de desplazamiento reducido que se debe usar para obtener el valor del periodo efectivo. Este valor se ha obtenido dibujando las líneas rojas en la figura V-3. Primeramente se ha ubicado en el eje de las ordenadas el valor del desplazamiento de diseño calculado en la sección 5.1.3, luego a partir de este valor se traza una línea paralela al eje de las abscisas hasta interceptar con el espectro de desplazamiento reducido; luego desde este punto se traza una nueva línea paralela al eje

de las ordenadas hasta interceptar con el valor respectivo del periodo. Para el espectro mostrado en la figura V-3, el valor aproximado del periodo efectivo es de 1.52 s.

5.1.9 Rigidez efectiva de la estructura sustituta.

Tal como fue expresado en la sección 3.6.11, la rigidez efectiva se calcula según la Ec. V-10

$$K_e = 4\pi^2 \left(\frac{m_e}{T_e^2} \right) \quad [\text{Ec. V} - 10]$$

Con los datos obtenidos en las secciones anteriores, se puede calcular la rigidez efectiva de la estructura.

$$K_e = 4\pi^2 \left(\frac{103.61}{1.52^2} \right) = 1770.41 \text{ Ton/m}$$

Acorde a la Ec. III-1, ya se ha obtenido la información necesaria para calcular el cortante basal de diseño:

$$V_{\text{base}} = K_e \Delta_d = 1770.41 * 0.219 = 387.72 \text{ Ton}$$

5.1.10 Distribución del cortante basal de diseño.

Según lo presentado en la sección 3.6.12 el cortante basal debe ser distribuido en proporción a la masa y al desplazamiento de estas, acorde a la siguiente ecuación:

$$F_i = V_{\text{basal}} * \frac{(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad [\text{Ec. V} - 11]$$

Al aplicar la Ec. V-11, se obtienen los valores presentados en la tabla V-2.

Tabla V-2. Distribución del cortante basal.

| Nivel | Cortante (Ton) |
|----------------|----------------|
| F ₄ | 138.21 |
| F ₃ | 124.75 |
| F ₂ | 83.17 |
| F ₁ | 41.58 |

5.1.11 Diseño de elementos estructurales.

De acuerdo a lo expuesto en la sección 3.6.13, el momento de diseño para los elementos estructurales debe ser el mayor de las dos siguientes condiciones:

1. Los momentos ocasionados por las acciones sísmicas.
2. Los momentos ocasionados por las acciones gravitacionales.

Por lo cual, se realizará en el programa dos diseños, cada uno basado en las condiciones presentadas.

Por razones prácticas, se presentará el diseño para las condiciones más desfavorables acorde a lo expuesto en esta sección.

5.1.11.1 Diseño estructural para condiciones sísmicas.

Al realizar los análisis estructurales se observó que la condición sísmica ofrece las condiciones más desfavorables para la edificación. Por lo cual se llevará a cabo un diseño estructural para condiciones sísmicas, donde únicamente las fuerzas sísmicas actuarán sobre la estructura, además del peso propio de la misma.

En este caso, las cargas muertas y vivas no serán tomadas en cuenta para el diseño a flexión, siguiendo las recomendaciones de Priestley et al³, presentadas en la sección 3.6.13.

Al realizar el diseño de los elementos estructurales en el programa ETABS, se ha obtenido como resultado columnas con una sección de 55 cm x 55 cm y vigas de 35 cm x 70 cm. El diseño de los elementos estructurales ha sido revisado en cumplimiento con las disposiciones del código ACI 318-14¹³ para condiciones sísmicas.

5.1.12 Verificación del diseño.

Para verificar el diseño estructural realizado, se llevará a cabo un análisis pushover en el programa SAP2000. Se presentan a continuación los resultados de dicho análisis.

5.1.12.1 Punto de desempeño de la estructura.

El punto de desempeño de la estructura ha sido obtenido mediante un análisis pushover en el programa SAP2000, dicho análisis ha sido descrito en el capítulo III. El punto de desempeño presentado en la figura V-4 corresponde a la dirección X-X, la cual ha sido encontrada como la dirección más desfavorable de la estructura, ya que ha sido en esta dirección donde se alcanza el punto de desempeño con un desplazamiento mayor.

Según se puede apreciar en la figura V-4, el punto de desempeño tiene un valor de cortante basal de 582.12 ton y un desplazamiento de 13.12 cm.

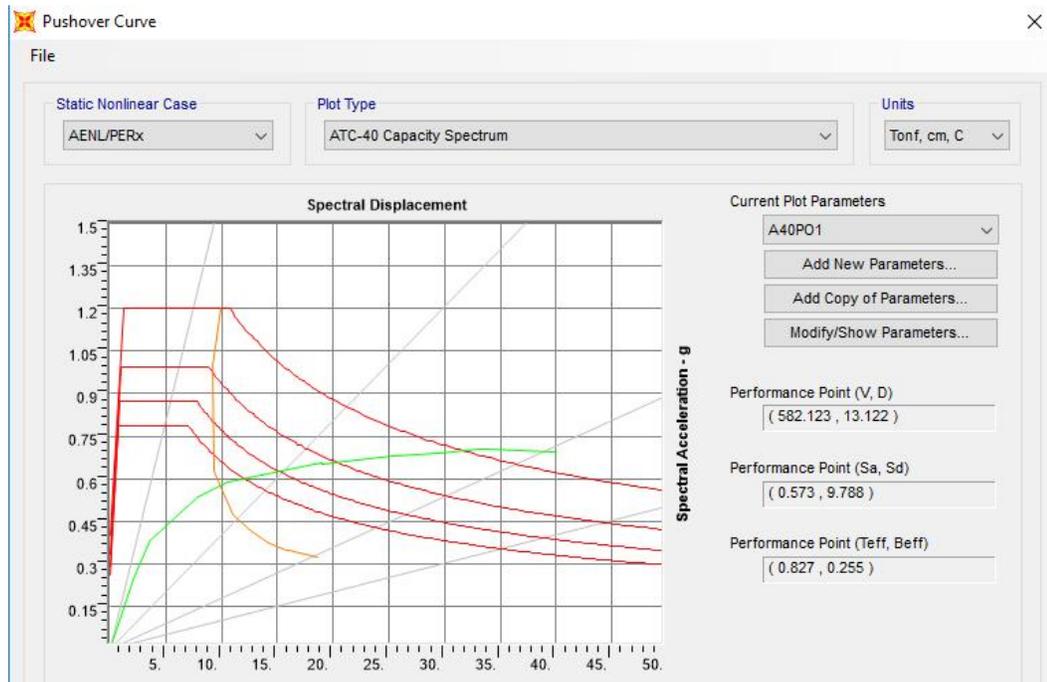


Figura V-4. Punto de desempeño de la estructura.

De acuerdo a Sullivan et al¹⁹, para el nivel de desempeño y tipo de edificación analizada en esta investigación, el desplazamiento máximo permitido es del 2.5 % de la altura total del edificio.

Para el edificio actual se tiene una altura de 12 m, por lo cual su deriva máxima permisible es de 30 cm.

5.1.12.2 Comportamiento de rótulas plásticas.

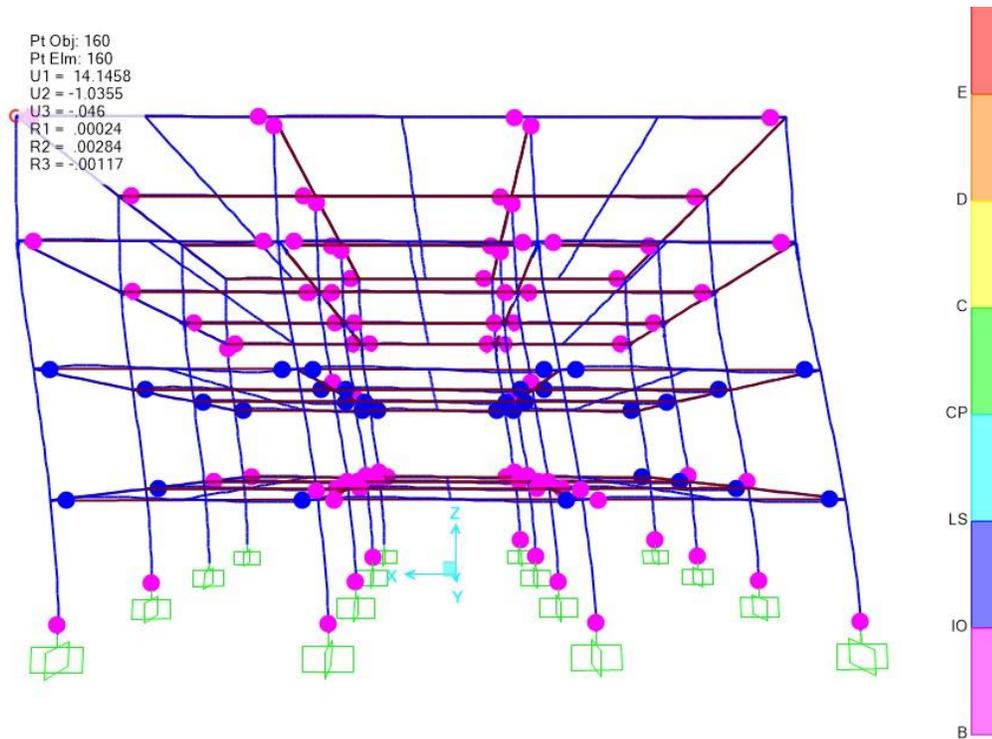


Figura V-5. Comportamiento general de rótulas plásticas.

Como resultado del análisis pushover se puede apreciar el estado de todas las rótulas plásticas en la estructura, mostrado en la figura V-5. Acorde a la escala de colores en el lado derecho de la figura V-5, todas las rótulas se encuentran dentro del objetivo de desempeño inicialmente establecido para el diseño, es decir, los elementos que presentan mayor deformación se muestran con una rótula plástica en color azul, lo cual indica que aún se encuentran dentro de los límites tolerables para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

Al analizar el estado de un eje de la edificación se tiene una mejor visualización de las rótulas plásticas en vigas y columnas, tal como se muestra en la figura V-6. Donde podemos observar que ninguna columna ha sobrepasado su límite de Ocupación Inmediata (color rosa) lo cual es indicativo que estas cumplen con su objetivo de desempeño y además poseen en términos generales menor deformación que las rótulas plásticas en las vigas.

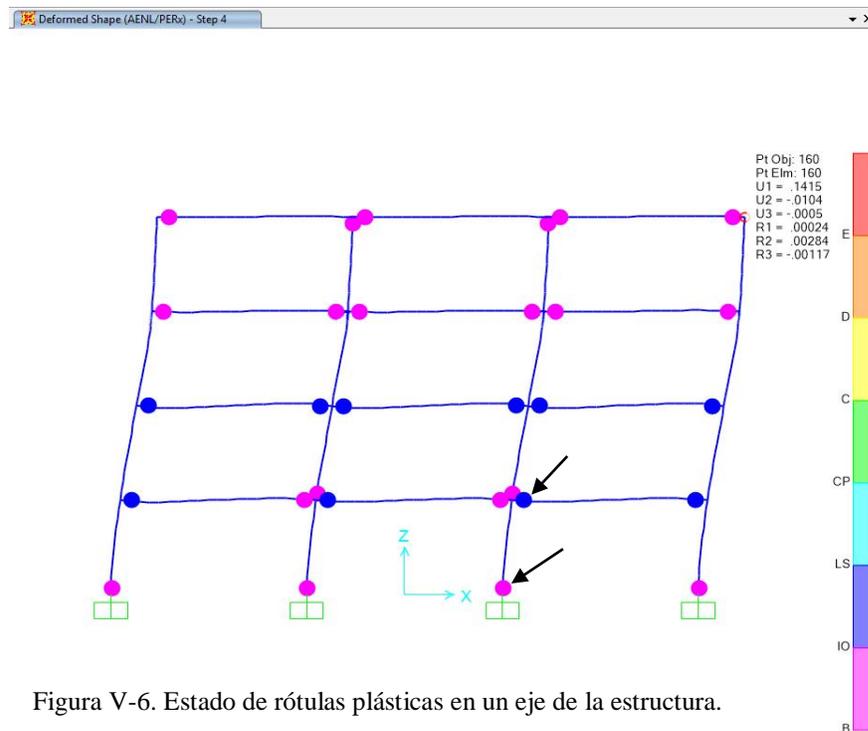


Figura V-6. Estado de rótulas plásticas en un eje de la estructura.

Para el caso de las vigas, se puede observar que éstas se encuentran dentro de su objetivo de desempeño, pero que presentan mayor deformación que las columnas, principalmente las rótulas en las vigas de los primeros niveles mostradas en color azul en la figura V-6.

Para el caso de una rótula plástica asignada a una columna, señalada con una flecha en la figura V-6, se muestra en la figura V-7 el comportamiento de esta mediante un diagrama

de momento-curvatura. Se puede observar que para el paso 4 del análisis, el cual es el más cercano al punto de desempeño, la rótula se encuentra en un estado de Ocupación Inmediata (color rosa), lo cual es favorable a la seguridad de toda la estructura, y cumple con la filosofía de diseño de viga débil/columna fuerte donde las columnas deben mantener menor nivel de deformación que las vigas.

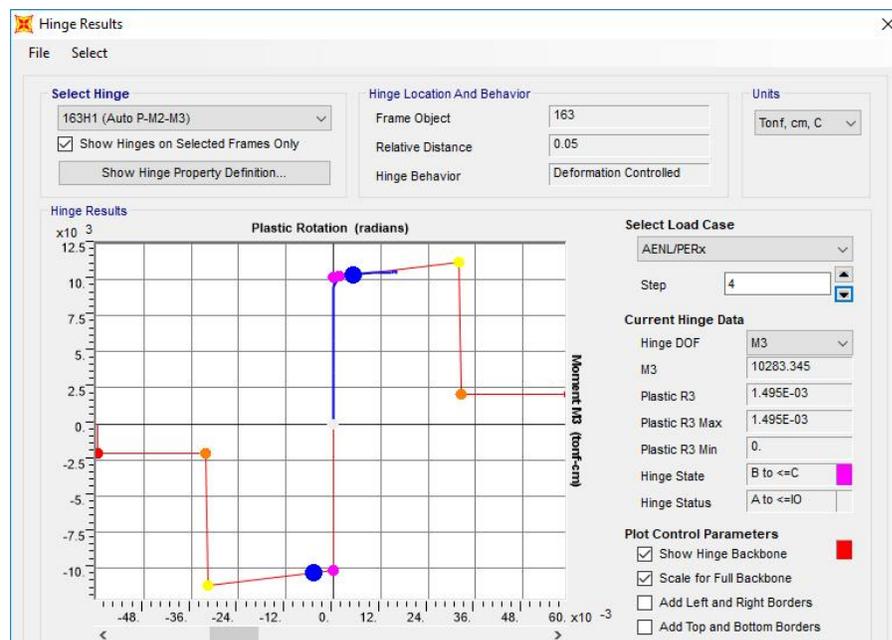


Figura V-7. Comportamiento de una rótula plástica en columna.

Podemos ver también el comportamiento de una rótula plástica asignada a una viga, señalada con una flecha en la figura V-6 y mostrada en la figura V-8. Es notable la diferencia del comportamiento de esta rótula con respecto a una columna. Primeramente se aprecia que la viga tiene una mayor deformación que la columna, sin embargo, esta también cumple con su objetivo de desempeño de Seguridad de Vida.

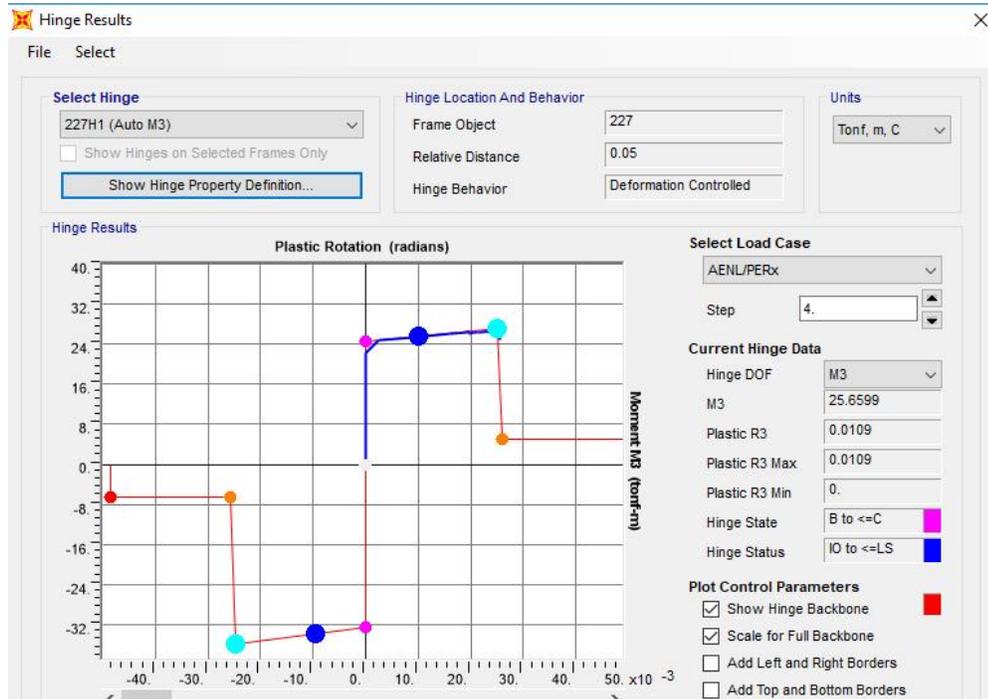


Figura V-8. Comportamiento de una rótula plástica en viga.

Los resultados obtenidos en la sección 5.1.12 se utilizarán en el capítulo VI para llevar a cabo una comparación de los diferentes métodos de diseño estudiados en la presente investigación.

5.2 Aplicación de diseño por el Método de Espectro de Capacidad

Para llevar a cabo la aplicación de esta metodología es necesario contar con un diseño preliminar, según se definió en la sección 3.7. En este caso, se tomará el diseño realizado en el capítulo IV, sobre el cual se aplicará la metodología detallada en la sección 3.7.1 la cual se retoma a continuación para ser aplicada.

5.2.1 Análisis estático no lineal pushover.

Para llevar a cabo un análisis pushover se debe seguir una serie de pasos, de los cuales solo los más relevantes serán expuestos a continuación.

5.2.1.1 Definición de rótulas plásticas.

Las rótulas plásticas son mecanismos que permiten modelar el comportamiento después de fluencia de un elemento estructural. Para la presente investigación, se asignará dos rótulas plásticas por cada elemento estructural, colocadas a 5 % y 95 % de su longitud, es decir, una rótula plástica por cada extremo del elemento.

En la figura V-9 se presenta un diagrama de momento-curvatura idealizado, en donde el punto A corresponde al origen; el punto B representa la fluencia del elemento; el punto C representa la capacidad última de la sección; el punto D representa un esfuerzo residual y el punto E representa la falla completa del elemento estructural.

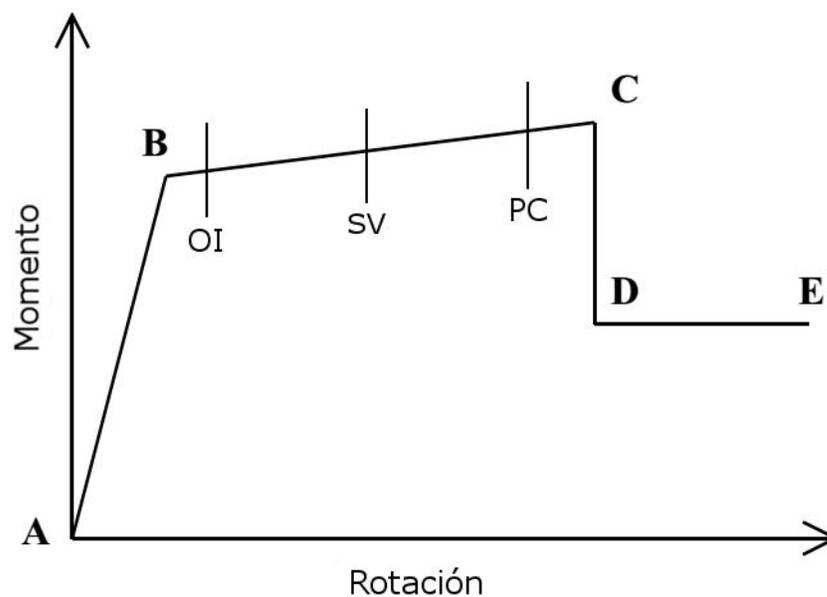


Figura V-9. Diagrama de Momento-Curvatura idealizado.

Según Priestley et al³ para fines de diseño, es aceptable utilizar una idealización del comportamiento de las rótulas plásticas, por lo cual en la presente investigación se hará uso de diagramas de momento-curvatura generados automáticamente por el programa SAP2000.

El programa SAP2000 permite la asignación automática de rótulas plásticas, basadas en las tablas presentadas en la sección 3.7.4.2, para lo que únicamente será necesario la introducción del acero de refuerzo respectivo de cada elemento estructural. Como ya se especificó al inicio, que este análisis estará basado en el diseño llevado a cabo en el capítulo IV, la información obtenida con respecto al acero de refuerzo será introducida manualmente al programa.

5.2.1.2 Patrones de carga.

El ATC 40¹¹ recomienda que para realizar un análisis pushover se deben tener al menos dos patrones de carga lateral para aplicar a la estructura. Estos patrones de carga deben ser aplicados en las dos direcciones de análisis.

El primer patrón de cargas a utilizar será el que se obtiene como carga lateral de la NTDS¹ el cual fue calculado en el capítulo IV y mostrado en la tabla V-3.

Tabla V-3. Patrón de cargas obtenido de la NTDS.

| Nivel | Fuerza lateral (Ton) |
|----------|----------------------|
| 4 | 43.46 |
| 3 | 39.23 |
| 2 | 26.15 |
| 1 | 13.08 |
| Σ | 121.92 |

El segundo patrón de cargas a utilizar es el que se obtiene de los desplazamientos modales correspondientes al primer modo de vibración de la estructura. Este análisis modal se realizó en ETABS, y haciendo uso de la Ec. III-21, se obtuvieron los resultados presentados en la tabla V-4.

Tabla V-4. Patrón de cargas obtenido del primer modo de vibración de la estructura.

| Dirección | | X-X | | | | Y-Y | | | |
|-----------|------------|--------------------------------------|-------------------|--------|--------|--------------------------------------|-------------------|--------|--------|
| Nivel | Peso (Ton) | Desplazamiento Modal (\emptyset) | \emptyset *peso | Factor | Fuerza | Desplazamiento Modal (\emptyset) | \emptyset *peso | Factor | Fuerza |
| 4 | 264.45 | 1.21 | 319.98 | 0.33 | 40.79 | 1.21 | 319.98 | 0.33 | 40.79 |
| 3 | 318.25 | 1.02 | 324.62 | 0.34 | 41.38 | 1.02 | 324.62 | 0.34 | 41.38 |
| 2 | 318.25 | 0.69 | 219.59 | 0.23 | 27.99 | 0.69 | 219.59 | 0.23 | 27.99 |
| 1 | 318.25 | 0.29 | 92.29 | 0.10 | 11.76 | 0.29 | 92.29 | 0.10 | 11.76 |
| Total | 1219.20 | | 956.48 | | | | | | |

5.2.2 Cálculo del punto de desempeño.

El programa SAP2000 es capaz de llevar a cabo el análisis completo detallado en la sección 3.7.3.1 por lo cual se presentará únicamente los resultados obtenidos a partir del análisis pushover realizado a la estructura.

Debido a que cada patrón de carga será aplicado en ambas direcciones de análisis, para cuestiones comparativas, se tomará únicamente el caso más desfavorable para la edificación, es decir, el patrón de carga que alcance su punto de desempeño con un desplazamiento mayor.

5.2.2.1 Punto de desempeño según patrón de carga NTDS en la dirección X-X.

El punto de desempeño tiene un valor de 245.12 ton y un desplazamiento de 11.10 cm, según se puede observar en la figura V-10.

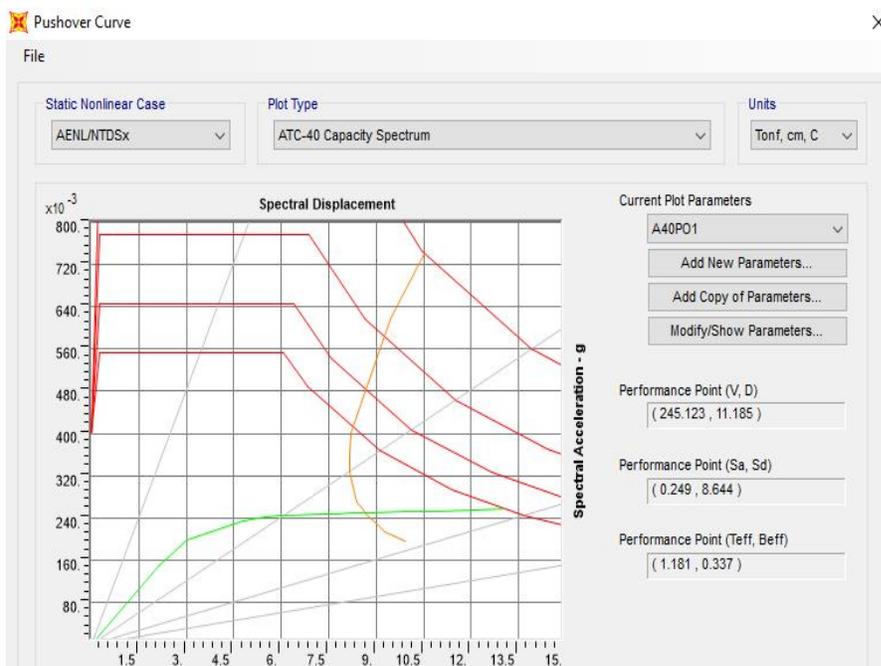


Figura V-10. Punto de desempeño según patrón de carga NTDS en dirección X-X.

5.2.2.2 Punto de desempeño según patrón de carga NTDS en la dirección Y-Y.

Para la dirección Y-Y y con el patrón de cargas definido según la NTDS se tiene el punto de desempeño con un valor de cortante basal de 241.84 ton y un desplazamiento de 11.10 cm, tal como se muestra en la figura V-11.

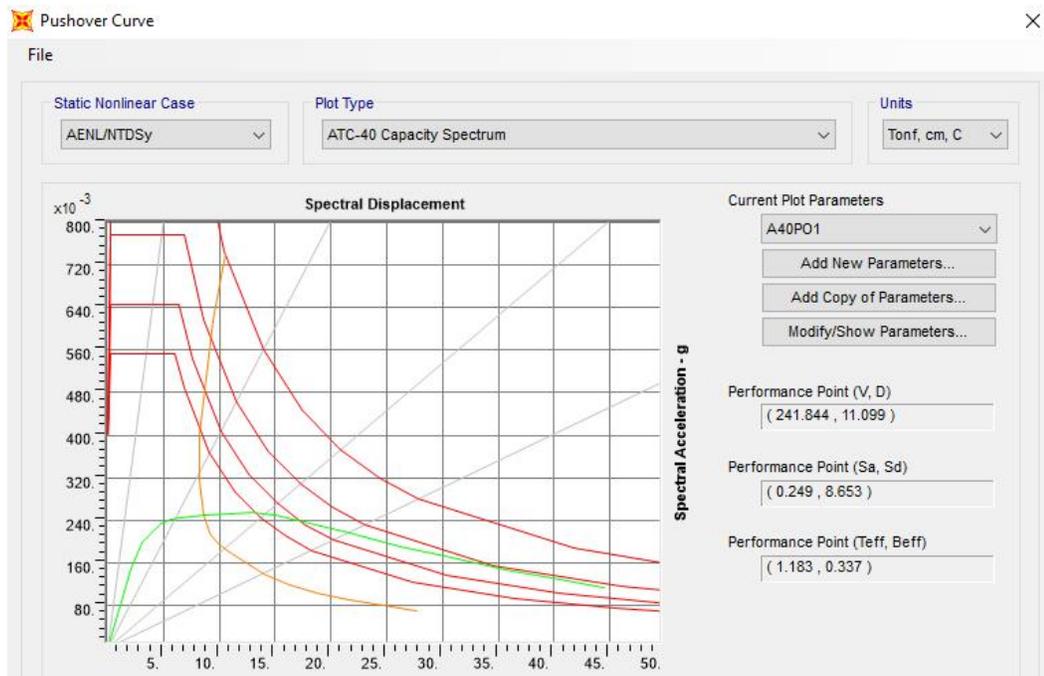


Figura V-11. Punto de desempeño según patrón de carga NTDS en dirección Y-Y.

5.2.2.3 Punto de desempeño según patrón de carga modal en la dirección X-X.

Para el patrón de cargas basado en el primer modo de vibración de la estructura y en la dirección X-X se tiene como resultado un punto de desempeño con un valor de cortante de 245.55 ton y un desplazamiento de 11.16 cm, según se muestra en la figura V-12.

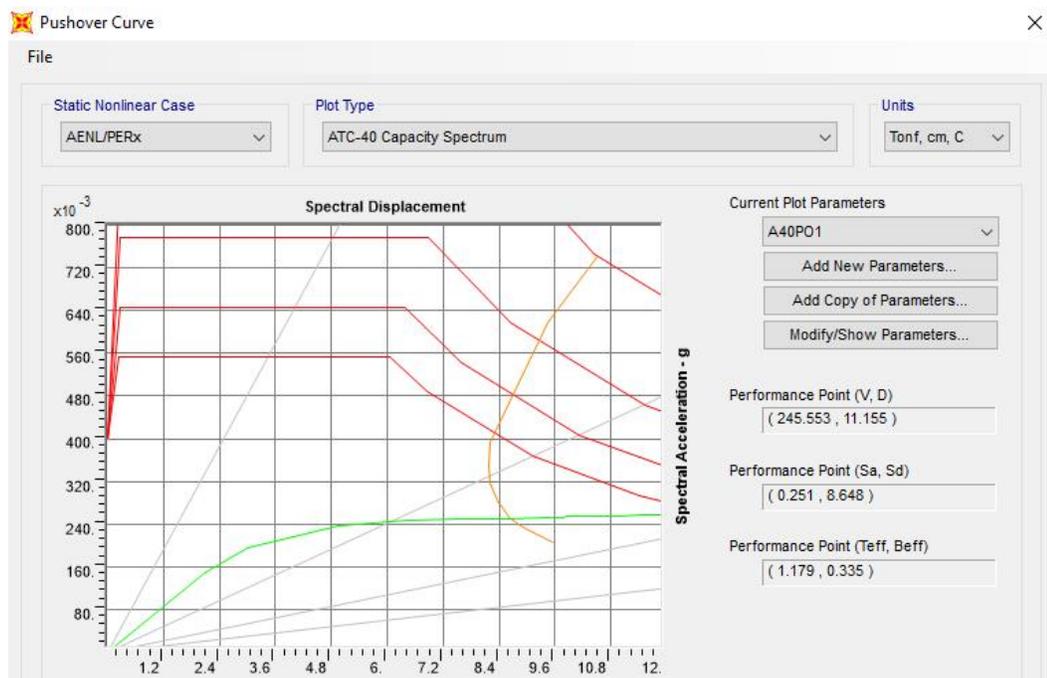


Figura V-12. Punto de desempeño según primer modo de vibración en dirección X-X.

5.2.2.4 Punto de desempeño según patrón de carga modal en la dirección Y-Y.

Para el patrón de cargas basado en el primer modo de vibración de la estructura y en la dirección Y-Y se tiene como resultado un punto de desempeño con un valor de cortante de 245.16 ton y un desplazamiento de 11.15 cm, tal como se muestra en la figura V-13.

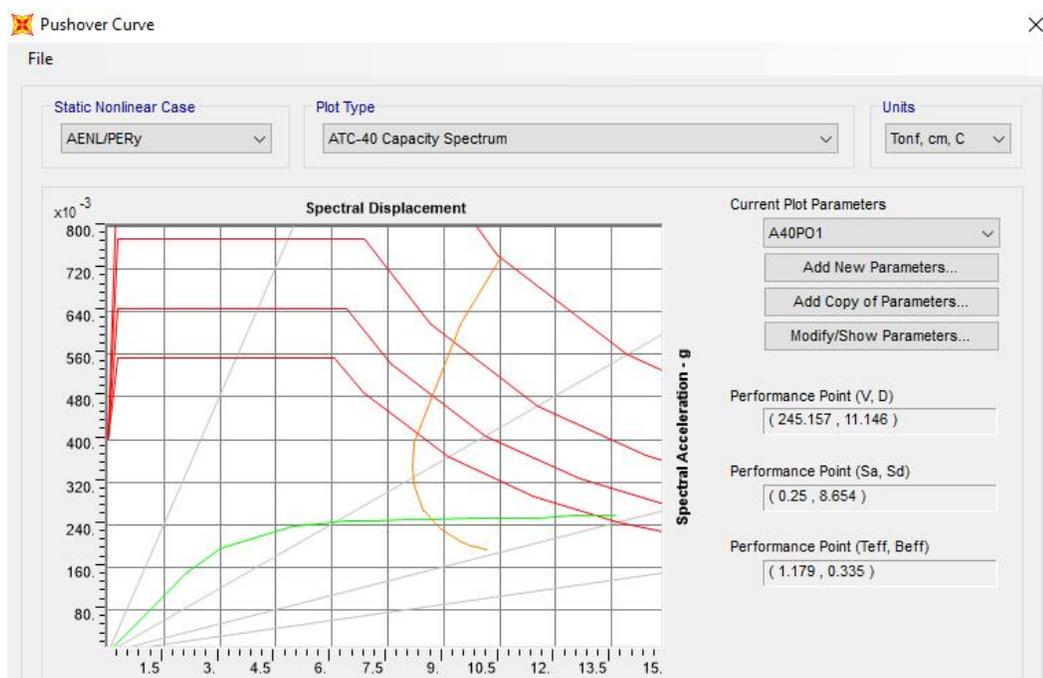


Figura V-13. Punto de desempeño según primer modo de vibración en dirección Y-Y.

Tal como fue expuesto al inicio de la presente sección, solamente un patrón de carga será tomado para comparar con las otras metodologías. En el presente análisis, se aprecia que el patrón de cargas basado en el primer modo de vibración en la dirección X-X, es el más desfavorable para la estructura, ya que su punto de desempeño se alcanza con un valor del desplazamiento de 11.16 cm, y tal como fue expuesto en la sección 3.6, a mayor desplazamiento lateral de una estructura, mayor es el daño que esta presentará.

5.2.3 Revisión del desempeño.

Teniendo determinado el punto de desempeño de la estructura, se debe analizar los elementos estructurales e identificar el estado de las rótulas plásticas.

Para esto se va a buscar un paso en el análisis pushover que esté lo más cerca posible del desplazamiento de 11.16 cm, correspondiente al punto de desempeño obtenido en la sección anterior.

Se encontró que para el patrón de cargas basado en el primer modo de vibración y en la dirección X-X, el paso 10 del análisis pushover es el que se encuentra más cercano al punto de desempeño de la estructura. Tal como se puede apreciar en la figura V-14.

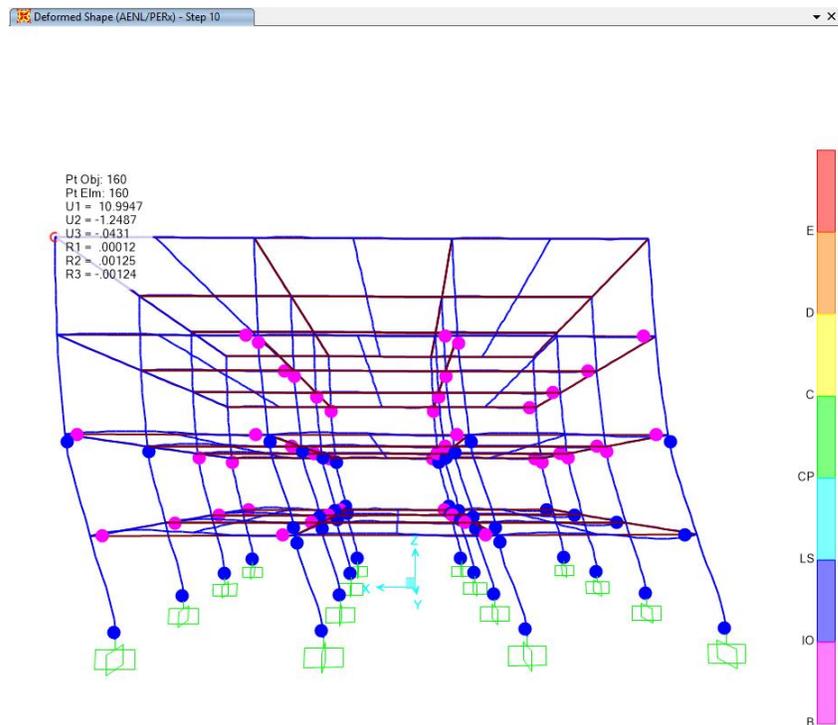


Figura V-14. Mecanismo de falla de la estructura.

Se observa que la estructura, si bien cumple con los objetivos de desempeño, no se está teniendo un comportamiento aceptable ya que las columnas están presentando mayores niveles de deformación que las vigas, es decir, hay columnas que tienen rótulas plásticas de color azul, correspondiente a un nivel de desempeño de Seguridad de Vida el cual es un nivel de desempeño más desfavorable comparado con el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata que posee las vigas al tener rótulas plásticas de color rosa. Este comportamiento estructural debe ser mejorado y esta mejora será abordada en secciones posteriores.

5.2.3.1 Criterios de aceptación global.

5.2.3.1.1 Desplazamiento lateral.

Según lo establecido en la tabla III-4, para un nivel de desempeño de Seguridad de Vida, el edificio debe desarrollar un desplazamiento máximo del 2 % de su altura, en este caso, al tener el edificio una altura de 12 m, su desplazamiento lateral máximo permitido es de 24 cm, ya que el punto de desempeño se ha encontrado a 11.19 cm de desplazamiento, el edificio cumple con este criterio de aceptación.

5.2.3.2 Criterios de aceptación de elementos estructurales.

El programa SAP2000 tiene definida toda la información presentada en las tablas III-5 y III-6, y la representa en la barra de colores en la parte derecha de la figura V-14. Además esta representación gráfica de los niveles de desempeño se ha dibujado en la parte superior de la figura V-15 para tener una mejor comprensión de la escala de colores relacionada

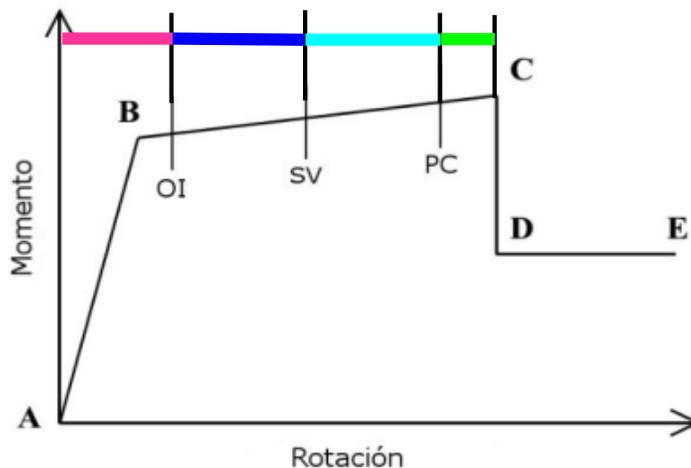


Figura V-15. Comportamiento idealizado de una rótula plástica.

a cada nivel de desempeño. Como se puede observar, desde el origen, punto A, hasta el punto B es el rango de comportamiento elástico del elemento estructural; entre el punto B y C es una zona de comportamiento inelástico entre la que se encuentran definidos los diferentes niveles de desempeño; el punto D representa una capacidad residual del elemento estructural y el punto E representa la falla total del elemento.

Teniendo en cuenta lo expresado con respecto a la figura V-15, se puede analizar la figura V-16 donde se muestra el diagrama de momento-curvatura perteneciente a una rótula plástica asignada a una columna. Se observa que la columna se encuentra dentro del objetivo de desempeño de Seguridad de Vida. Sin embargo, esta rótula posee un nivel de desempeño más desfavorable que el presentado en las vigas, lo cual, desde el enfoque de diseño viga débil/columna fuerte, no es del todo aceptable. Por lo tanto, es necesario realizar una mejora al diseño estructural de la edificación, es decir, el diseño preliminar no presenta un comportamiento aceptable desde el punto de vista de diseño por desempeño.

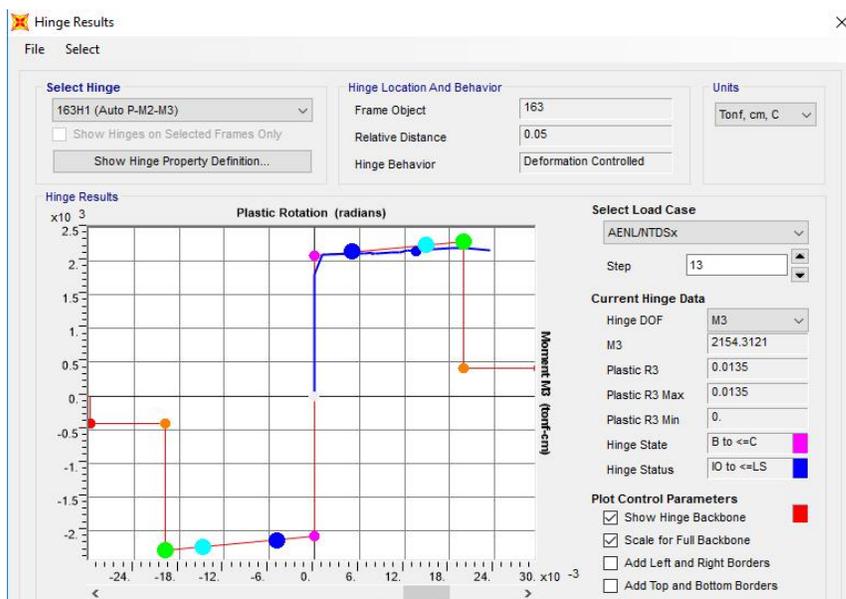


Figura V-16. Comportamiento de una rótula plástica en columna.

5.2.4 Fortalecimiento y endurecimiento de la estructura.

Acorde a lo presentado en la sección 3.7.5, el procedimiento de fortalecimiento y endurecimiento de la estructura se llevará a cabo por prueba y error, aumentando progresivamente las dimensiones de los elementos estructurales, en este caso, ya que se busca mejorar el comportamiento de las columnas, serán estas secciones las que se modificarán. Por cuestiones prácticas, se realizarán las pruebas que sean necesarias para obtener el dimensionamiento adecuado de los elementos estructurales, y se presentará únicamente la propuesta que tenga un comportamiento estructural aceptable y que cumpla con el objetivo de desempeño definido.

5.2.4.1 Resultado de fortalecimiento y endurecimiento de la estructura.

Después de un proceso iterativo, se ha mejorado el comportamiento de la estructura, a partir de incrementar las dimensiones de las columnas. Se ha pasado de una sección de columna de 45 cm x 45 cm a una de 55 cm x 55 cm.

El comportamiento de la estructura se ha evaluado mediante un análisis pushover como los aplicados en las secciones anteriores. Como resultado del análisis se ha obtenido un punto de desempeño con un valor de cortante de 324.09 ton y un desplazamiento de 10.22 cm y se puede apreciar una considerable mejora en la resistencia a cortante de la estructura.

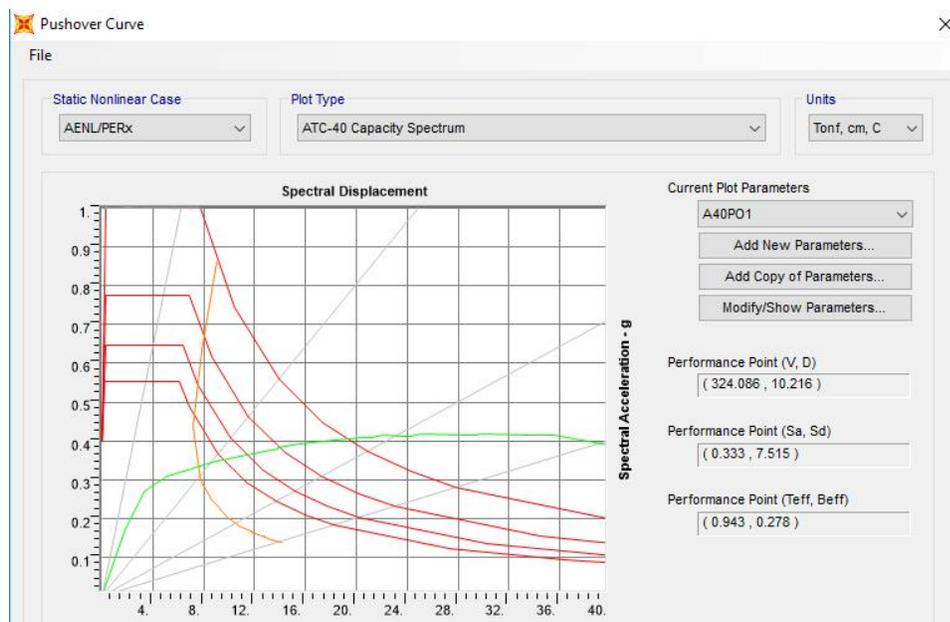


Figura V-17. Punto de desempeño para la estructura mejorada.

Una vez mostrada la mejora en la capacidad de la estructura, es necesario analizar el estado de las rótulas plásticas mostrado en la figura V-18 donde se aprecia la formación de las rótulas plásticas en la edificación:

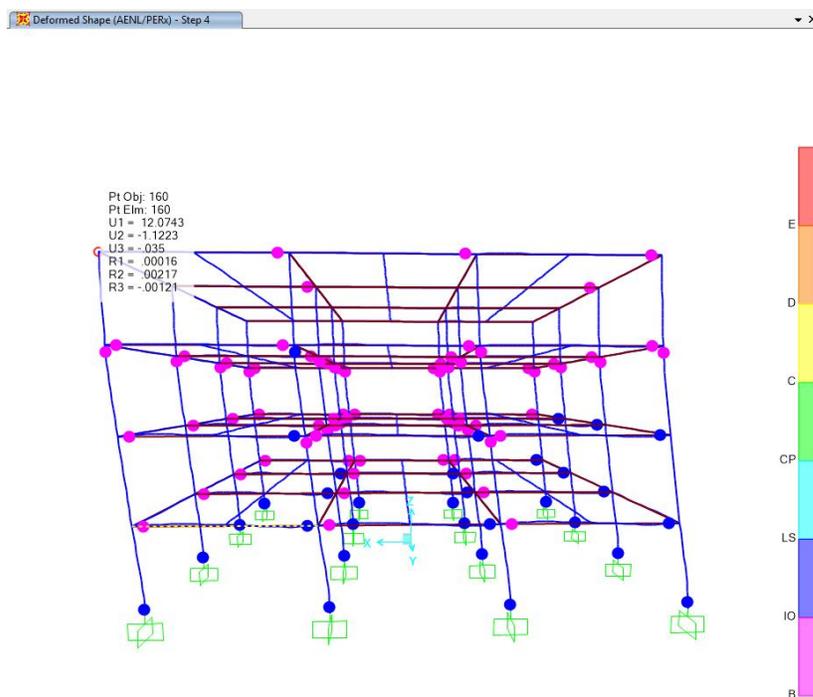


Figura V-18. Mecanismo de falla de estructura mejorada.

Si bien se puede argumentar que al igual que para el comportamiento antes de realizar las mejoras al diseño, las columnas están presentando mayor deformación que las vigas, la mejora se hará notar a la hora de analizar el comportamiento de las rótulas, donde se podrá apreciar que el nivel de deformación en estas ha sido reducido, lo cual indica que la estructura cuenta con una mayor capacidad para responder ante la demanda sísmica empleada. Para más detalles ver la figura V-20.

Al observar el estado de las rótulas plásticas para un eje de la edificación, se tiene una mejor apreciación de lo descrito en párrafo anterior. Las rótulas plásticas en las columnas

del primer nivel tienen un nivel de desempeño de Seguridad de Vida, en color azul, lo cual permite concluir que estas cumplen con el objetivo de desempeño previamente definido.

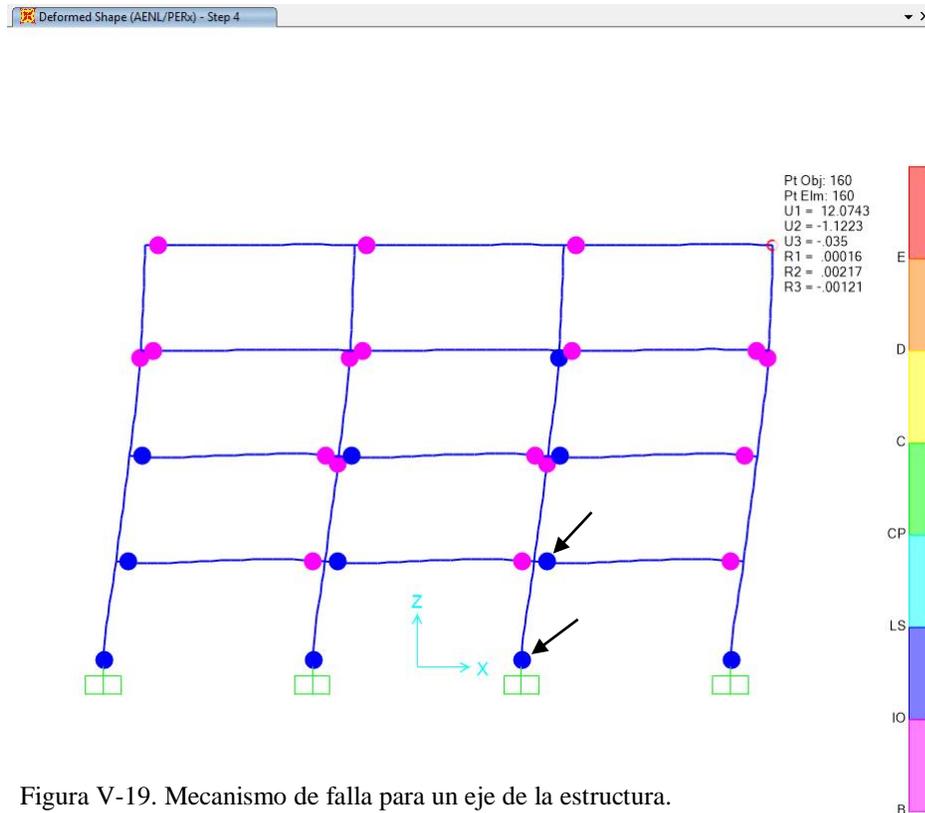


Figura V-19. Mecanismo de falla para un eje de la estructura.

Para el caso de las vigas, se puede apreciar que algunas tienen un nivel de desempeño de Seguridad de Vida, en color azul, cumpliendo con su objetivo de desempeño; y otras tienen un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, en color rosa.

Al analizar el estado de una rótula plástica definida para una columna, la cual es señalada en la figura V-19, se puede apreciar de mejor manera el nivel de desempeño de esta, donde

se muestra que esta posee capacidad de seguir deformándose antes de alcanzar el siguiente nivel de desempeño, tal como se muestra en la figura V-20.

Para el caso de una rótula plástica en una viga también se observa que esta tiene un nivel de desempeño de Seguridad de Vida, tal como se muestra en la figura V-21.

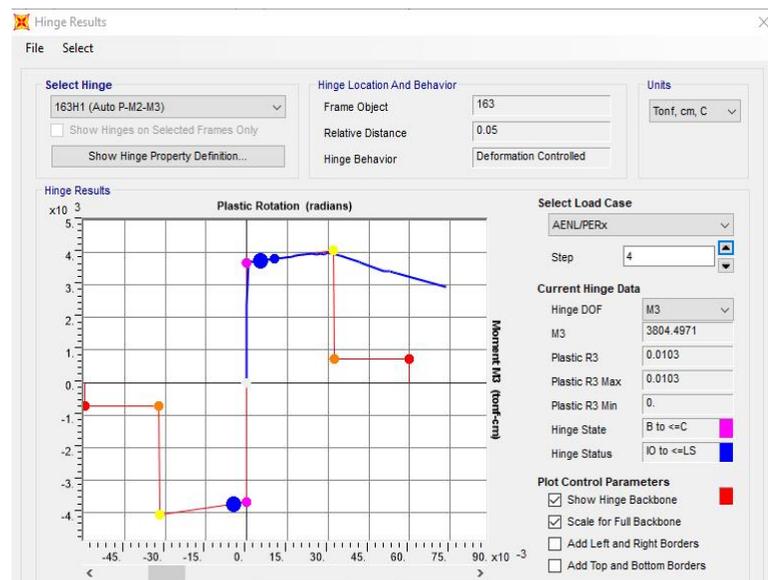


Figura V-20. Comportamiento de una rótula plástica en columna.

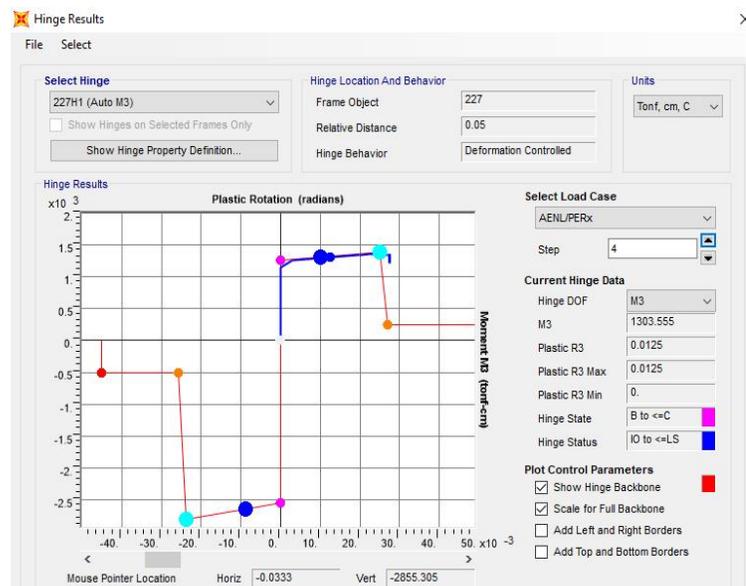


Figura V-21. Comportamiento de una rótula plástica en viga.

5.3 Aplicación del Método de Coeficientes de Desplazamiento.

Al igual que la metodología presentada en la sección 3.7, este método fue originalmente planteado para la evaluación del desempeño de estructuras existentes. Pero también puede ser aplicado para el diseño de edificaciones nuevas.

Este método, tal como fue planteado en la sección 3.8, brinda un proceso numérico directo para calcular el punto de desempeño de la edificación.

La teoría relevante a esta metodología fue presentada en la sección 3.8, por lo cual aquí se retoma desde un enfoque de aplicación directa.

5.3.1 Representación bilineal de la curva de capacidad.

Según esta metodología, la curva de capacidad de la estructura (obtenida mediante análisis pushover) debe reemplazarse con una representación idealizada que permite calcular parámetros importantes como la rigidez efectiva. Esto puede ser llevado a cabo de forma gráfica, sin embargo, el programa SAP2000 permite realizar esta acción de forma automática. En la figura V-22 se puede apreciar en líneas punteadas la representación idealizada de una curva de capacidad y la línea continua representa la curva de capacidad real de la edificación.

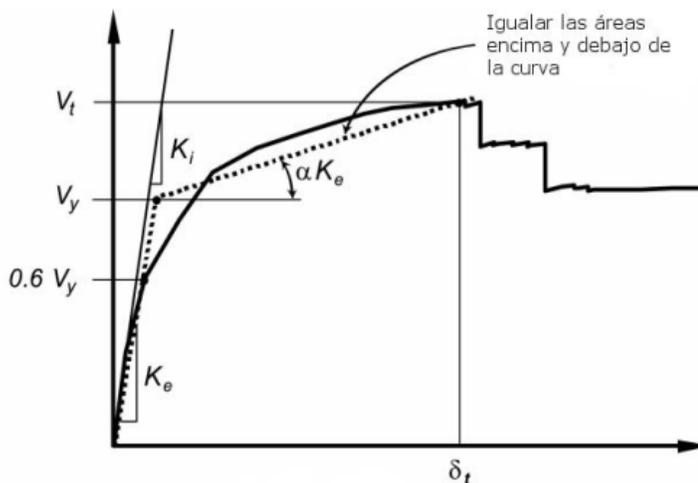


Figura V-22. Representación bilineal de una curva de capacidad.

5.3.2 Desplazamiento objetivo.

El desplazamiento objetivo ha sido obtenido en el programa SAP2000, basado en el diseño obtenido en el capítulo IV y en el espectro de respuesta definido por la NTDS¹.

Al igual que para las metodologías anteriores, se presentará el desplazamiento objetivo más desfavorable para la estructura. En la figura V-22 se puede apreciar la curva de capacidad y su respectiva representación bilineal, las cuales han servido para el cálculo del desplazamiento objetivo.

Además se observa que el desplazamiento objetivo se encuentra para un valor de cortante de 250.33 ton y un desplazamiento de 15.0 cm según se muestra en la figura V-23.

De acuerdo a la tabla III-9, para un nivel de desempeño de seguridad de vida, la deriva máxima total debe ser de un 2 % de la altura de la edificación, en este caso al ser un edificio de 12 m de altura, se deriva máxima permisible es igual a 24 cm.

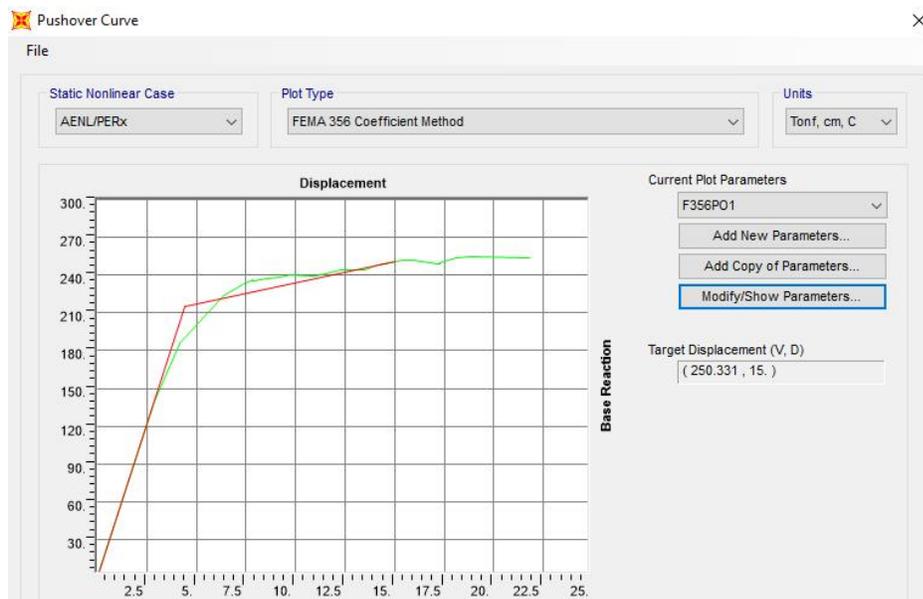


Figura V-23. Punto de desempeño de la estructura.

5.3.3 Evaluación del desempeño.

5.3.3.1 Respuesta global de la estructura.

De acuerdo a lo presentado en la sección 3.8.4.1, y con un valor de desplazamiento de 15.0 cm, la estructura cumple con su objetivo global de desempeño para un nivel de Seguridad de Vida, ya que su desplazamiento es menor a 24 cm.

5.3.3.2 Respuesta de los elementos estructurales.

Tal como ya ha sido realizado en las secciones anteriores, para evaluar el desempeño de los elementos estructurales se verificará el comportamiento de las rótulas plásticas asignadas a las vigas y columnas.

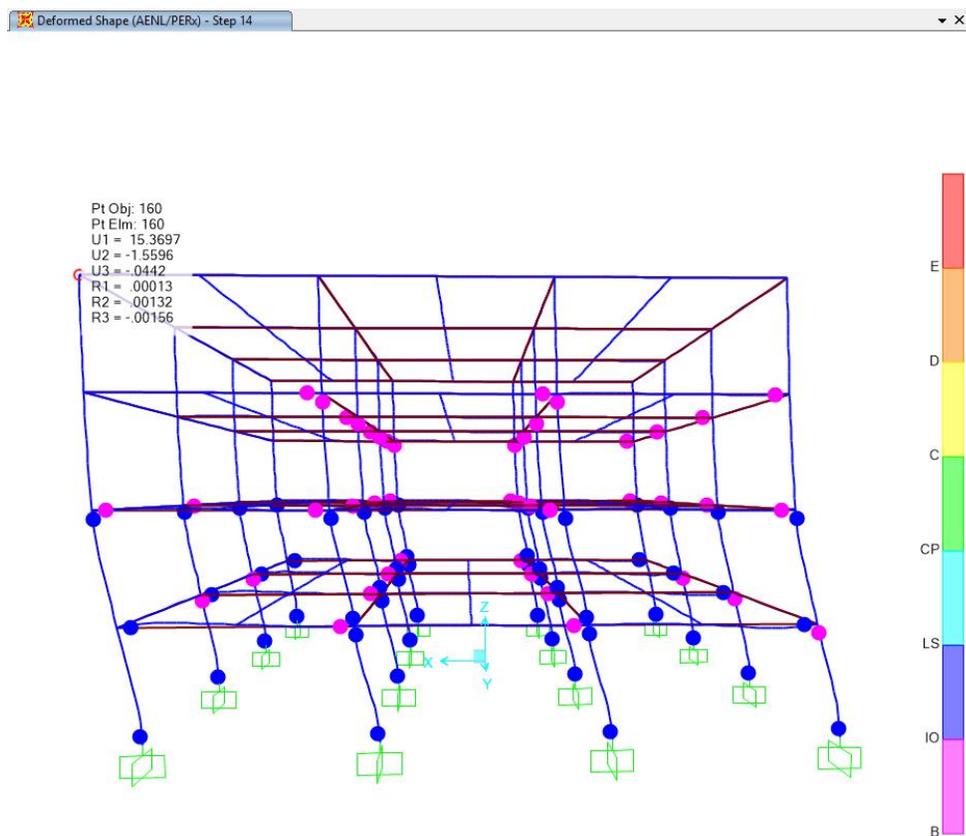


Figura V-24. Mecanismo de falla de la estructura.

Al observar el estado de las rótulas plásticas de la estructura se evidencia la similitud con respecto a los resultados de la metodología presentada en la sección 5.2. De igual forma, se observa que la estructura en términos generales cumple con su objetivo de desempeño, tal como se muestra en la figura V-24. Sin embargo, el comportamiento que se observa no

es el adecuado según la filosofía de diseño de viga débil/columna fuerte ya que las columnas (con rótulas en color azul) se encuentran en un nivel de desempeño más desfavorable que las vigas (con rótulas en color rosa).

En la figura V-25 se puede apreciar el comportamiento de una rótula plástica de una columna del primer nivel en la que se puede apreciar con mayor claridad el estado de esta.

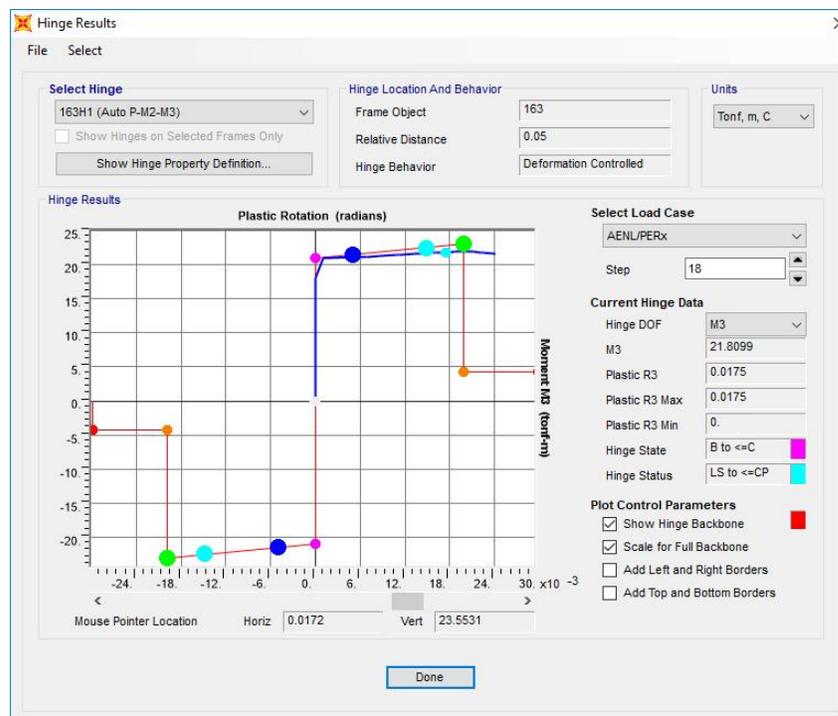


Figura V-25. Comportamiento de una rótula plástica en columna.

Tal como fue señalado en la sección anterior, la rótula plástica ha sobrepasado el límite para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, por lo cual un rediseño de la estructura debe ser llevado a cabo.

5.3.4 Fortalecimiento y endurecimiento de la estructura.

De igual forma como fue expresado en la sección 5.2.4, este procedimiento se llevará a cabo mediante prueba y error, presentando únicamente el resultado que cumple con el objetivo de desempeño definido.

5.3.4.1 Resultado de fortalecimiento y endurecimiento de la estructura.

Después de un proceso iterativo, se ha mejorado el comportamiento de la edificación. Esto se logró incrementando las dimensiones de las columnas en los dos primeros niveles. Al igual que en la sección 5.2.4.1, se ha encontrado un comportamiento aceptable para una sección de columnas de 55 cm x 55 cm. En la figura V-26 se puede apreciar el punto de desempeño obtenido para la estructura.

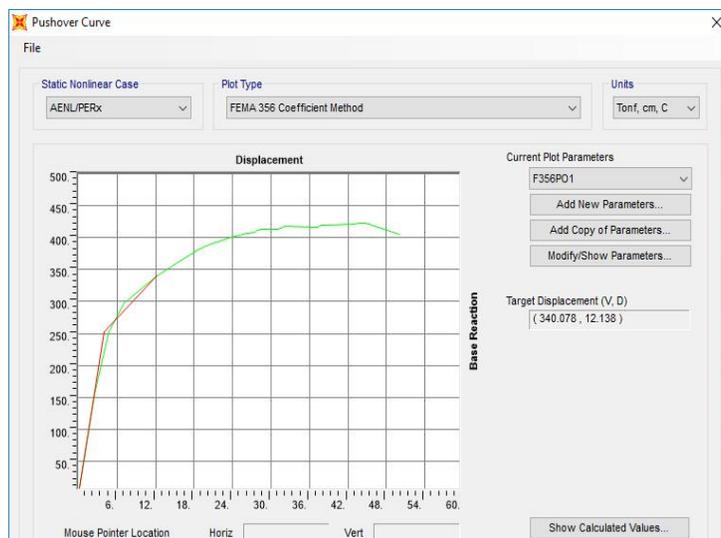


Figura V-26. Punto de desempeño de la estructura mejorada.

Para un valor del cortante basal de 340.08 ton se tiene un desplazamiento de 12.14 cm. Al igual que para el primer diseño, este desplazamiento es menor a 24 cm, por lo cual la estructura cumple con su objetivo de desempeño de Seguridad de Vida. Sin embargo, aún

es necesario revisar el comportamiento de los elementos estructurales para verificar que estos también cumplan con dichos objetivos.

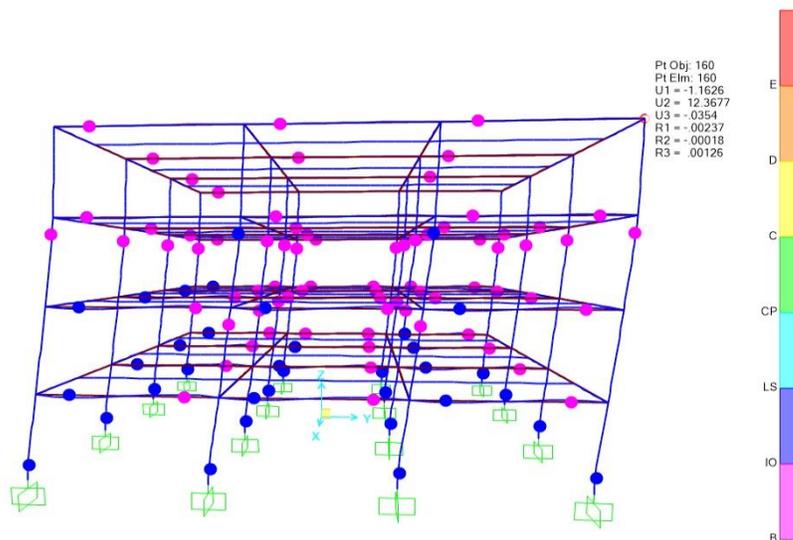


Figura V-27. Mecanismo de falla de estructura mejorada.

Como resultado de las mejoras realizadas al diseño estructural de la edificación, se tiene un nuevo mecanismo de falla representado mediante las rótulas plásticas asignadas a las vigas y columnas. En la figura V-27 se observa de forma general el estado de las rótulas plásticas en la edificación y se puede constatar que ninguna rótula, tanto en viga como en columna, ha sobrepasado su nivel de desempeño objetivo, el cual se definió como Seguridad de Vida, representado en color azul en la figura V-27.

Al seleccionar un eje en particular y observar su comportamiento se tiene un mecanismo de falla como el presentado en la figura V-28 en donde se puede apreciar que las columnas del primer son las que presentan mayor deformación y tiene un nivel de desempeño de Seguridad de Vida

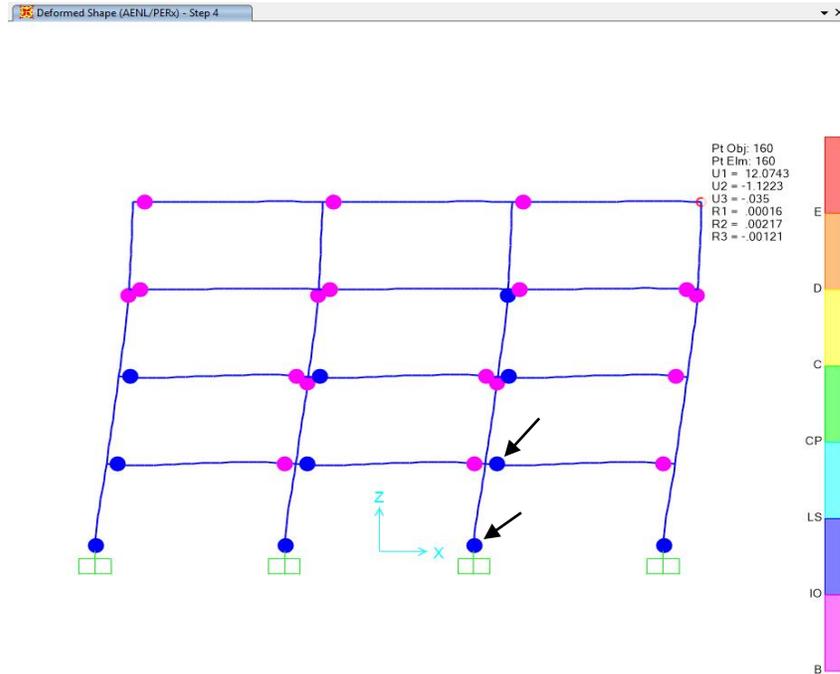


Figura V-28. Mecanismo de falla en un eje de la estructura mejorada.

A continuación se presentará el comportamiento de una rótula plástica en una de las columnas del primer nivel, esto con el fin de tener una mejor comprensión del comportamiento individual de la misma.

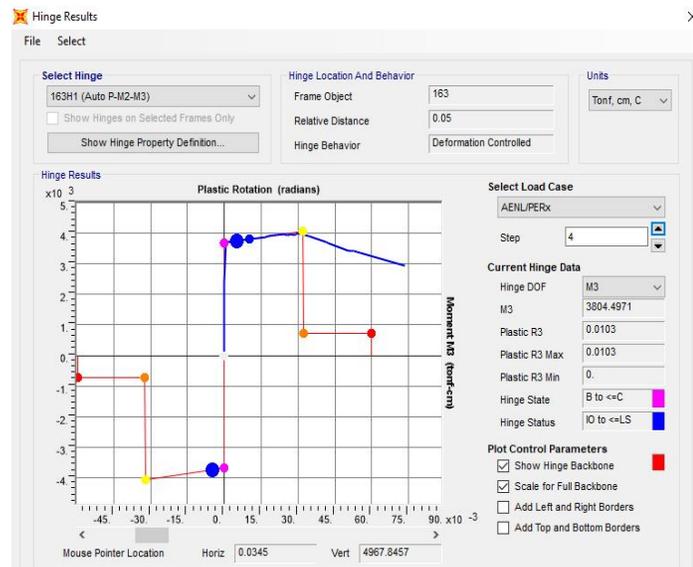


Figura V-29. Comportamiento de una rótula plástica en columna.

Al observar el estado de la rótula plástica presentado en la figura V-29 se observa que la columna tiene un nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

Al analizar el comportamiento individual de una viga de la edificación se obtiene que esta de igual forma cumple con su objetivo de desempeño de Seguridad de Vida, tal como se muestra en la figura V-30. Por lo tanto, es válido afirmar que la estructura cumple con su objetivo de desempeño.

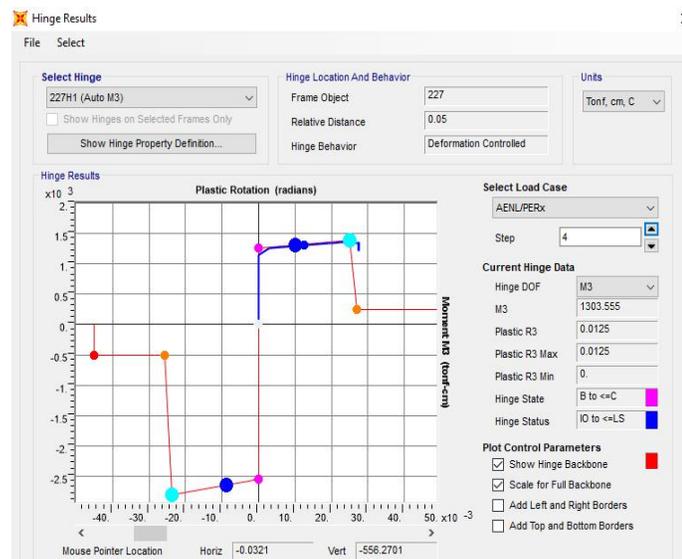


Figura V-30. Comportamiento de una rótula plástica en viga.

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS DE RESULTADOS

En los capítulos IV y V se han llevado a cabo los diferentes diseños abordados en esta investigación y a los diseños obtenidos se ha aplicado un análisis pushover con el fin de verificar el desempeño de cada edificación. Los resultados de estos análisis serán retomados en el presente capítulo con el objetivo de comparar el comportamiento de cada edificación. De manera general, esta comparación se llevará a cabo analizando la curva de capacidad de cada edificación para luego identificar sus respectivos puntos de desempeño. Luego se profundizará el análisis a situaciones más específicas como capacidad de desplazamiento inelástico, energía disipada y rigidez.

6.1 Curva de capacidad de cada estructura.

6.1.1 Estructura diseñada por el Método Estático Equivalente.

Retomado del capítulo IV, se presenta en la figura VI-1 la curva de capacidad de la estructura en cuestión. Es válido recordar que se muestra la curva de capacidad obtenida a partir del patrón de carga más desfavorable para la edificación (ver sección 5.2.1.2). En la figura VI-1 se puede apreciar que la curva de capacidad presenta un comportamiento típico, es decir, primeramente la estructura presenta un rango elástico con una rigidez relativamente constante; para luego alcanzar su punto de fluencia en donde se presenta una pérdida considerable de rigidez, lo cual implica que la estructura se deforma con mayor facilidad. Cabe destacar que después del punto de fluencia, la estructura sigue

teniendo una rigidez positiva, lo cual es un buen indicador del comportamiento de la misma.

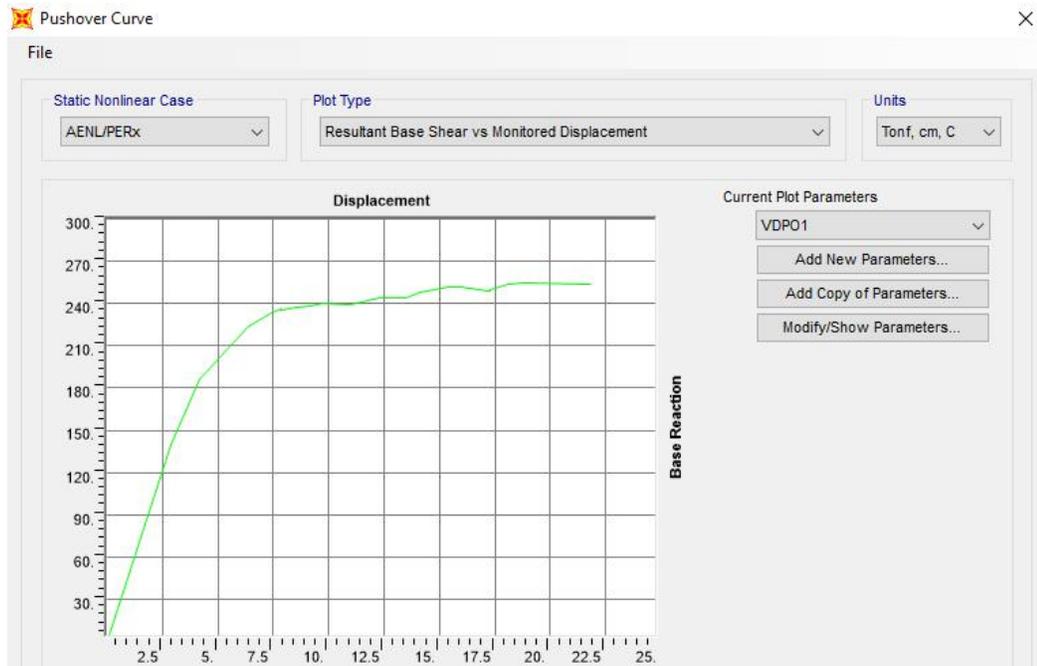


Figura VI-1. Curva de capacidad de la estructura diseñada mediante el Método Estático Equivalente.

6.1.2 Estructura diseñada por el Método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo.

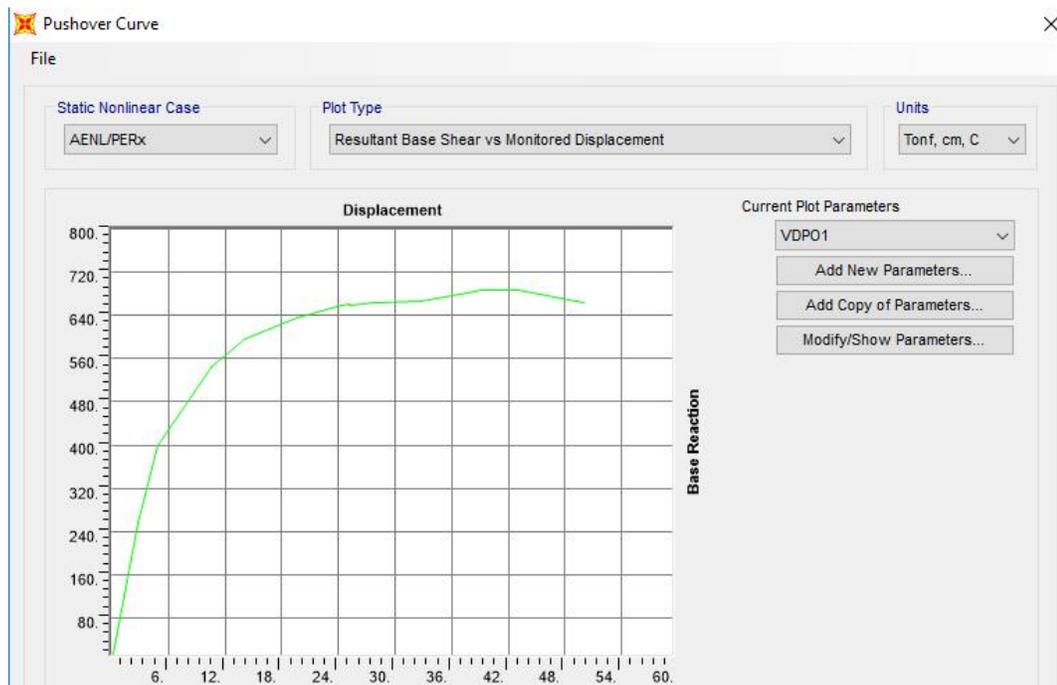


Figura VI-2. Curva de capacidad de estructura diseñada con Método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo.

Al igual que la curva de capacidad presentada en la figura VI-1, esta curva de capacidad tiene un comportamiento típico como el descrito en la sección anterior. Para esta curva de capacidad es válido destacar el considerable aumento en la capacidad de la estructura, tal como se verá reflejado en las secciones posteriores.

6.1.3 Estructura diseñada por el Método de Espectro de Capacidad.

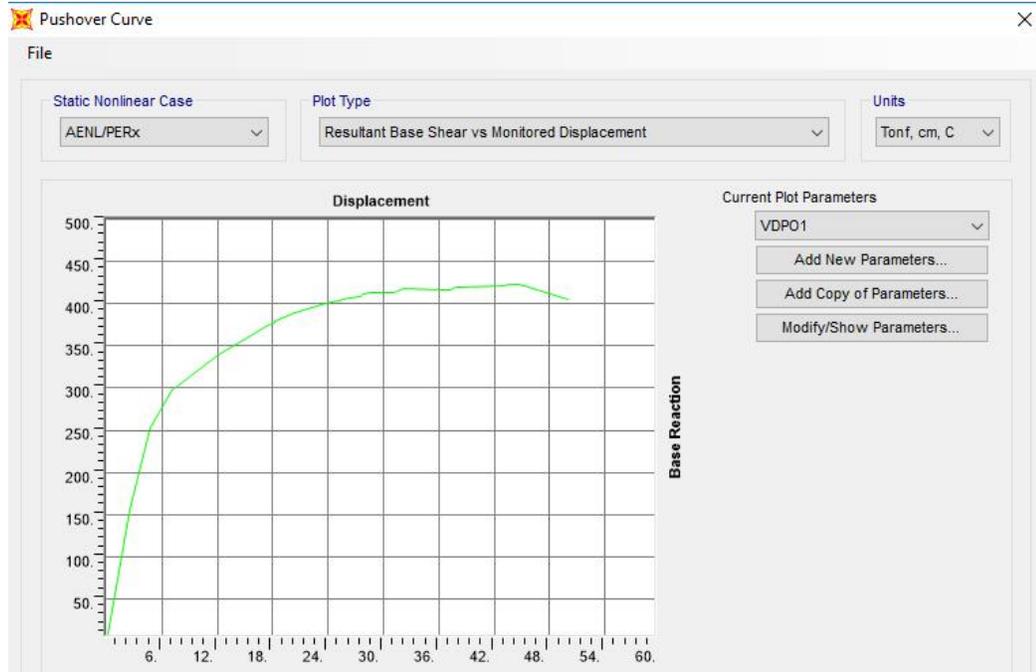


Figura VI-3. Curva de capacidad de estructura diseñada mediante el Método de Espectro de Capacidad.

Al comparar la figura VI-3 con la figura VI-2, se puede apreciar que las estructuras tienen una capacidad de desplazamiento lateral muy similar, sin embargo, en la curva de capacidad de la figura VI-2 se observa que esta estructura es capaz de resistir un cortante considerablemente mayor al de la figura VI-3.

6.1.4 Estructura diseñada por el Método de Coeficientes de Desplazamiento.

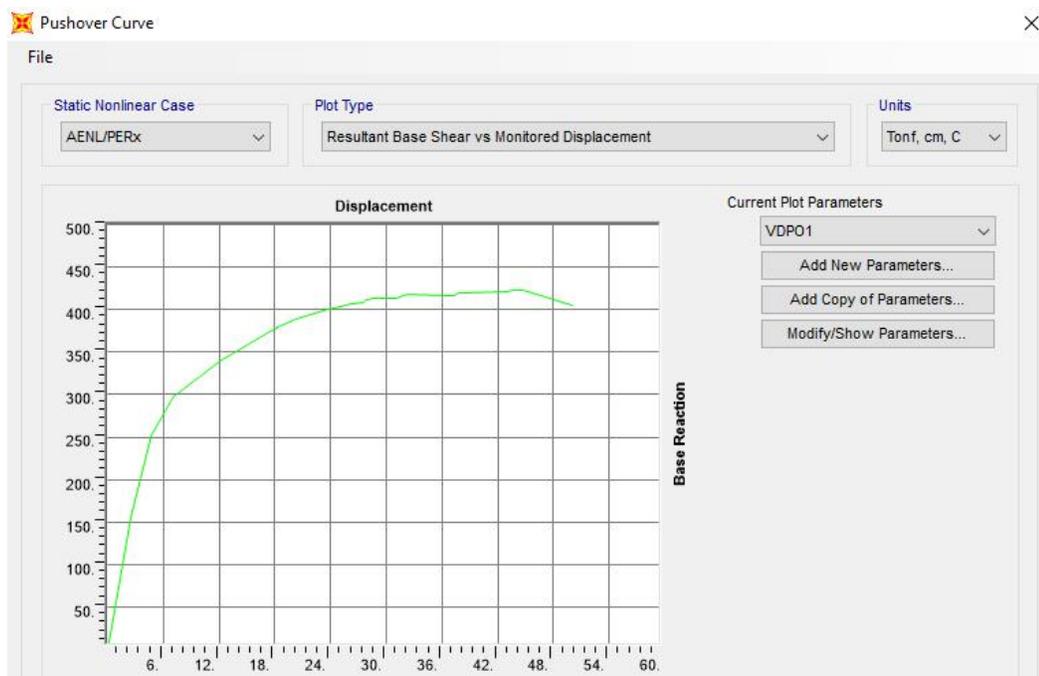


Figura VI-4. Curva de capacidad de estructura diseñada mediante el Método de Coeficientes de Desplazamiento.

El método de Coeficientes de Desplazamiento, desde el punto de vista de la curva de capacidad, brinda resultados muy similares al Método de Espectro de Capacidad, sin embargo, tienen diferencias considerables a la hora de determinar el punto de desempeño de cada edificación, debido a que el Método de Coeficientes de Desplazamiento es un método más directo y por lo tanto más conservador.

6.1.5 Comparación de las curvas de capacidad de cada método de diseño.

Para las estructuras diseñadas con las diferentes metodologías expuestas en los capítulos anteriores, se ha graficado su respectiva curva de capacidad tal como se observa en la figura VI-5

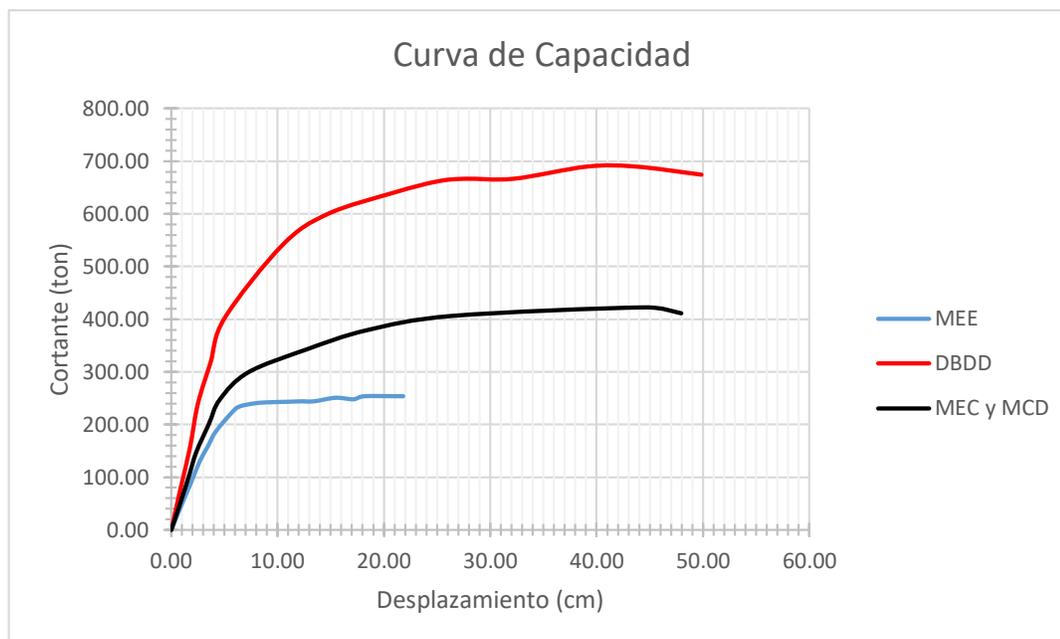


Figura VI-5. Curva de capacidad de las estructuras diseñadas con las diferentes metodologías.

Existe una diferencia considerable con respecto a la capacidad de las diferentes estructuras, tal como se puede apreciar en la figura VI-5. En color azul se observa la estructura diseñada mediante el Método Estático Equivalente (MEE); en negro se observa la curva de capacidad de las estructuras diseñadas mediante el Método de Espectro de Capacidad y Método de Coeficientes de Desplazamiento (MEC y MCD); y en rojo se observa la estructura diseñada mediante el Método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo (DBDD). Es evidente la diferencia en la capacidad de cada edificación. Primeramente hacer notar que la estructura diseñada con el Método Estático Equivalente es la menos resistente y la que posee menor capacidad de desplazamiento lateral; luego, con una capacidad mayor se encuentra las estructuras diseñadas con el Método de Espectro de Capacidad y Método de Coeficientes de Desplazamiento las cuales también poseen una mayor capacidad de desplazamiento lateral; por último se encuentra la

estructura diseñada con el Método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo. Dicha estructura es la que posee la mayor capacidad para resistir cortante y la que posee la mayor capacidad de desplazamiento lateral.

Otro aspecto a destacar de las curvas de capacidad de la figura VI-5, es el punto de fluencia de cada estructura. Este punto se puede identificar mediante el cambio de pendiente, que implica una reducción de la rigidez, de cada curva. Las tres curvas poseen su punto de fluencia en valores cercanos entre sí, lo cual es acorde a lo expresado por Priestley et al¹ quien manifiesta que el desplazamiento de fluencia de marcos de concreto reforzado depende de la geometría y es prácticamente independiente de la capacidad de la edificación.

6.1.6 Ductilidad de cada estructura

Con base en lo presentado en la figura VI-5 se puede apreciar que todas las estructuras poseen la capacidad de deformarse considerablemente antes de llegar al colapso. A continuación se presenta el cálculo de ductilidad como la relación entre el desplazamiento último y el desplazamiento de fluencia de cada estructura, tal como se presenta en la siguiente ecuación:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

Tabla VI-1. Ductilidad de cada estructura.

| Estructura | Desplazamiento de fluencia (cm) | Desplazamiento último (cm) | Ductilidad (μ) |
|------------|---------------------------------|----------------------------|----------------------|
| MEE | 6.10 | 21.82 | 3.58 |
| DBDD | 6.50 | 49.85 | 7.67 |
| MEC | 6.30 | 47.71 | 7.57 |
| MCD | 6.30 | 47.71 | 7.57 |

Se puede apreciar en la información presentada en la tabla VI-1 que la ductilidad de las estructuras diseñadas mediante metodologías de desempeño sísmico es considerablemente mayor a la ductilidad de la estructura diseñada mediante el Método Estático Equivalente, esto se debe principalmente a que para las metodologías de desempeño sísmico, se ha abordado de forma directa el comportamiento no lineal de la edificación a través del modelado del comportamiento de rótulas plásticas en vigas y columnas. Las estructuras con factores de ductilidad considerablemente mayores al obtenido para el Método Estático Equivalente tienen una mayor capacidad para soportar deformaciones y desplazamientos laterales y mayor capacidad para absorber energía. Teniendo como resultado estructuras más seguras ante eventos sísmicos donde se sobrepase su capacidad de fluencia.

6.1.7 Energía disipada por cada estructura.

Uno de los objetivos del diseño sismorresistente es el diseñar elementos estructurales que desarrollen un comportamiento no lineal de tal forma que parte de la energía sísmica sea disipada por medio de un comportamiento histerético. Este comportamiento se espera en las rótulas plásticas de vigas y columnas.

Toda estructura disipa la energía de un sismo mediante deformaciones, siendo de vital importancia detallar los elementos estructurales para que la formación de rótulas plásticas tenga un mecanismo de falla ideal que permita la mayor deformación posible sin una pérdida sustancial de capacidad.

En la presente investigación, la energía disipada será presentada como el valor del área bajo la curva de capacidad respectiva a cada estructura.

En la figura VI-6 se puede apreciar la energía disipada por la estructura diseñada mediante el Método Estático Equivalente.

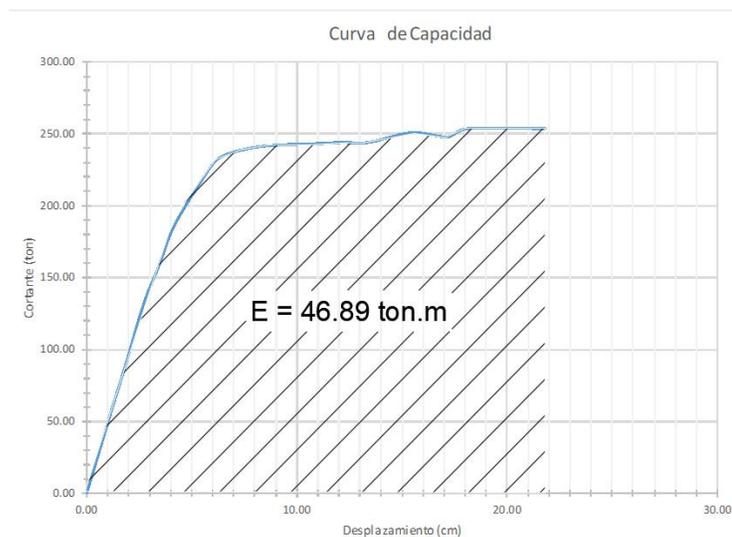


Figura VI-6. Energía disipada por estructura diseñada mediante Método Estático Equivalente.

El área bajo la curva mostrada en la figura VI-6 ha sido calculada de forma precisa en el programa Autocad. Sin embargo, a manera de comprobación, también se puede realizar un cálculo manual considerando el área bajo la porción elástica de la curva de capacidad

como un triángulo rectángulo y el resto de la curva como un trapecio. Si definimos el área del triángulo como A_1 y el área del trapecio como A_2 , se calcula lo siguiente:

$$A_1 = \frac{1}{2} * 6.5 \text{ cm} * 248 \text{ ton} = 806 \text{ ton.cm} = 8.06 \text{ ton.m}$$

$$A_2 = \frac{248 \text{ ton} + 254 \text{ ton}}{2} * (21.8\text{cm} - 6.5\text{cm}) = 3840.30 \text{ ton.cm} = 38.40 \text{ ton.m}$$

$$A_1 + A_2 = 8.06 + 38.40 = 46.46 \text{ ton.m}$$

Obteniendo de esta forma una aproximación aceptable al valor de energía calculado mediante el programa Autocad. De igual forma pueden aplicarse cálculos geométricos sencillos para calcular un valor aproximado del área bajo cada curva de capacidad.

En la figura VI-7 se presenta la energía disipada por la estructura diseñada mediante Diseño Basado en Desplazamiento Directo.

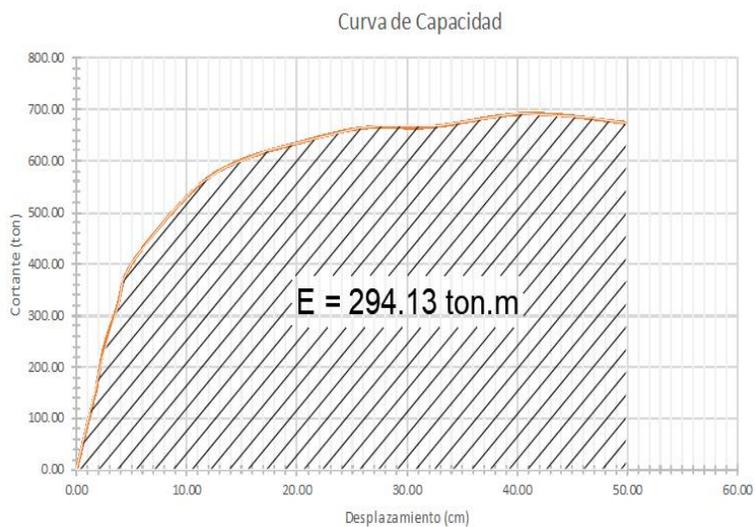


Figura VI-7. Energía disipada por estructura diseñada mediante Diseño Basado en Desplazamiento Directo.

La energía disipada por las estructuras diseñadas mediante Método de Espectro de Capacidad y Método de Coeficientes de Desplazamiento se presenta en la figura VI-8.

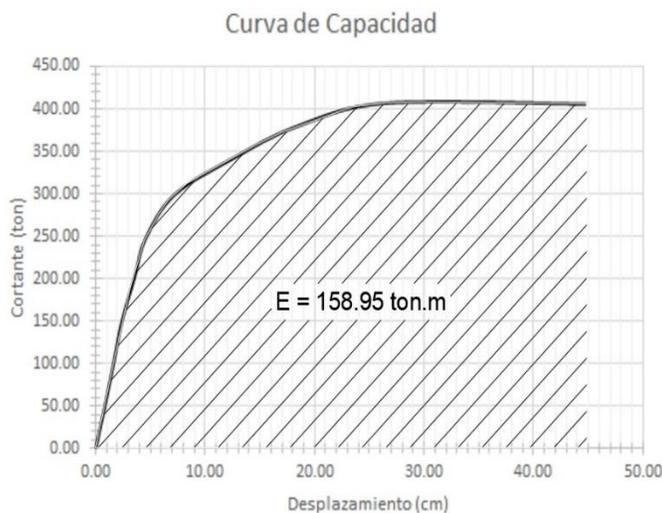


Figura VI-8. Energía disipada por estructura diseñada mediante Método de Espectro de Capacidad y Método de Coeficientes de Desplazamiento.

De la información presentada en las figura VI-6, VI-7 y VI-8 se elabora una tabla resumen con la cantidad de energía disipada por cada estructura. Esta información se presenta en la tabla VI-2.

Tabla VI-2. Cantidad de energía disipada por cada estructura.

| Estructura | Energía disipada (ton.m) | Variación |
|------------|--------------------------|-----------|
| MEE | 46.89 | 0.00 % |
| DBDD | 294.13 | 527.28 % |
| MEC | 158.95 | 238.98 % |
| MCD | 158.95 | 338.98 % |

La estructura diseñada mediante el Método Estático Equivalente es la que posee la menor capacidad para disipar energía; las estructuras diseñadas mediante Método de Espectro de

Capacidad y Método de Coeficientes de Desplazamiento poseen una mayor capacidad para disipar energía que la estructura diseñada mediante el Método Estático Equivalente, sin embargo, estas tienen una capacidad menor que la estructura diseñada mediante Diseño Basado en Desplazamiento Directo, siendo esta la estructura con mayor capacidad para disipar energía.

6.2 Punto de desempeño de cada estructura.

Tal como fue detallado en los capítulos anteriores, al tener una curva de capacidad de una estructura, esta sirve de base para llevar a cabo un análisis de desempeño, comparando el estado global de la edificación y el estado particular de los elementos estructurales, desde el punto de vista de desplazamiento y deformación, respectivamente. A continuación se presenta el punto de desempeño obtenido para cada estructura.

6.2.1 Punto de desempeño de estructura diseñada mediante el Método Estático Equivalente.

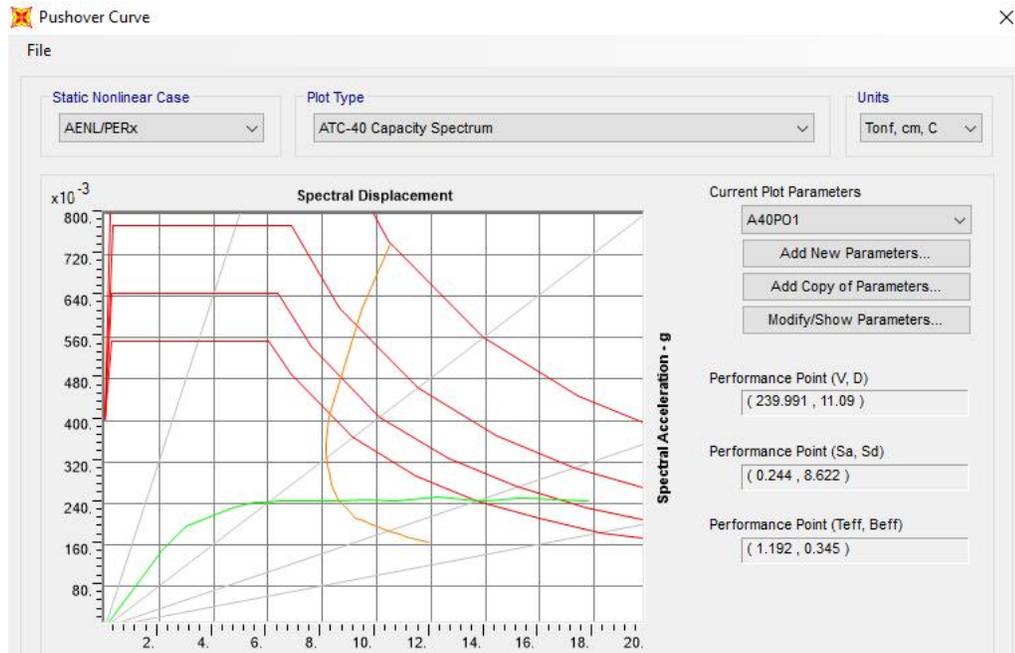


Figura VI-9. Punto de desempeño de estructura diseñada mediante el Método Estático Equivalente.

El punto de desempeño correspondiente tiene un valor de cortante de 239.99 ton y un desplazamiento de 11.09 cm, como se observa en la figura VI-9.

6.2.2 Punto de desempeño de estructura diseñada por el Método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo.

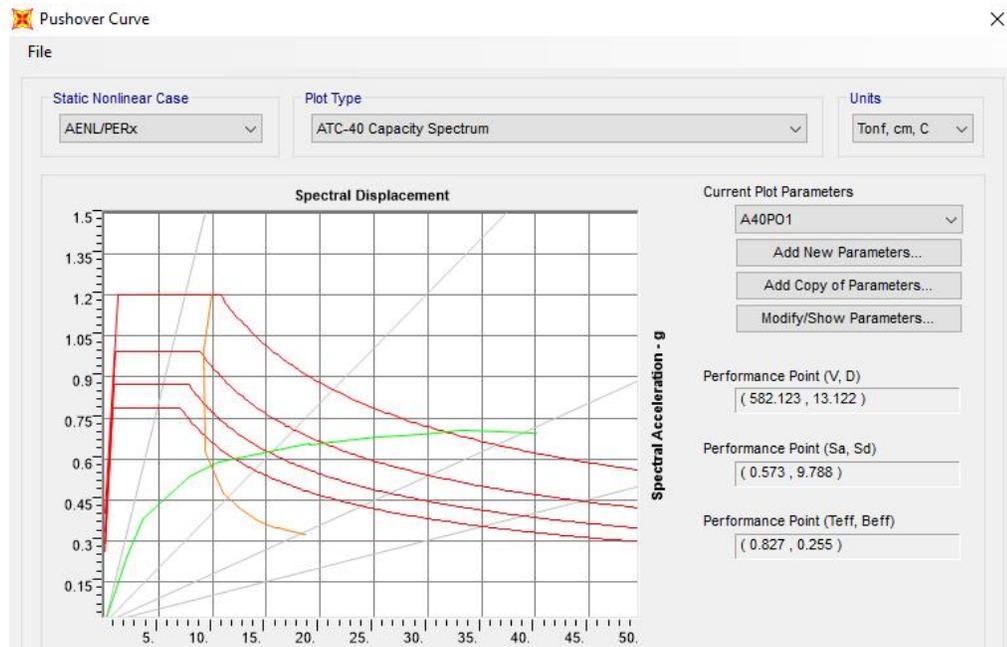


Figura VI-10. Punto de desempeño de estructura diseñada por el Método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo.

El punto de desempeño de la estructura tiene un valor de cortante de 582.12 ton y un desplazamiento de 13.12 cm. Es claro el incremento en la capacidad a cortante con respecto al método anterior aunque las estructuras tengan elementos estructurales similares.

6.2.3 Punto de desempeño de estructura diseñada por el Método de Espectro de Capacidad.

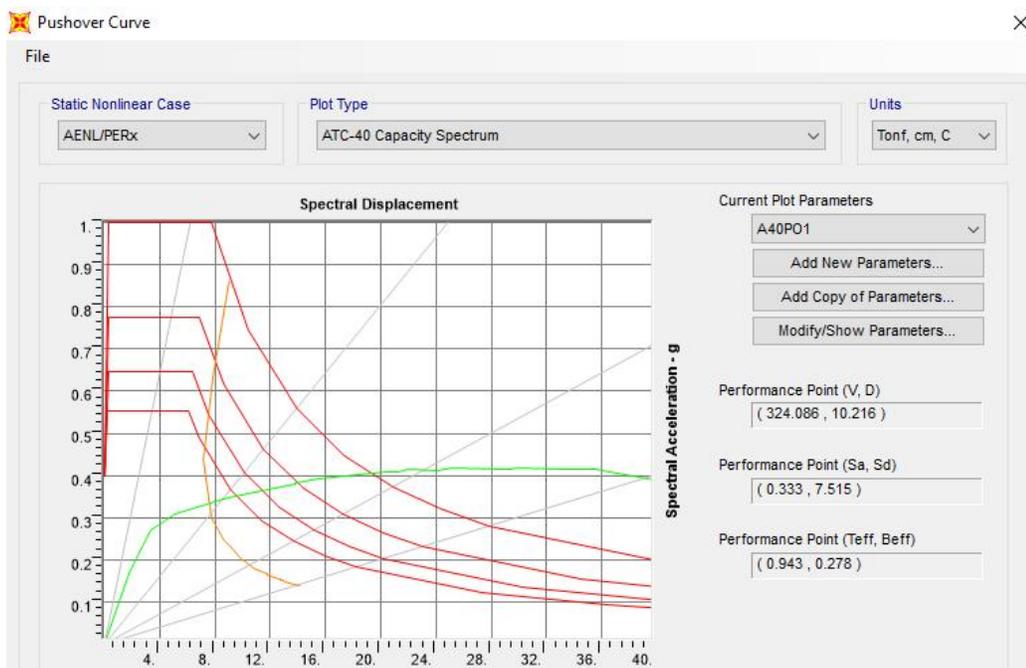


Figura VI-11. Punto de desempeño de estructura diseñada por el Método de Espectro de Capacidad.

El punto de desempeño correspondiente a la estructura diseñada con la presente metodología tiene una capacidad a cortante de 324.09 ton y un desplazamiento de 10.22 cm. Se puede apreciar una capacidad a cortante menor de esta edificación con respecto a la edificación anterior, sin embargo, esta estructura tiene una mayor capacidad a cortante con respecto a la diseñada mediante el Método Estático Equivalente, lo cual es un resultado esperado y válido, ya que esta metodología es en términos prácticos una mejora al diseño realizado mediante el Método Estático Equivalente.

6.2.4 Punto de desempeño de estructura diseñada por el Método de Coeficientes de Desplazamiento.

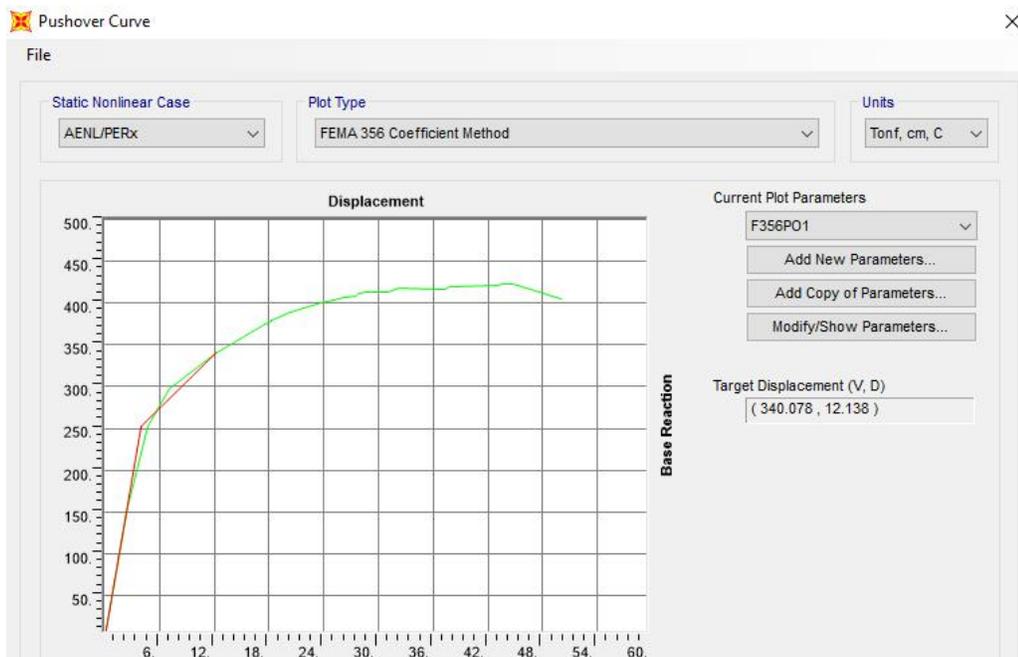


Figura VI-12. Punto de desempeño de estructura diseñada por el Método de Coeficientes de Desplazamiento.

La estructura diseñada mediante el Método de Coeficientes de Desplazamiento tiene un valor de resistencia a cortante de 340.08 ton y un desplazamiento de 12.14 cm, como se muestra en la figura VI-12. Estos resultados son similares a los obtenidos mediante el Método de Espectro de Capacidad, sin embargo, el presente método tienen un mayor grado de incertidumbre que el antes mencionado, debido a que este es un método más directo y por lo tanto se han hecho un mayor número de simplificaciones al análisis.

En la tabla VI-3 se puede apreciar un resumen de los principales parámetros involucrados en el desempeño global de la edificación:

Tabla VI-3. Resumen de parámetros de desempeño.

| | Metodología de diseño | Cortante (ton) | Desplazamiento (cm) |
|---|--|-----------------------|----------------------------|
| 1 | Método Estático Equivalente | 239.99 | 11.09 |
| 2 | Diseño Basado en Desplazamiento Directo | 582.12 | 13.12 |
| 3 | Método de Espectro de Capacidad | 324.09 | 10.22 |
| 4 | Método de Coeficientes de Desplazamiento | 340.08 | 12.14 |

Tal como se puede apreciar en la tabla VI-3, las estructuras diseñadas con el enfoque de diseño basado en desempeño presentan una mayor capacidad a cortante que la estructura diseñada con el tradicional Método Estático Equivalente, destacando principalmente la edificación diseñada por el Método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo, que tiene la mayor capacidad tanto en cortante y desplazamiento, aunque posee elementos estructurales similares, desde el punto de vista geométrico, a las estructuras diseñadas por el Método de Espectro de Capacidad y Método de Coeficientes de Desplazamiento. Esto se debe principalmente a los factores de reducción asignados a la capacidad de los materiales en los procesos de diseño.

Para las metodologías 1, 3 y 4, de forma tradicional, la capacidad de los materiales fue reducida a la hora de diseñar; sin embargo, para la metodología 2, no se redujo la capacidad de estos, sino que esta fue incrementada a valores esperados, los cuales son mayores a los valores nominales usados convencionalmente. Tal como fue expresado en el capítulo III y V, ser demasiado conservador con la capacidad de los materiales no se traduce en un beneficio para estructuras que se verán sometidas a acciones sísmicas, ya que estos materiales verán superada su capacidad de fluencia durante un sismo.

6.3 Mecanismo de falla de cada estructura.

En las siguientes secciones se analizará primero el comportamiento global de las rótulas plásticas de cada edificación y luego se presentará el comportamiento específico de rótulas plásticas asignadas a los elementos estructurales.

6.3.1 Mecanismo de falla de estructura diseñada por el Método Estático Equivalente.

Todos los elementos estructurales cumplen con el objetivo de desempeño de Seguridad de

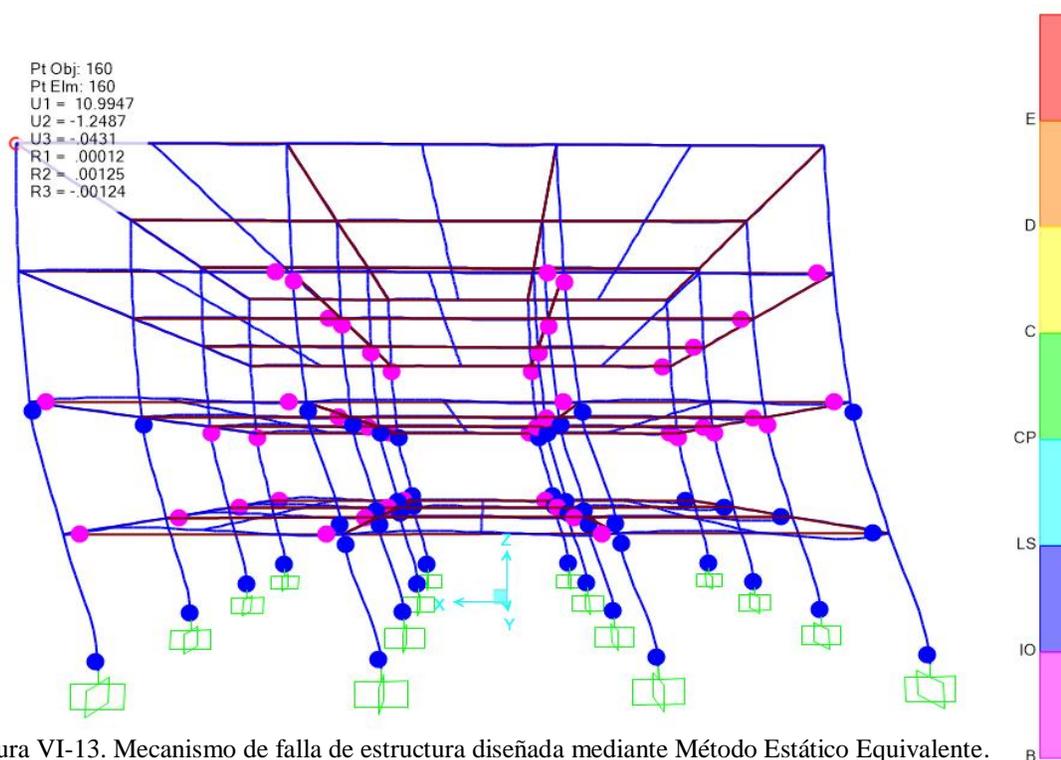


Figura VI-13. Mecanismo de falla de estructura diseñada mediante Método Estático Equivalente.

Vida fijado al inicio del proceso de diseño, tal como se puede apreciar en la figura VI-13, esto se puede apreciar al verificar que cada rótula plástica en la figura no haya sobrepasado el estado de seguridad de vida, mostrado en color azul en la barra de colores. Sin embargo, el comportamiento de la estructura no es el adecuado, porque son las columnas las que

están presentando mayores niveles de deformación, y esto no es conveniente desde el punto de vista de la seguridad estructural. Para un enfoque de diseño de viga débil/columna fuerte, son las vigas las que deberían presentar el mayor comportamiento inelástico y las columnas, si bien podrían sobrepasar su límite de fluencia, siempre deben tener un nivel de deformación menor que las vigas, es decir, las rótulas plásticas de las columnas deberían tener menor deformación que las vigas, y en el mejor de los casos no presentarse el mecanismo de rótula plástica. Para el caso de las vigas, cualquier nivel de desempeño desde Ocupación Inmediata hasta Seguridad de Vida es aceptable.

El mecanismo de falla mostrado en la figura VI-13 hace a la edificación vulnerable al colapso ante sismos de mediana intensidad, lo cual no es aceptable desde el punto de vista de desempeño estructural. Ya que la estructura debería resistir sin mayor problema el sismo para el cual ha sido diseñada.

6.3.2 Mecanismo de falla de estructura diseñada por el Método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo.

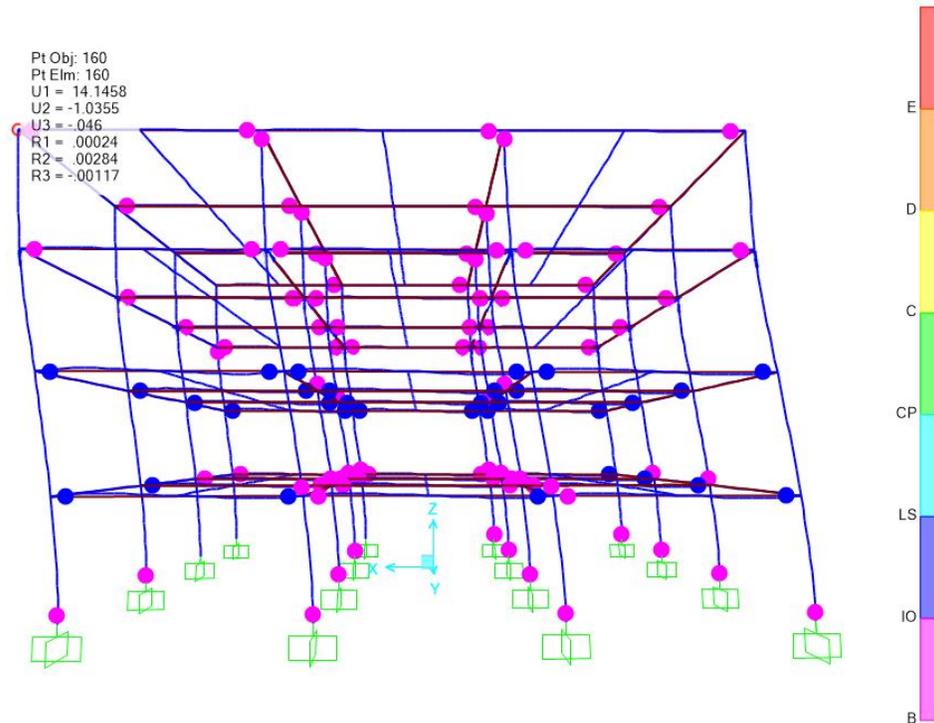


Figura VI-14. Mecanismo de falla de estructura diseñada mediante Diseño Basado en Desplazamiento Directo.

En la evaluación aplicada a la estructura diseñada mediante la metodología de Diseño Basado en Desplazamiento Directo se tiene como resultado que todos los elementos estructurales cumplen con el objetivo de desempeño definido al inicio del proceso de diseño, tal como se muestra en la figura VI-14, este objetivo de desempeño es el de Seguridad de Vida, correspondiente al color azul en la barra de colores al costado derecho de la referida figura. La diferencia principal con respecto a la estructura presentada en la figura VI-14 es que la presente edificación tiene un mejor comportamiento estructural debido a que las columnas presentan un menor nivel de deformación que las vigas y

además no todas las columnas han sobrepasado su capacidad de fluencia. Por el contrario, las vigas presentan un mayor nivel de deformación que las columnas, lo cual es completamente aceptable bajo el enfoque de diseño de viga débil/columna fuerte pero manteniéndose siempre dentro de los límites permitidos para cumplir con su respectivo objetivo de desempeño. Que las columnas tengan siempre menor deformación que las vigas dará a la estructura mayor capacidad para seguir soportando fuerzas laterales y en última instancia serán estas las que evitarán el colapso de la misma. De la presente edificación se puede ver que tiene un comportamiento aceptable cuando es sometida al sismo de diseño.

6.3.3 Mecanismo de falla de estructura diseñada por el Método de Espectro de Capacidad.

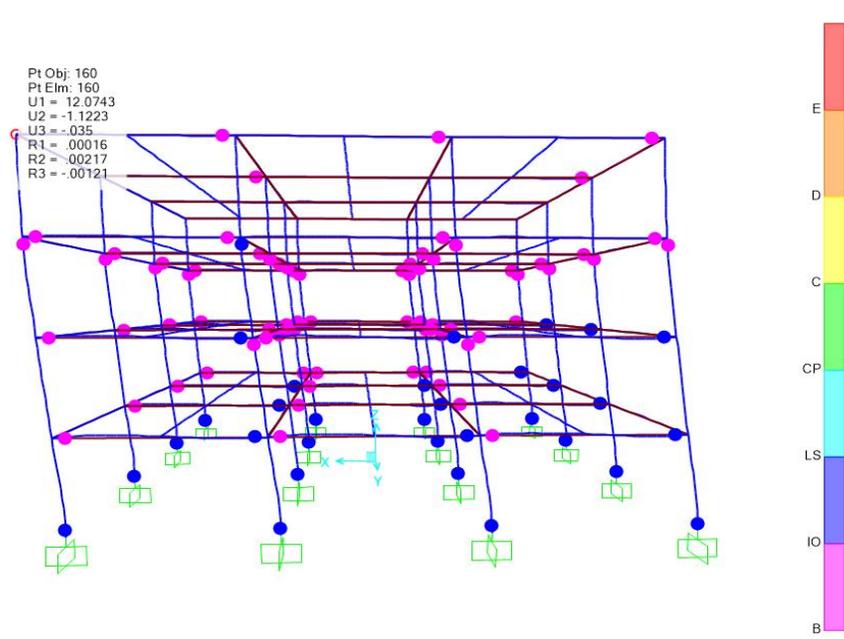


Figura VI-15. Mecanismo de falla de estructura diseñada mediante Método de Espectro de Capacidad.

Acorde a lo mostrado en la figura VI-15, la estructura de forma global cumple con el objetivo de desempeño de Seguridad de Vida, ahora bien, en este caso, las columnas están presentando un mayor nivel de daño que las vigas lo cual no es lo ideal desde el enfoque de diseño viga débil/columna fuerte. Sin embargo, al estar limitado a una configuración estructural de marcos de concreto reforzado, no fue posible encontrar una configuración que cumpliera con el enfoque viga débil/columna fuerte. Bajo la presente metodología, probablemente hubiese sido viable realizar una mejora al sistema estructural de la edificación, como la adición de paredes estructurales, sin embargo, tal mejora está fuera del alcance de la presente investigación.

Ante esta limitante se optó por permitir el comportamiento mostrado en la figura VI-15 pero asegurándose que las columnas aún tuvieran la suficiente capacidad para responder acorde a su objetivo de desempeño y evitar un eventual colapso.

6.3.4 Mecanismo de falla de estructura diseñada por el Método de Coeficientes de Desplazamiento.

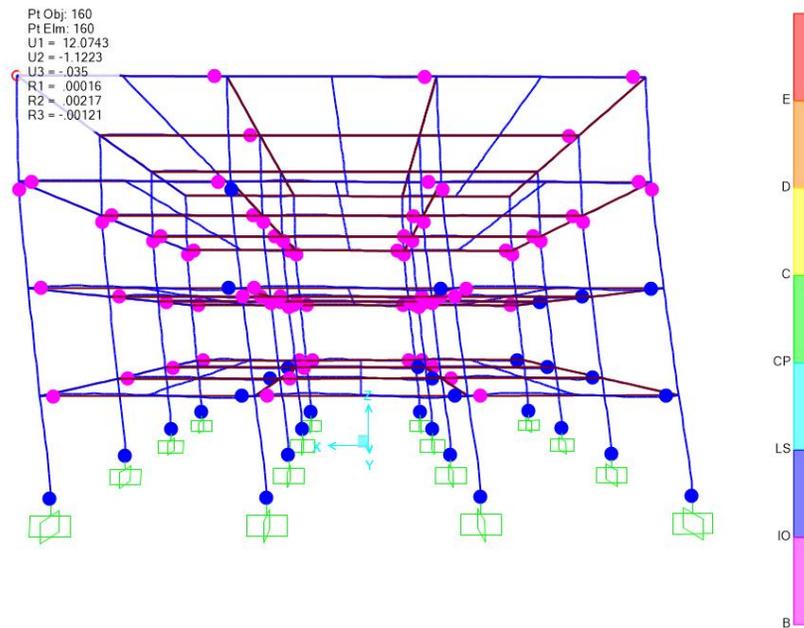


Figura VI-16. Mecanismo de falla de estructura diseñada mediante Método de Coeficientes de Desplazamiento.

Desde el punto de vista de las rótulas plásticas, los resultados mostrados en la figura VI-16 son muy similares a los mostrados en la figura VI-15, sin embargo, tal como se puede apreciar en las figuras VI-11 y VI-12, tienen diferencias en sus respectivos puntos de desempeño, esto se debe a que si bien se utiliza la misma metodología para calcular la respectiva curva de capacidad, a la hora de calcular el punto de desempeño estos métodos tienen diferencias sustanciales, tal como fue expuesto en el capítulo III y V de la presente investigación.

6.4 Geometría de los elementos estructurales.

A continuación se presenta una tabla resumen con la geometría de los principales elementos estructurales de cada edificación.

Tabla VI-4. Geometría de elementos estructurales.

| Elemento | MEE | DBDD | MEC | MCD |
|-----------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Vigas | 30 cm x 60 cm | 35 cm x 70 cm | 30 cm x 60 cm | 30 cm x 60 cm |
| Columnas | 45 cm x 45 cm | 55 cm x 55 cm | 55 cm x 55 cm | 55 cm x 55 cm |

Acorde a la tabla VI-2, la estructura diseñada mediante el Método Estático Equivalente es la que posee los elementos estructurales de menor dimensión y por lo tanto, tal como se muestra en la sección 7.1.5, es la edificación con la menor capacidad estructural. Las estructuras diseñadas con el Método de Espectro de Capacidad y Método de Coeficientes de desplazamiento poseen los mismos elementos estructurales y por lo tanto poseen la misma capacidad estructural. La diferencia entre estas dos estructuras radica en el punto de desempeño que cada una posee tal como se refleja en la tabla VI-1.

Para el caso de la estructura diseñada mediante el Método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo, se puede observar que posee la misma dimensión de columnas que los el Método de Espectro de Capacidad y Método de Coeficientes de Desplazamiento, sin embargo, para el caso de las vigas, estas tienen mayor dimensión que el obtenido en cualquier otra metodología. Esto se debe a que en esta metodología son las vigas las principales encargadas de aportar el comportamiento no lineal a la edificación.

6.5 Cuantía de acero de refuerzo

A continuación se presenta una tabla resumen con la cuantía de acero de refuerzo de las vigas y columnas en cada edificación.

Tabla VI-5. Cuantía promedio de acero de refuerzo de elementos estructurales.

| Elemento | MEE | DBDD | MEC | MCD |
|----------|--------|--------|--------|--------|
| Vigas | 0.97 % | 0.73 % | 0.64 % | 0.64 % |
| Columnas | 1.00 % | 2.08 % | 1.14 % | 1.14 % |

Se puede apreciar la relación directa entre el aumento de la cuantía de refuerzo para columnas y el aumento de la capacidad de cada estructura, acorde a lo presentado en la gráfica de la figura VI-5. Además debe notarse en la información presentada en la tabla VI-3, la cuantía de las columnas para la estructura diseñada con el método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo, es aproximadamente el doble que para los otros casos, lo cual también se ve reflejado en la curva de capacidad de dicha estructura.

6.6 Rigidez elástica y degradación de rigidez.

Otro parámetro importante para evaluar el comportamiento de la edificación en la degradación de rigidez que esta presentará durante un sismo. Para la presente investigación se presenta la rigidez elástica inicial y la degradación de rigidez para alcanzar el punto de desempeño.

La rigidez será tomada como la pendiente de la curva de capacidad idealizada para cada edificación. Esta idealización de la curva de capacidad se llevará a cabo siguiendo lo

descrito en la sección 3.7.3.1.4. En la figura VI-17 se muestra un ejemplo de cálculo de rigidez inicial elástica y rigidez inelástica de la estructura diseñada mediante Diseño Basado en Desplazamiento Directo.

De la tabla VI-3 se obtiene el valor del punto de desempeño de la edificación, con un desplazamiento de 13.12 cm y un cortante de 582.12 ton

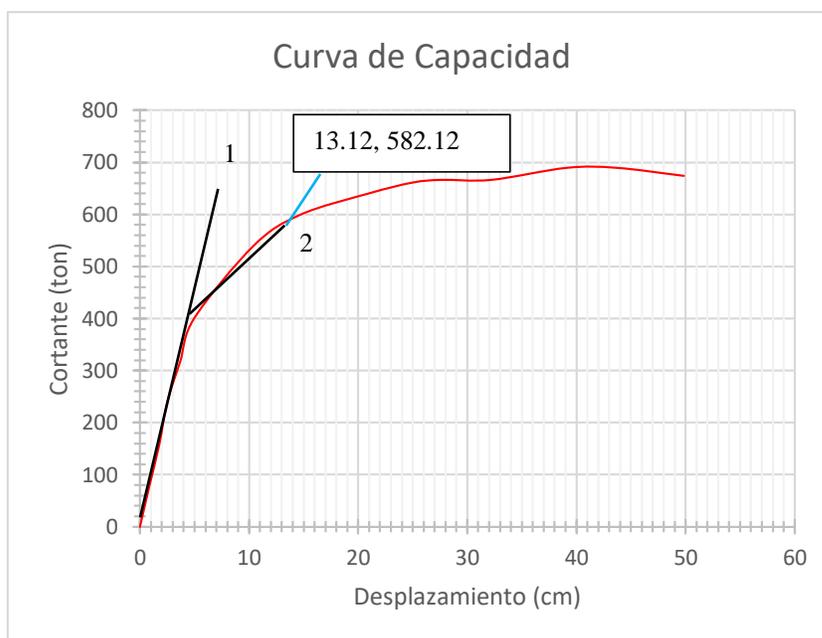


Figura VI-17. Rigidez elástica e inelástica de la estructura.

Primero se debe trazar desde el origen una línea recta paralela al rango elástico de la edificación, luego, desde el punto de desempeño, se debe trazar una segunda línea hasta interceptar la primera, tratando que el área sobre y debajo de la curva de capacidad sea aproximadamente igual.

La rigidez elástica de la estructura la podemos conocer calculando la pendiente de la línea 1 mostrada en la figura VI-17, de igual forma el valor de la rigidez inelástica es la pendiente de la línea 2.

$$K_i = \frac{200 - 0}{2.1 - 0} = 95.24 \text{ ton/cm}$$

$$rK_i = \frac{582.12 - 480}{13.12 - 8} = 19.94 \text{ ton/cm}$$

De forma similar se puede calcular la rigidez elástica e inelástica para cada estructura y obtener la información presentada en la tabla VI-6.

Tabla VI-6. Rigidez elástica e inelástica de cada estructura.

| | MEE | DBDD | MEC | MCD |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Rigidez elástica (ton/cm) | 50.0 | 95.24 | 65.0 | 65.0 |
| Variación respecto a MEE (%) | 0.00 | 90.48 | 30.0 | 30.0 |
| Rigidez inelástica (ton/cm) | 3.28 | 19.94 | 11.54 | 9.84 |
| Reducción de rigidez (%) | 93.44 | 79.06 | 82.25 | 84.86 |

Se puede apreciar como la estructura diseñada mediante Diseño Basado en Desplazamiento Directo es la que posee una mayor rigidez elástica y además es la que experimenta una menor pérdida de rigidez en comparación con las otras estructuras, tal como se puede apreciar en la tabla VI-6.

La estructura diseñada mediante el Método Estático equivalente ha experimentado la mayor pérdida de rigidez en comparación con las otras estructuras.

6.7 Estimación de costo directo de cada estructura.

Con el fin de tener una característica adicional para comparar entre cada estructura, se presenta una estimación del costo directo para la construcción de vigas y columnas de cada edificación, basado en volumen de concreto y cantidad aproximada de acero de refuerzo, para la cuantificación de estos materiales se ha llevado a cabo un detalle estructural preliminar de una viga y una columnas de cada metodología. En el anexo A3, se presenta un ejemplo de estos detalles estructurales.

Tabla VI-7. Estimación de costo directo de cada estructura

| Metodología | Columnas | | Vigas | | Total | Variación |
|-------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|--------------|-----------|
| | Volumen (m ³) | P.U. (\$/m ³) | Volumen (m ³) | P.U. (\$/m ³) | | |
| MEE | 38.88 | \$ 597.33 | 94.18 | 542.69 | \$ 74,334.80 | 0.00% |
| DBDD | 58.08 | \$ 603.78 | 128.18 | 474.38 | \$ 95,873.57 | 28.98% |
| MEC | 58.08 | \$ 573.59 | 94.18 | 493.83 | \$ 79,822.98 | 7.38% |
| MCD | 58.08 | \$ 573.59 | 94.18 | 493.83 | \$ 79,823.02 | 7.38% |

La estructura diseñada mediante el Método Estático Equivalente es la que tiene un costo directo menor en comparación con las otras metodologías, sin embargo, tal como se presentó en la sección 6.1.5, esta es la estructura que posee la menor capacidad para resistir fuerzas y desplazamiento lateral. Por el contrario, la estructura diseñada mediante Diseño Basado en Desplazamiento Directo es la que tiene un costo directo más elevado y también es la que presenta las mejores características de comportamiento estructural, como ductilidad, disipación de energía y rigidez.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones.

7.1.1 Método Estático Equivalente.

En esta investigación se ha presentado cómo determinar la demanda sísmica para una estructura de concreto reforzado mediante la presente metodología, donde se constató la sencillez en la aplicación de esta. También se observó que el Método Estático Equivalente brinda una acertada representación del comportamiento elástico de la edificación, lo cual permite a la estructura diseñada cumplir con los requisitos mínimos contemplados en la normativa nacional. Sin embargo, se evidenció que esta representación del comportamiento elástico no es suficiente para garantizar un adecuado comportamiento inelástico de la estructura, ya que al sobrepasar el límite de fluencia se observó la formación de rótulas plásticas en las columnas del primer nivel y además estas presentaron un mayor nivel de deformación que las vigas, es decir, las columnas se desempeñaron de una forma menos adecuada que las vigas. Esto implica un mayor riesgo de colapso en la edificación debido a la importancia que tienen las columnas en la estabilidad general de la estructura.

El Método Estático Equivalente no aborda de forma directa el comportamiento que tendrá la estructura después de sobrepasar su límite de fluencia, es decir, no posee mecanismos para controlar el comportamiento de rótulas plásticas cuya formación se espera durante un sismo de diseño. Esto se vio reflejado al calcular el desempeño de la edificación, ya que la estructura diseñada mediante la presente metodología es la que posee menor

capacidad para soportar fuerzas y desplazamientos laterales, según se mostró en la sección 6.1.5.

Para características estructurales como ductilidad, disipación de energía y rigidez, la presente estructura se encuentra en desventaja con respecto a las estructuras diseñadas con las metodologías de desempeño, ya que esta presentó los valores más bajos de las características antes mencionadas.

La aplicación del análisis pushover permitió establecer que la estructura diseñada mediante el Método Estático Equivalente cumple con el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, sin embargo, el mecanismo de falla y nivel de deformación observado permite concluir que el comportamiento de la edificación no es el más adecuado desde el punto de vista de la seguridad estructural.

7.1.2 Método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo.

La presente metodología ha sido aplicada a un edificio de marcos de concreto reforzado con el objetivo de determinar la demanda sísmica, en donde se toma en cuenta desde el inicio del proceso de diseño el comportamiento inelástico de la edificación, ya que la estructura es diseñada para alcanzar un objetivo de desempeño. Al tener un objetivo de desempeño definido desde el inicio del proceso de diseño, esta metodología se vuelve más eficiente ya que no requiere de cálculos repetitivos para obtener un buen desempeño de la edificación. Sin embargo, es necesario llevar a cabo un análisis estático no lineal pushover, con el fin de verificar el adecuado comportamiento de la estructura. Al aplicar este análisis

no lineal se obtuvieron resultados satisfactorios ya que la edificación cumplió con su objetivo de desempeño de Seguridad de Vida y además desarrolló un mecanismo de falla que estaba previsto, es decir, las vigas presentaron mayor nivel de deformación que las columnas teniendo así la estructura un riesgo menor de alcanzar un eventual colapso. Además en la estructura diseñada con la presente metodología se observó la mayor capacidad para resistir fuerzas y desplazamientos laterales.

La estructura diseñada mediante Diseño Basado en Desplazamiento Directo también presentó mejores características de comportamiento estructural como son cantidad de energía disipada, ductilidad y rigidez.

7.1.3 Método de Espectro de Capacidad

La estructura diseñada mediante la presente metodología presentó mayor capacidad para resistir fuerzas y desplazamiento lateral que la estructura diseñada mediante el Método Estático Equivalente. Sin embargo, la estructura diseñada mediante el Método de Espectro de Capacidad, posee menor capacidad para soportar fuerza y desplazamiento lateral que la estructura diseñada mediante Diseño Basado en Desplazamiento Directo.

De igual forma, para características estructurales como disipación de energía, ductilidad y rigidez lateral, la presente estructura brinda mejores resultados que la estructura diseñada mediante el Método Estático Equivalente; pero esta también se encuentra en desventaja con respecto a la estructura diseñada mediante Diseño Basado en Desplazamiento Directo.

Mediante esta metodología se verificó el cumplimiento del objetivo de desempeño de Seguridad de Vida, lo cual es una ventaja con respecto al Método Estático Equivalente, sin embargo, el mecanismo de falla presentado se encuentra en desventaja con respecto al Diseño Basado en Desplazamiento Directo.

7.1.4 Método de Coeficientes de Desplazamiento.

La estructura diseñada con la presente metodología tiene una capacidad muy similar a la que presenta la estructura diseñada mediante el Método de Espectro de Capacidad para soportar fuerzas y deformaciones laterales, lo cual le da ventaja con respecto a la estructura diseñada mediante el Método Estático Equivalente, pero que de igual forma no iguala las características de la estructura diseñada por Diseño Basado en Desplazamiento Directo.

Con respecto a ductilidad, disipación de energía y rigidez, esta estructura presenta valores similares a los obtenidos mediante el diseño por el Método de Espectro de Capacidad, ya que la diferencia entre ambos se encuentra únicamente en el cálculo del punto de desempeño y al ser la estructura analizada de características geométricas favorables, es aceptable que los resultados sean similares.

La presente metodología permitió determinar que la estructura sí cumple con el objetivo de desempeño de Seguridad de Vida, sin embargo, se encontraron deficiencias en el mecanismo de falla presentado, lo cual deja a la presente metodología en desventaja con respecto al Diseño Basado en Desplazamiento Directo.

7.1.5 Conclusión general.

Con base en las conclusiones particulares presentadas para cada metodología se evidencia que el método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo es el que brindó los mejores resultados desde el punto de vista de la seguridad estructural, debido a que esta metodología destaca sobre las otras en los aspectos presentados en las secciones anteriores, como son capacidad para resistir fuerza y desplazamiento lateral, ductilidad, rigidez y disipación de energía. Además, el Diseño Basado en Desplazamiento Directo se puede aplicar de una forma más sencilla en comparación con el Método de Espectro de Capacidad y Método de Coeficientes de Desplazamiento, ya que este no requiere la realización de análisis repetitivos para obtener una estructura, un mecanismo de falla y un comportamiento estructural aceptable.

7.2 Recomendaciones

Con base en los resultados obtenidos de los diferentes análisis, se ve la necesidad de sugerir las siguientes recomendaciones:

- Se recomienda una revisión de la normativa vigente en el país, debido a que esta normativa no ha sido actualizada desde hace más de 20 años y además, como se evidenció en la presente investigación, existen nuevas metodologías que permiten diseñar estructuras más seguras.
- Debido a que el Método Estático Equivalente es el contemplado en la normativa vigente en el país, se recomienda complementar esta metodología con una etapa de análisis no lineal, con el fin de tener una mejor apreciación del comportamiento que tendrá la estructura ante una demanda sísmica, y poder tomar las medidas necesarias para garantizar un adecuado comportamiento de la estructura.
- Debido a que los alcances de la presente investigación solo contempló estructuras regulares de marcos de concreto reforzado, se recomienda ampliar los alcances en futuras investigaciones a estructuras que involucren más variables y un mayor grado de complejidad en el análisis, como podría ser estructuras irregulares y con sistemas estructurales diferentes.
- Se recomienda profundizar la investigación del Método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo, ya que se determinó que este brinda los mejores resultados desde el punto de vista de la seguridad estructural y además puede ser aplicado a cualquier estructura.

Referencias Bibliográficas

1. Ministerio de Obras Públicas. *Norma Técnica para Diseño por Sismo, Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones*, El Salvador 1994.
2. Ing. Luisa Viera. *Diseño sísmico basado en desempeño de edificios de Hormigón Armado*. Universidad técnica de Ambato, Ecuador. 2004.
3. M. J. N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky, *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press. Italia, 2007.
4. Jack Moehle. *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. Estados Unidos de America: McGraw Hill, 2015.
5. Presidencia de la República de El Salvador, *Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones*, El Salvador, 1994.
6. Julian Bommer, Walter Salazar, Ricardo Samayoa, *Riesgo Sísmico en la Región Metropolitana de San Salvador*, Programa Salvadoreño de Investigación sobre Desarrollo y Medio Ambiente, El Salvador, 1998.
7. ATC 3-06, *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings*. Estados Unidos de América, 1978.
8. T. Paulay, M.J.N. Priestley, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Estados Unidos de América, 1992.
9. FEMA P-58-1, *Seismic Performance Assessment of Buildings*, Federal Emergency Management Agency. Estados Unidos de América, 2012.
10. *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance*. European Committee for Standardization, 2002.
11. ATC-40. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Applied Technology Council. Estados Unidos de América, 1996.
12. *Uniform Building Code*. Estados Unidos de América, 1997.
13. ACI 318-14, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. American Concrete Institute. Estados Unidos de América, 2014.
14. Nicolás Guevara, Sergio Osorio y Edgardo Vargas, *Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (pushover)*, UES, 2006.
15. FEMA 356, *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency. Estados Unidos de América, 2000.
16. *Uniform Building Code*. Estados Unidos de América, 1994.
17. *Uniform Building Code*. Estados Unidos de América, 1997.
18. *International Building Code*. Estados Unidos de América, 2000.
19. T.J. Sullivan, M.J.N Priestley, G.M Calvi. *A model code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press. Italia, 2012.

ANEXOS

Anexo 1. Cálculo de diagramas de momento-curvatura.

Un diagrama de momento-curvatura se calcula llevando a cabo un análisis de compatibilidad de deformaciones de una sección estructural. Para llevar a cabo este análisis se debe conocer los diagramas esfuerzo-deformación del concreto y del acero de refuerzo, estos diagramas se presentan a continuación.

A1.1 Diagrama esfuerzo deformación para concreto.

A continuación se presenta el diagrama de esfuerzo deformación para concreto confinado según Mander.

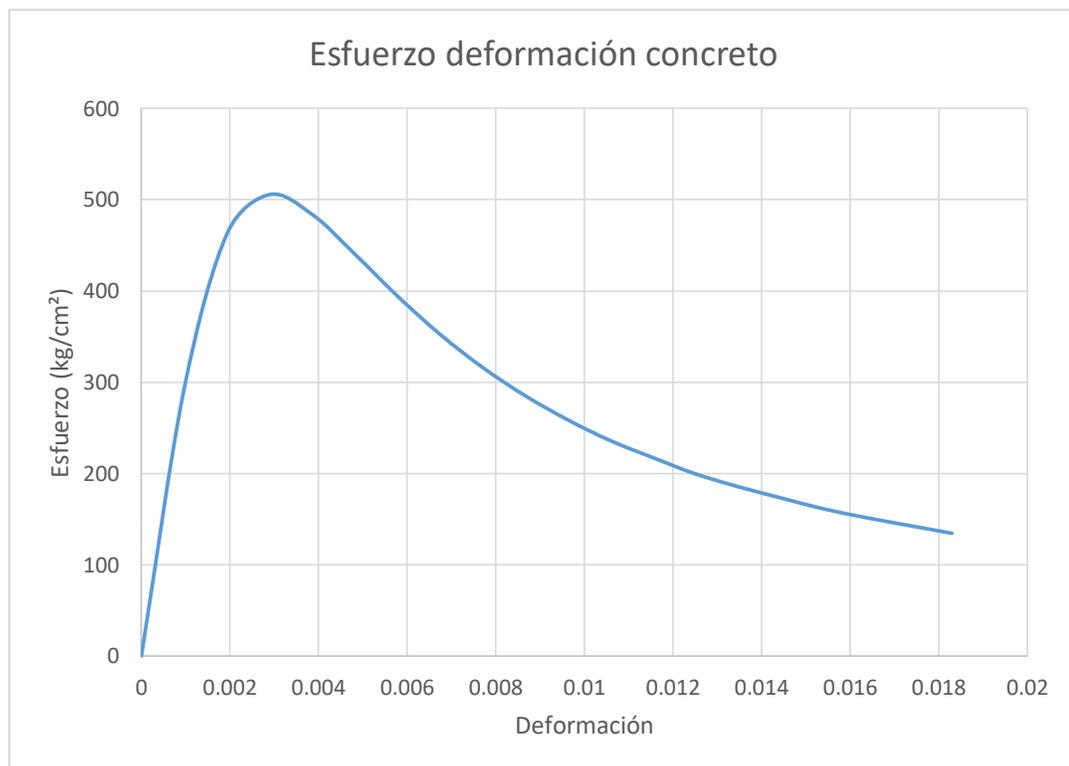


Figura A1-1. Diagrama de esfuerzo deformación para concreto confinado.

A1.2 Diagrama esfuerzo deformación para acero de refuerzo.

A continuación se presenta el diagrama de esfuerzo deformación para el acero de refuerzo utilizado en el diseño de las estructuras.

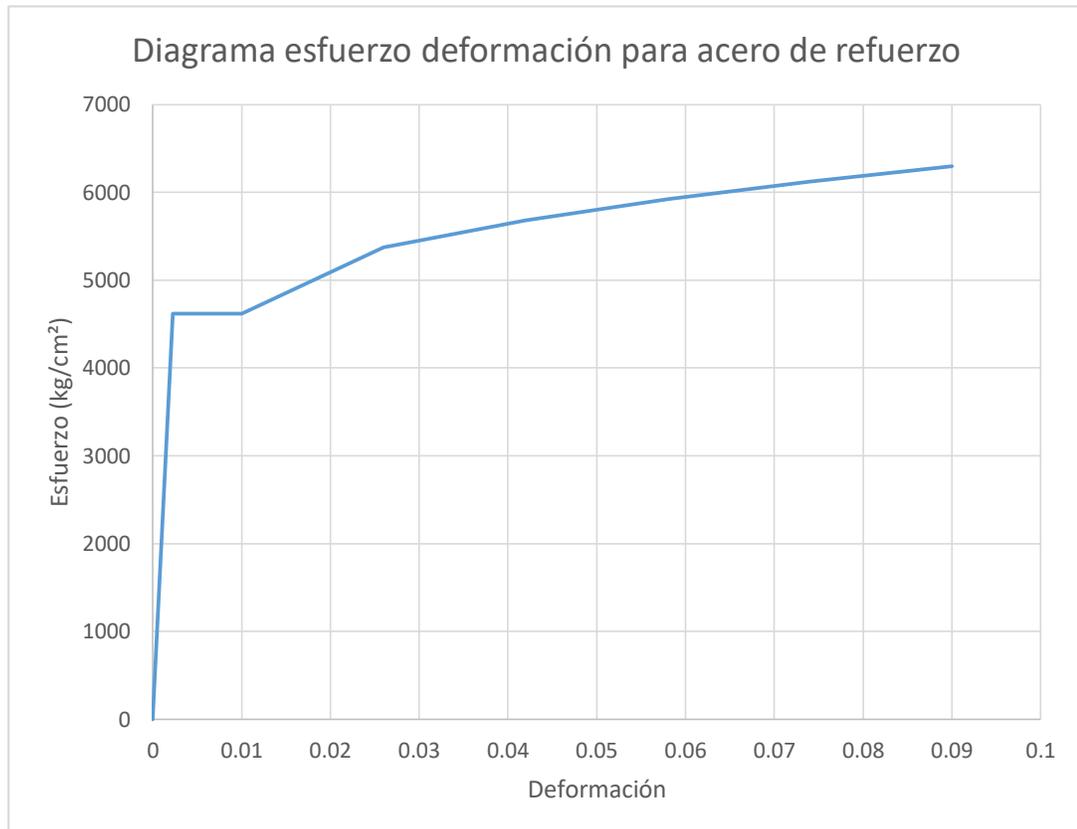
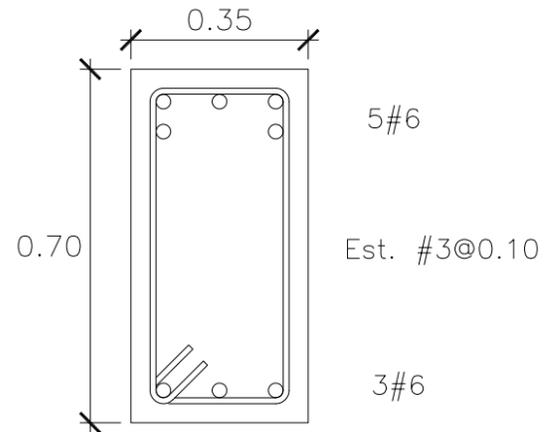


Figura A1-2. Diagrama de esfuerzo deformación para el acero de refuerzo.

A1.3.1 Cálculo de diagrama momento-curvatura para una viga de concreto reforzado.

En la presente sección se analizará a manera de ejemplo una viga de la estructura diseñada mediante Diseño Basado en Desplazamiento Directo, con las características que se presentan a continuación:

La sección mostrada en la figura A1-3 es de una sección de viga de la estructura diseñada mediante el método de Diseño Basado en Desplazamiento, para la cual se determinará su diagrama de momento curvatura mediante un análisis de compatibilidad de deformaciones. Luego este diagrama será



ajustado a los parámetros establecidos por la Figura A1-3. Sección de viga analizada.

FEMA 356 para el comportamiento no lineal de las vigas de concreto reforzado.

A1.3.2 Diagrama de momento-curvatura.

Al llevar a cabo el análisis de compatibilidad de deformaciones se obtiene como resultados los datos presentados en la tabla A1-1.

Tabla A1-1. Datos para graficar diagrama de momento-curvatura.

| Momento (ton-m) | Curvatura |
|-----------------|-----------|
| 0.00 | 0.000000 |
| 16.02 | 0.002871 |
| 24.19 | 0.007177 |
| 24.57 | 0.012900 |
| 25.36 | 0.020100 |
| 26.92 | 0.028700 |
| 28.72 | 0.038800 |

Al graficar los resultados presentados en la tabla A1-1 se obtienen los siguientes resultados:

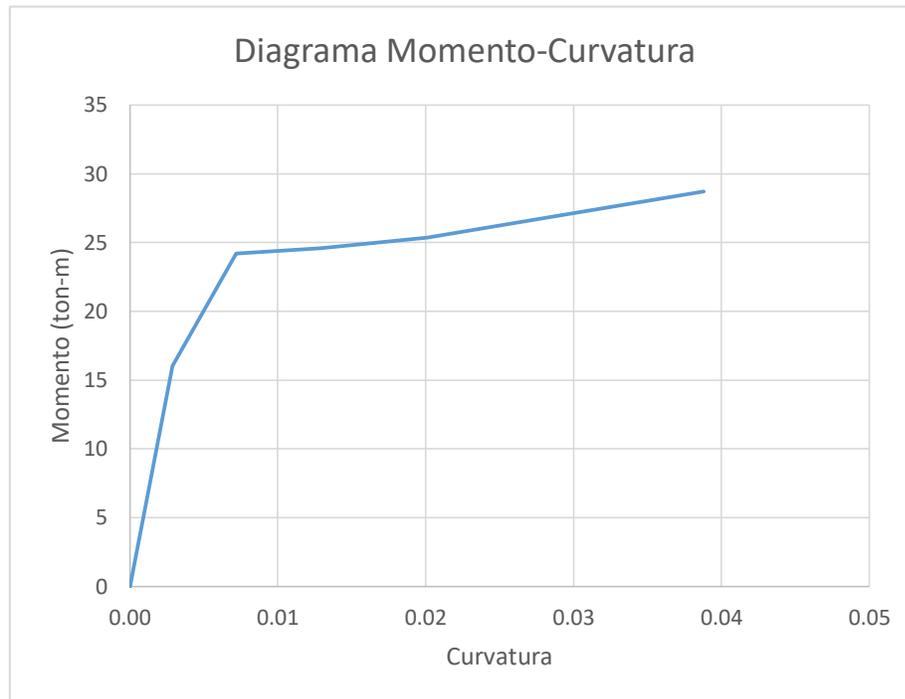


Figura A1-4. Diagrama de momento-curvatura.

El diagrama presentado en la figura A1-4, debe ser ajustado para modelar un comportamiento no lineal según la información presentada en el FEMA 356 para vigas de concreto reforzado, lo cual dará como resultado un gráfico similar al presentado en la figura A1-5.

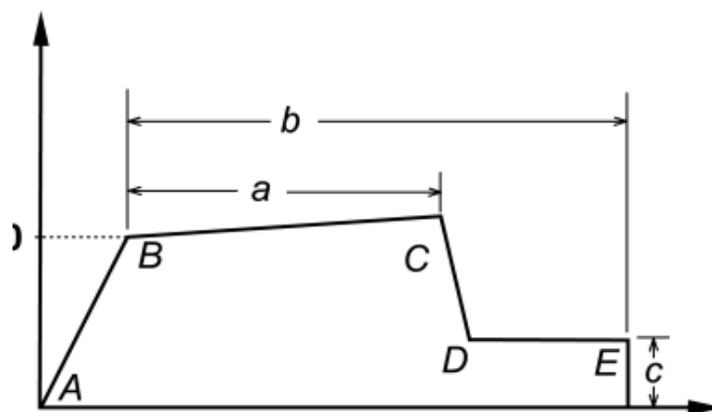


Figura A1-5. Diagrama momento-curvatura de muestra.

A1.3.3 Cálculo de parámetros para modelar comportamiento no lineal, según FEMA 356.

Los parámetros para modelar el comportamiento no lineal de una viga de concreto reforzado están establecidos en la FEMA 356, y se presentan en la figura A1-5.

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

| Conditions | Modeling Parameters ³ | | | Acceptance Criteria ³ | | | | | | |
|---|----------------------------------|-------------------------------|-------------------------|----------------------------------|----------------|--------|-----------|-------|-------|-------|
| | Plastic Rotation Angle, radians | | Residual Strength Ratio | Plastic Rotation Angle, radians | | | | | | |
| | | | | Performance Level | | | | | | |
| | a | b | c | IO | Component Type | | | | | |
| | | | | | Primary | | Secondary | | | |
| LS | | | | | CP | LS | CP | | | |
| i. Beams controlled by flexure¹ | | | | | | | | | | |
| $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$ | Trans. Reinf. ² | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ | | | | | | | | |
| ≤ 0.0 | C | ≤ 3 | 0.025 | 0.05 | 0.2 | 0.010 | 0.02 | 0.025 | 0.02 | 0.05 |
| ≤ 0.0 | C | ≥ 6 | 0.02 | 0.04 | 0.2 | 0.005 | 0.01 | 0.02 | 0.02 | 0.04 |
| ≥ 0.5 | C | ≤ 3 | 0.02 | 0.03 | 0.2 | 0.005 | 0.01 | 0.02 | 0.02 | 0.03 |
| ≥ 0.5 | C | ≥ 6 | 0.015 | 0.02 | 0.2 | 0.005 | 0.005 | 0.015 | 0.015 | 0.02 |
| ≤ 0.0 | NC | ≤ 3 | 0.02 | 0.03 | 0.2 | 0.005 | 0.01 | 0.02 | 0.02 | 0.03 |
| ≤ 0.0 | NC | ≥ 6 | 0.01 | 0.015 | 0.2 | 0.0015 | 0.005 | 0.01 | 0.01 | 0.015 |
| ≥ 0.5 | NC | ≤ 3 | 0.01 | 0.015 | 0.2 | 0.005 | 0.01 | 0.01 | 0.01 | 0.015 |
| ≥ 0.5 | NC | ≥ 6 | 0.005 | 0.01 | 0.2 | 0.0015 | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.01 |

Figura A1-6. Parámetros de modelado de comportamiento no lineal de vigas de concreto reforzado.

Con la información presentada en la figura A1-3, se puede llevar a cabo los cálculos para determinar el valor de los parámetros de modelado a, b y c.

$$\rho = \frac{14.25}{35 * 70} = 0.005816$$

$$\rho' = \frac{8.55}{35 * 70} = .003490$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * f'_c * \beta_1}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right) = \frac{0.85 * 280 * 0.85}{4200} \left(\frac{6120}{6120 + 4200} \right) = 0.02856$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = \frac{0.005816 - 0.003490}{0.02856} = 0.0814$$

Determinando si el elemento es Conforme (C) o No Conforme (NC)

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 63}{10} = 37.57 \text{ ton}$$

Cortante de diseño:

$$V = 19.62 \text{ ton}$$

$$\frac{3}{4} * 37.57 = 28.18 \text{ ton}$$

$$28.18 > 19.62 \rightarrow \text{ok.}$$

$$\frac{63}{3} = 21$$

$$10 < 21 \rightarrow \text{ok.}$$

El elemento es conforme. Un elemento es conforme si el 75 % de su capacidad a cortante es mayor al cortante de diseño y si la separación de los estribos es menor a $d/3$.

$$\frac{V}{b * d * \sqrt{f'_c}} = \frac{19.62}{0.35 * 0.63 * \sqrt{280}} * 1.1926 = 6.34 \geq 6$$

Interpolando entre los valores presentados en la figura A1-5 se determinan los parámetros siguientes:

$$a = 0.02; b = 0.04; c = 0.20$$

Del gráfico presentado en la figura A1-4 se tiene la siguiente información:

$$M_y = 24.19 \text{ ton} - \text{m}$$

$$\phi_y = 0.0072 \text{ rad/m}$$

$$M_U = 28.72 \text{ ton} - \text{m}$$

Y con los parámetros a, b y c se pueden calcular los puntos restantes del diagrama de momento-curvatura ajustado.

$$\phi_U = \phi_y + a = 0.0072 + 0.02 = 0.0272$$

$$M_R = c * M_y = 0.20 * 24.19 = 4.84 \text{ ton} - \text{m}$$

$$\phi_R = \phi_y + b = 0.0072 + 0.04 = 0.0472$$

Donde se obtiene como resultado el diagrama de momento-curvatura mostrado en la figura A1-7.

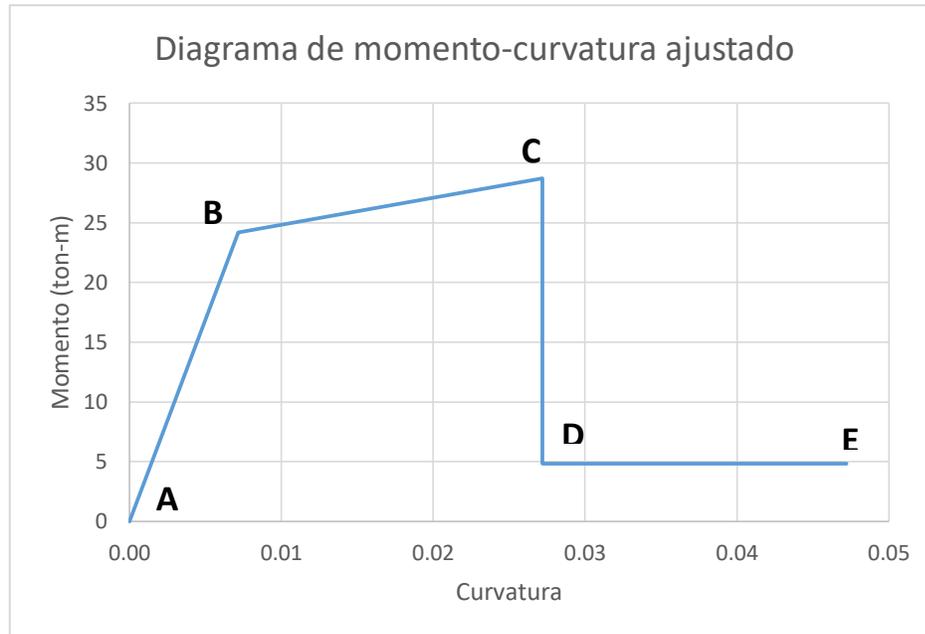


Figura A1-7. Diagrama momento-curvatura ajustado según FEMA 356.

A1.4 Cálculo de diagrama de momento-curvatura para una columna de concreto reforzado.

El procedimiento para obtener el diagrama momento-curvatura de una columna es similar al de una viga. Se debe llevar a cabo al análisis de compatibilidad de deformaciones de la sección estructural mostrada en la figura A1-8 y luego se debe ajustar los resultados según FEMA 356.

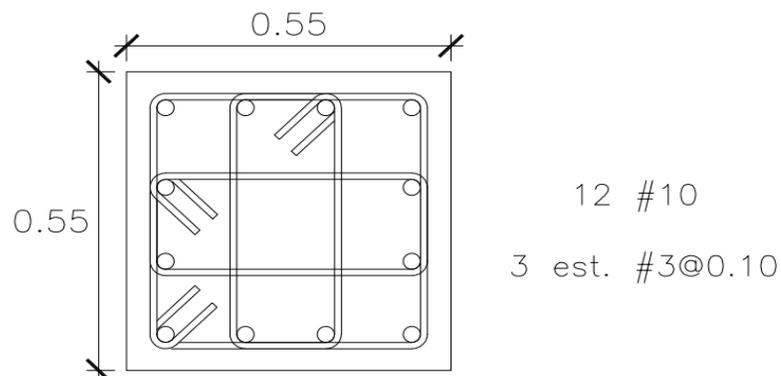


Figura A1-8. Sección de columna a analizar.

A.1.4.1 Diagrama de momento-curvatura.

Al realizar el análisis de compatibilidad de deformaciones se tiene el diagrama de momento-curvatura mostrado en la figura A1-9.

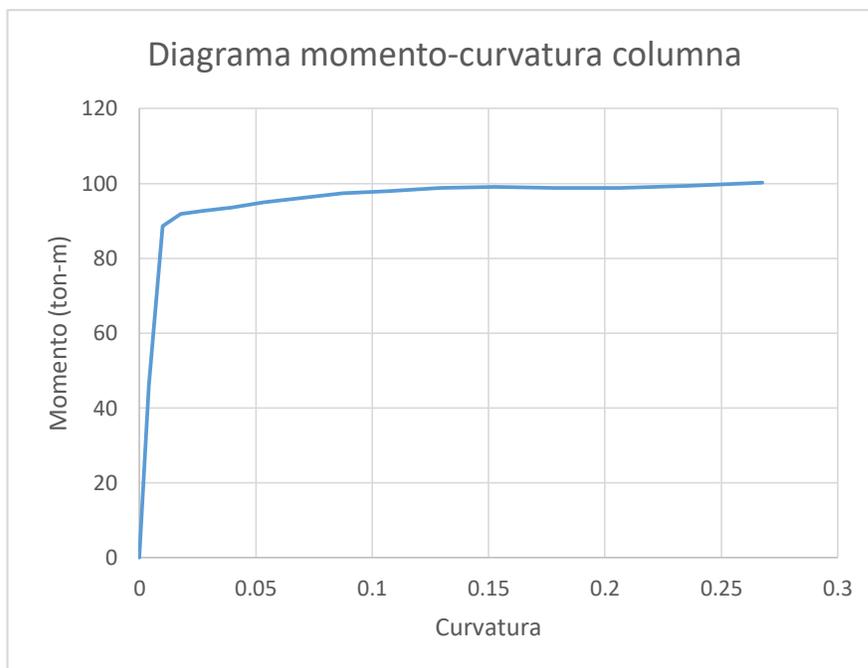


Figura A1-9. Diagrama de momento-curvatura.

A.1.4.2 Parámetros para modelar comportamiento no lineal según FEMA 356.

Los parámetros para modelar el comportamiento no lineal de columnas de concreto reforzado se presentan en la figura A1-10.

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

| Conditions | Modeling Parameters ⁴ | | | Acceptance Criteria ⁴ | | | | | | |
|---|----------------------------------|-------------------------------|-------------------------|----------------------------------|----------------|-------|-----------|-------|-------|-------|
| | Plastic Rotation Angle, radians | | Residual Strength Ratio | Plastic Rotation Angle, radians | | | | | | |
| | | | | Performance Level | | | | | | |
| | a | b | c | IO | Component Type | | | | | |
| | | | | | Primary | | Secondary | | | |
| LS | | | | | CP | LS | CP | | | |
| i. Columns controlled by flexure¹ | | | | | | | | | | |
| $\frac{P}{A_g f'_c}$ | Trans. Reinf. ² | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ | | | | | | | | |
| ≤ 0.1 | C | ≤ 3 | 0.02 | 0.03 | 0.2 | 0.005 | 0.015 | 0.02 | 0.02 | 0.03 |
| ≤ 0.1 | C | ≥ 6 | 0.016 | 0.024 | 0.2 | 0.005 | 0.012 | 0.016 | 0.016 | 0.024 |
| ≥ 0.4 | C | ≤ 3 | 0.015 | 0.025 | 0.2 | 0.003 | 0.012 | 0.015 | 0.018 | 0.025 |
| ≥ 0.4 | C | ≥ 6 | 0.012 | 0.02 | 0.2 | 0.003 | 0.01 | 0.012 | 0.013 | 0.02 |
| ≤ 0.1 | NC | ≤ 3 | 0.006 | 0.015 | 0.2 | 0.005 | 0.005 | 0.006 | 0.01 | 0.015 |
| ≤ 0.1 | NC | ≥ 6 | 0.005 | 0.012 | 0.2 | 0.005 | 0.004 | 0.005 | 0.008 | 0.012 |
| ≥ 0.4 | NC | ≤ 3 | 0.003 | 0.01 | 0.2 | 0.002 | 0.002 | 0.003 | 0.006 | 0.01 |
| ≥ 0.4 | NC | ≥ 6 | 0.002 | 0.008 | 0.2 | 0.002 | 0.002 | 0.002 | 0.005 | 0.008 |

Figura A1-10. Parámetros de modelado de comportamiento no lineal de columnas de concreto reforzado.

Para un valor de $P = 58.83$ ton y $V = 21.04$ ton, se puede calcular los siguientes parámetros:

$$a = 0.017; b = 0.025; c = 0.20$$

Lo que permite calcular el siguiente diagrama de momento-curvatura ajustado.

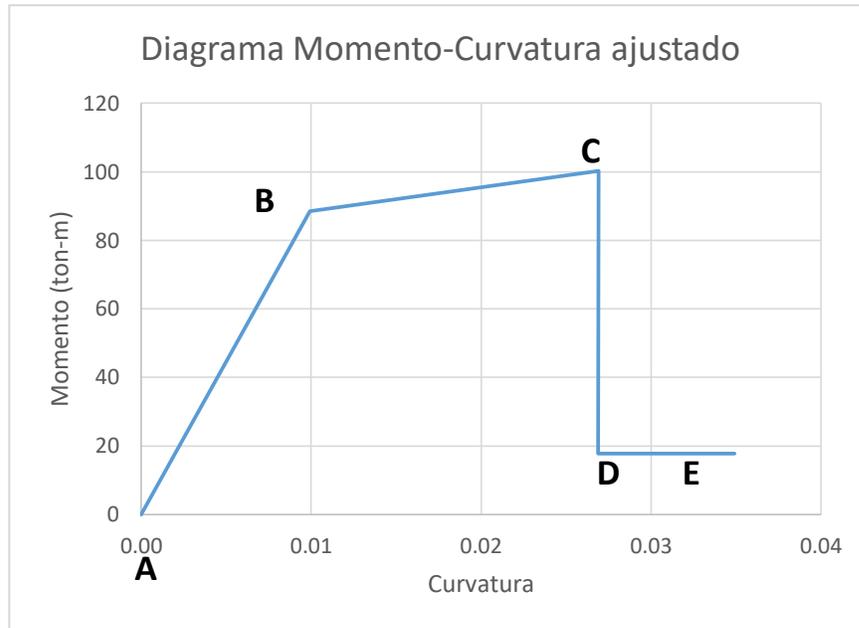


Figura A1-11. Diagrama de momento-curvatura ajustado según FEMA 356.

Anexo 2. Ejemplo de cálculo manual de punto de desempeño.

A2.1 Determinación de la capacidad de la estructura.

El presente ejemplo del cálculo del punto de desempeño será aplicado a la estructura diseñada acorde al Método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo en la sección 5.1, siguiendo los lineamientos descritos en la sección 3.7 del presente trabajo. Cabe aclarar que el presente servirá solo como ejemplo de cálculo, debido a que el punto de desempeño que se ha usado para la presenta investigación ha sido el calculado por el programa SAP2000.

Según se estableció en la sección 3.7.2 la capacidad de la estructura se representa mediante una curva de capacidad la cual se obtiene al aplicar un análisis pushover.

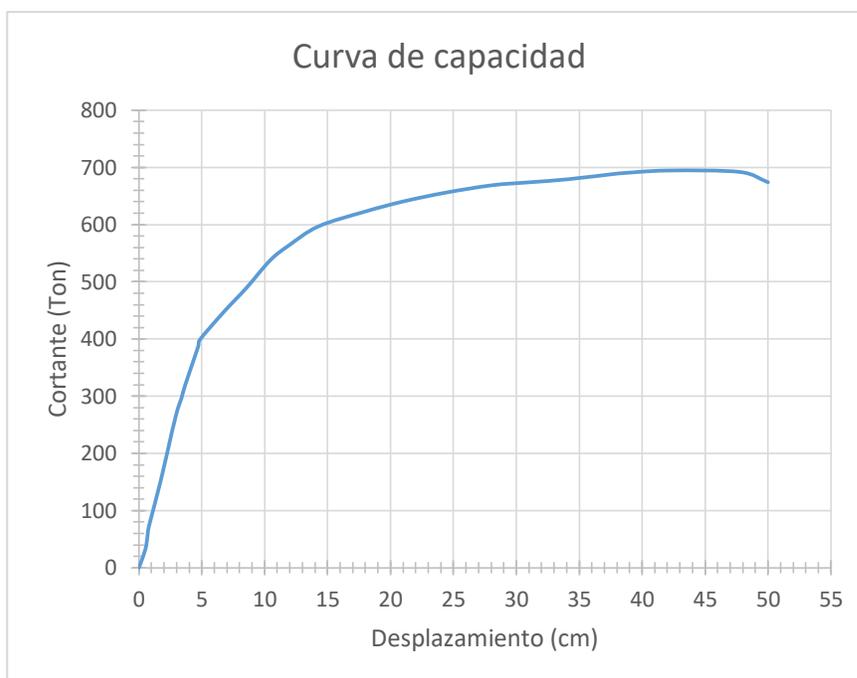


Figura A2-1. Curva de capacidad de la estructura.

En el presente ejemplo la curva de capacidad ha sido obtenida del programa SAP2000. La curva de capacidad se puede apreciar en la figura A2-1.

A2.2 Determinación de la demanda.

La demanda para la edificación será el espectro de respuesta definido en la NTDS cuyo cálculo se ha detallado en el capítulo V. En la figura A2-2 se puede apreciar el espectro de diseño mencionado. Es necesario aclarar que este es un espectro elástico, por lo cual ha sido calculado con un valor de R igual a 1.

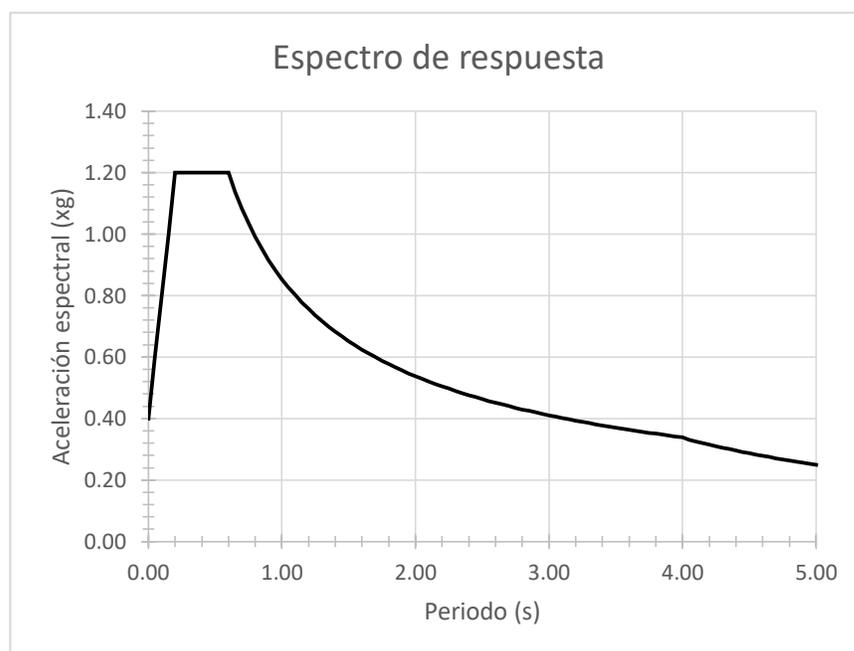


Figura A2-2. Espectro de respuesta según NTDS.

A2.3 Desarrollo del espectro de respuesta.

Tal como se puede apreciar en la figura A2-2, el espectro de diseño relaciona la aceleración espectral con el periodo, sin embargo, para aplicar la metodología antes

mencionada, es necesario transformar este espectro a uno que relaciona la aceleración espectral con un desplazamiento espectral. Esto se puede llevar a cabo con la Ec. III-22 retomada a continuación.

$$S_d = \frac{S_a T^2}{4\pi^2} * g \quad [\text{Ec. III - 22}]$$

Al realizar los cálculos respectivos a la Ec. III-22, se obtiene el siguiente resultado:

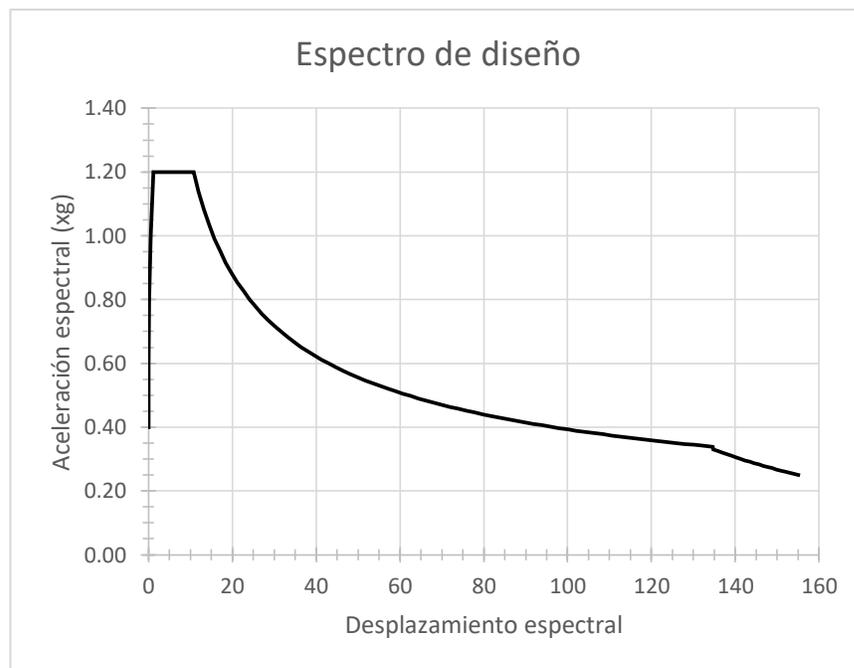


Figura A2-3. Espectro de respuesta con desplazamiento espectral.

Tal como se expresó en la sección 3.7.3.1.1 esta transformación no tiene ningún efecto en los parámetros involucrados ya que es por conveniencia de visualización al integrarlo con el espectro de capacidad.

A2.4 Transformación de la curva de capacidad a un espectro de capacidad.

La curva de capacidad originalmente presentada en relación a cortante y desplazamiento, debe transformarse a una relación de aceleración y desplazamiento.

Para realizar esta transformación, primeramente se debe calcular el factor de participación modal y el coeficiente de masa modal del primer modo de vibración de la estructura. Estos valores se pueden obtener de la Ec. III-23 y Ec. III-24, respectivamente.

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{i1})}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{i1}^2)}{g}} \quad [\text{Ec. III - 23}]$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{i1})}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad [\text{Ec. III - 24}]$$

En donde w_i/g es la masa concentrada en cada nivel y ϕ_i es la amplitud del primer modo de vibración en el nivel i . En la tabla A2-1 se tiene la masa en cada nivel de la estructura y en la tabla A2-2 se tiene el desplazamiento modal de cada nivel.

Tabla A2-1. Distribución de masa por nivel en la estructura.

| Nivel | Masa (kg) |
|-------|------------|
| 4 | 220,281.64 |
| 3 | 279,845.75 |
| 2 | 279,845.75 |
| 1 | 279,845.75 |

Tabla A2-2. Desplazamiento del primer modo de vibración por cada nivel.

| Nivel | ϕ |
|-------|--------|
| 4 | 1.21 |
| 3 | 1.02 |
| 2 | 0.69 |
| 1 | 0.29 |

Con la información presentada en las tablas anteriores y las ecuaciones III-23 y III-24, se procede a calcular los factores mencionados.

Tabla A2-3. Cálculo de factor de participación modal y coeficiente de masa modal.

| Nivel | W_i/g (kg) | ϕ | ϕ_N | $W_i \phi$ | $W_i \phi^2$ |
|-------|--------------|--------|----------|------------|--------------|
| 4 | 220281.64 | 1.21 | 1.00 | 220281.64 | 220281.64 |
| 3 | 279845.75 | 1.02 | 0.84 | 235903.029 | 198860.405 |
| 2 | 279845.75 | 0.69 | 0.57 | 159581.461 | 91000.9983 |
| 1 | 279845.75 | 0.29 | 0.24 | 67070.469 | 16074.7405 |
| | 1059818.89 | | | 682836.599 | 526217.783 |

De la información en la tabla anterior se calculan los factores:

$$PF_1 = 1.30$$

$$\alpha_1 = 0.84$$

Ahora, con la Ec. III-25 y Ec. III-26 se procede a calcular la aceleración y desplazamiento espectral, respectivamente.

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad [\text{Ec. III - 25}]$$

$$S_d = \frac{\Delta_{\text{techo}}}{PF_1 \times \phi_{\text{techo } 1}} \quad [\text{Ec. III} - 26]$$

Al realizar la transformación a la curva de capacidad a una curva de capacidad espectral, se obtiene el siguiente resultado.

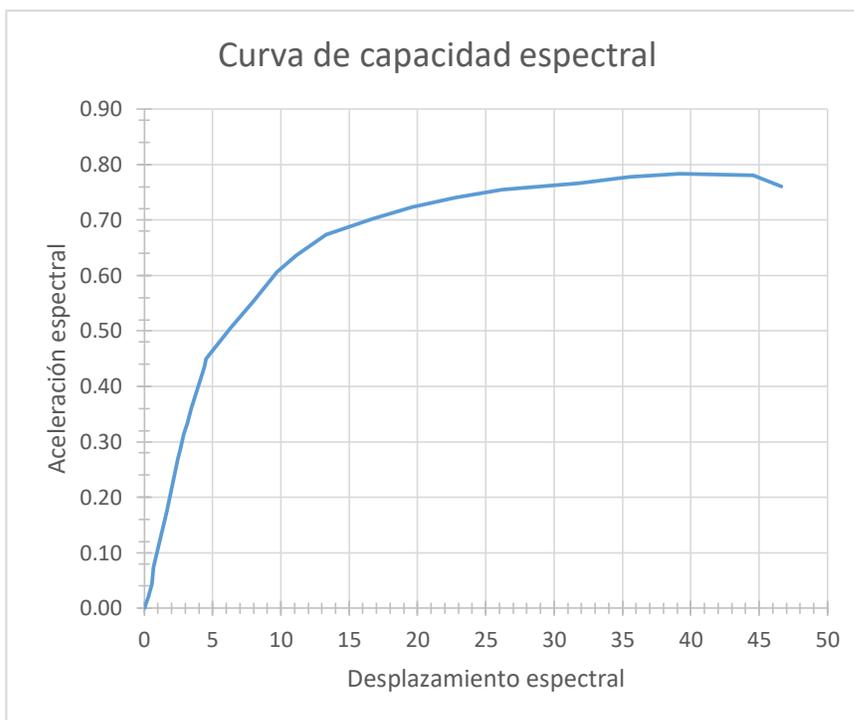


Figura A2-4. Curva de capacidad espectral.

A2.5 Selección del punto de desempeño de prueba.

Siguiendo la recomendación de la sección 3.7.3.1.3, se escogerá como punto de desempeño de prueba usando la aproximación de igual desplazamiento. Primero se debe trazar una línea sobre el rango elástico de la curva de capacidad hasta interceptarlo con el espectro de respuesta, pasos 1 y 2 en la figura A2-5. Luego de debe trazar una línea paralela al eje de las ordenadas hasta interceptar la curva de capacidad de la estructura,

paso 3 en la figura A2-5. Desde el punto de intercepción con la curva de capacidad, se trazan líneas paralelas a cada eje para encontrar el valor de aceleración y desplazamiento espectral, pasos 4 y 5 en la figura A2-5.

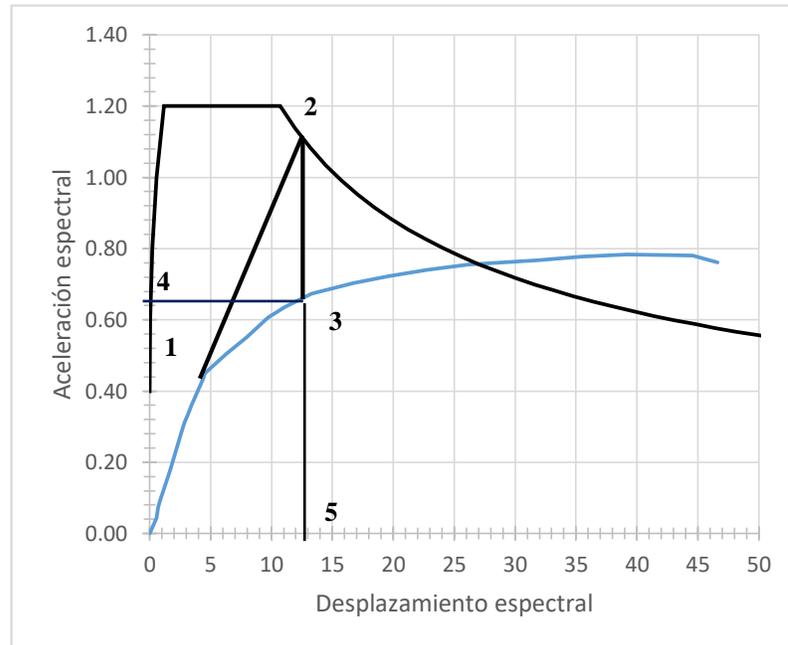


Figura A2-5. Selección del punto de desempeño de prueba.

Acorde a la figura A2-5, aproximadamente el punto de desempeño de prueba le corresponde un valor de aceleración espectral, a_{pi} , de 0.66 y un valor de desplazamiento espectral, d_{pi} de 12.3 cm.

A2.6 Representación bilineal del espectro de capacidad.

Una vez definido el punto de desempeño de prueba, se debe desarrollar una representación bilineal de la curva de capacidad con el fin de determinar el amortiguamiento efectivo de la estructura. Primeramente se debe trazar una línea paralela al rango elástico de la estructura, pasos 1 y 2 en la figura A2-6; luego, desde el punto de desempeño de prueba, trazar otra línea a intersectar con la primera, tratando de que las área sobre y debajo de la curva de capacidad sean similares, como se muestra en los pasos 3 y 4 de la figura A2-6.

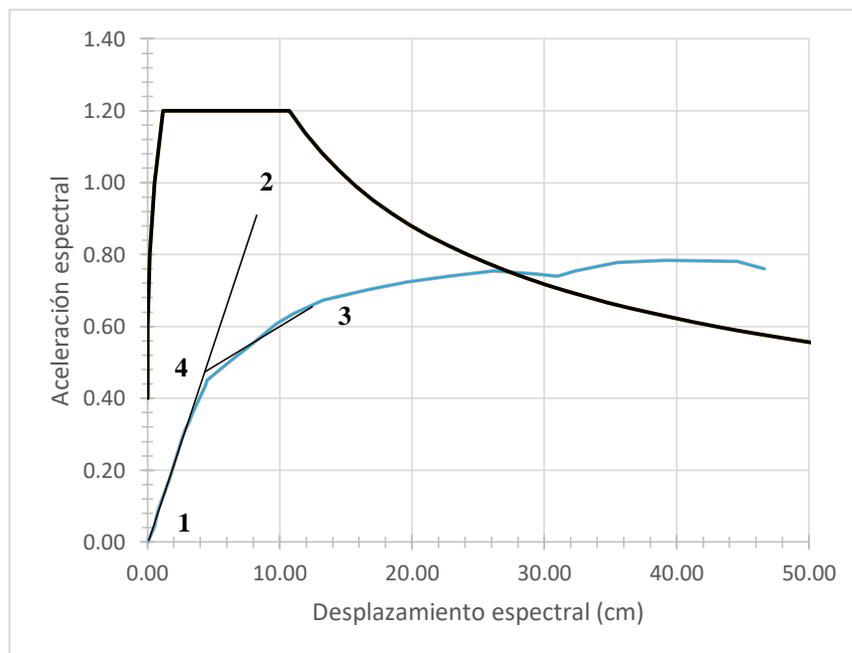


Figura A2-6. Selección del punto de desempeño de prueba.

La intersección de las dos líneas dibujadas en la figura A2-6 define el punto de fluencia de la estructura. El cual tiene los siguiente valores: $a_y = 0.47$ y $d_y = 4.5$ cm

A2.7 Desarrollo del espectro de demanda.

Para calcular el amortiguamiento viscoso equivalente se debe usar la Ec. III-27, mostrada a continuación:

$$\beta_{eq} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad [\text{Ec. III} - 27]$$

Haciendo uso de los datos obtenidos en los pasos anteriores, se procede al cálculo:

$$\beta_{eq} = \frac{63.7(0.47 * 12.3 - 4.5 * 0.66)}{0.66 * 12.3} + 5$$

$$\beta_{eq} = 27.06 \%$$

Ahora se debe proceder con el cálculo de los factores de reducción a aplicar al espectro de diseño. Estos se calculan con la Ec. III-28 y Ec. III-29.

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln \beta_{eq}}{2.12} \quad [\text{Ec. III} - 28]$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln \beta_{eq}}{1.65} \quad [\text{Ec. III} - 29]$$

Siendo necesario únicamente el amortiguamiento viscoso equivalente, se procede a calcular dichos factores.

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(27.06)}{2.12}$$

$$SR_A = 0.456$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(27.06)}{1.65}$$

$$SR_V = 0.580$$

Los factores de reducción espectral sirven para disminuir el espectro de respuesta elástico. El factor SRA debe aplicarse al rango de aceleración constante del espectro de diseño y el factor SRV debe aplicarse al rango de velocidad constante.

A2.8 Desplazamiento máximo esperado para la demanda sísmica.

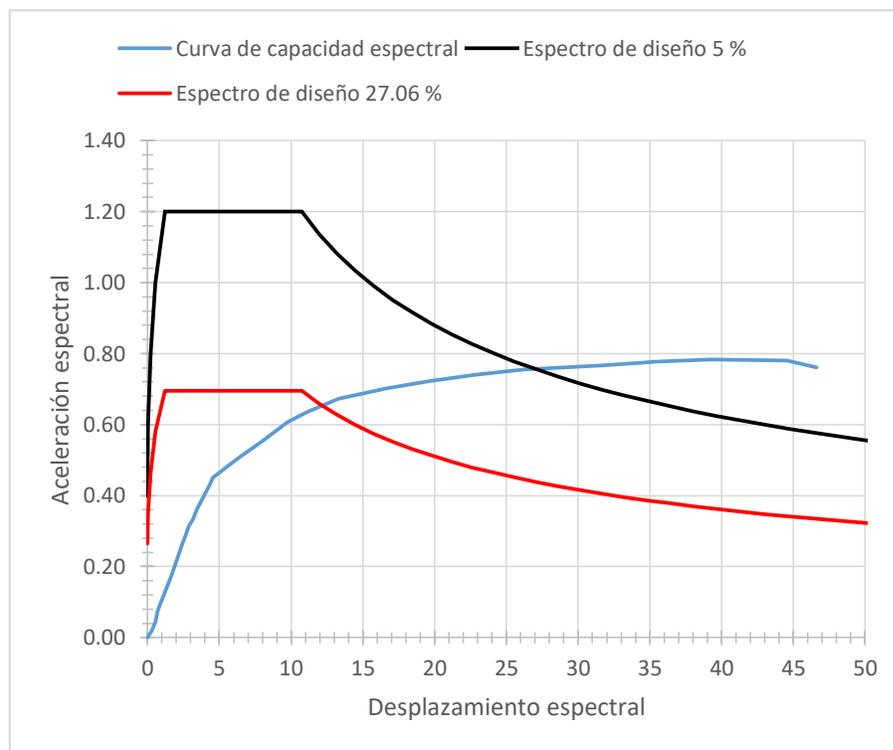


Figura A2-7. Cálculo del punto de desempeño.

En la intersección del espectro de diseño con un amortiguamiento del 27.06 % y la curva de capacidad es el punto de desempeño de la estructura, siempre y cuando cumpla con la tolerancia establecida en la sección 3.7.3.1.6 de $\pm 5 \%$.

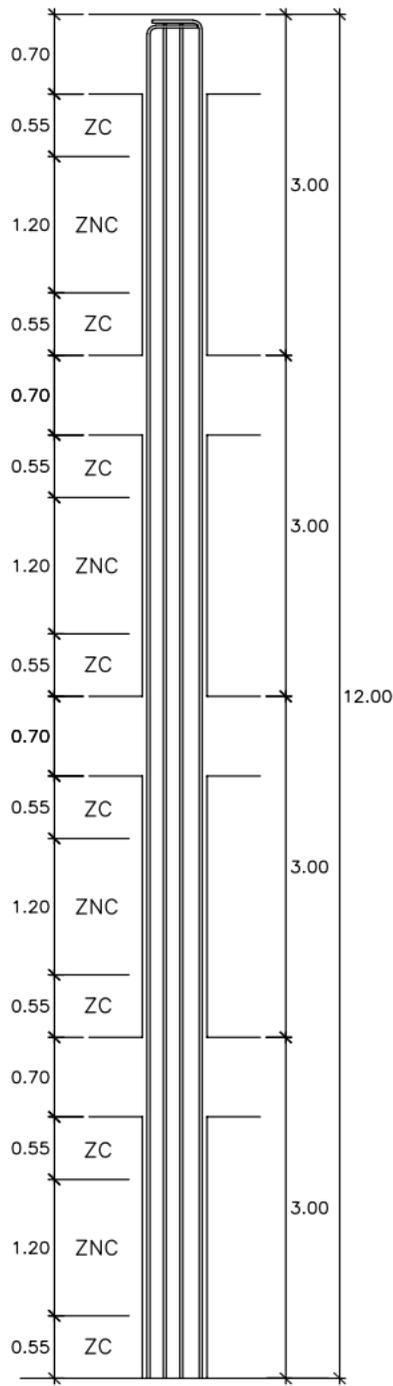
El punto de desempeño obtenido de la figura A2-7 tiene un valor de aceleración espectral, a_i , de 0.65 y un desplazamiento espectral, d_i , de 12.2 cm. Acorde a lo expresado en la sección 3.7.3.1.6 el desplazamiento espectral correspondiente al punto de desempeño debería estar entre el rango siguiente: $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$.

Dado que d_{pi} tiene un valor de 12.3 cm y d_i un valor de 12.2 cm, es válido concluir que el punto de desempeño tiene un desplazamiento espectral de 12.2 cm.

El presente ejemplo ha sido desarrollado para tener una mejor comprensión acerca de la teoría presentada en el capítulo III y los diversos cálculos del punto de desempeño en el capítulo V, los cuales fueron desarrollados de forma automática en el programa SAP2000. Por lo cual los resultados obtenidos en este no serán tomados en cuenta en el análisis de los diseños en el capítulo VI, ya que se usará los valores obtenidos del programa.

Anexo 3. Ejemplo de detalle estructural para cálculo de costo unitario.

Para calcular el costo unitario de un elemento de concreto reforzado, es necesario conocer la cantidad de refuerzo que este tendrá. Con este objetivo, se han desarrollado planos estructurales para una viga y una columna de cada estructura, y se presenta como ejemplo los planos estructurales desarrollados para la metodología de Diseño Basado en Desplazamiento Directo. Es necesario aclarar que estos planos han sido desarrollados con base en los resultados de diseño estructural obtenidos del programa ETABS y cumpliendo con las disposiciones del código ACI 318 con respecto a elementos estructurales sometidos a acciones sísmicas. Estos planos estructurales son presentados en las figuras A3-1 y A3-2.



DETALLE TÍPICO DE COLUMNA SIN ESCALA

Figura A3-1. Detalle típico de columna.

