

DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE CONCRETO
REFORZADO DISEÑADOS BAJO EL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO
RESISTENTE NSR-10

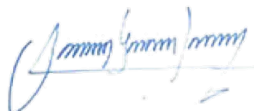
Ferney Fernández luna

Nota de Aceptación

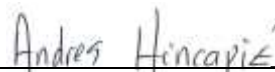
Certificamos que el presente Trabajo de Grado
Satisface, en alcances y calidad, todos los requisitos
Que demanda un Trabajo de Grado de Maestría.



Dr. Juan Carlos Herrera Sánchez
Director



Dr. Orlando Cundumí Sánchez
Jurado 1




Ing. Andrés Felipe Hincapié Murgueitio
Jurado 2

Aprobado en cumplimiento de los requisitos exigidos por
la Pontificia Universidad Javeriana Cali, para optar el
título de Magister en Ingeniería Civil.



HERNÁN CAMILO ROCHA NIÑO Ph. D.
Decano Facultad de Ingeniería y Ciencias



JUAN CARLOS MARTÍNEZ ARIAS
Director Posgrados de Ingeniería y Ciencias

Santiago de Cali, 19 de marzo de 2021

**Maestría en Ingeniería
Facultad de Ingeniería y Ciencias**



Acta de Correcciones al Documento de Trabajo de Grado

Santiago de Cali, 19 de marzo de 2021

Autor:

Título del Trabajo de Grado: “DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO DISEÑADOS BAJO EL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10”

Director:

Como indica el artículo 2.13 de las Directrices para Trabajo de Grado de Maestría, he verificado que el estudiante indicado arriba ha implementado todas las correcciones que los Jurados del Proyecto de Trabajo de Grado definieron que se efectuaran, como consta en el Acta de Evaluación correspondiente.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Guillermo', written over a horizontal line.

Firma del Director del Trabajo de Grado

DATOS DEL ESTUDIANTE
ANTEPROYECTO DE TRABAJO DE GRADO DE MAESTRIA

TITULO: DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO DISEÑADOS BAJO EL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10

1. ÉNAFSIS: Ingeniería Sísmica y Rehabilitación de Estructuras
2. ESTUDIANTE: Ferney Fernández Luna
3. DIRECCIÓN: Calle 6 No. 14-24, Popayán Cauca
4. TELÉFONO: N.A.
5. CELULAR: 314 897 5566
6. CORREO ELECTRÓNICO: ferfer_18_4@hotmail.com
7. PROFESIÓN: Ingeniero Civil
8. UNIVERSIDAD: Universidad del Cauca
9. EMPRESA: Independiente
10. CARGO: Ingeniero Civil



FICHA RESUMEN
ANTEPROYECTO DE TRABAJO DE GRADO DE MAESTRÍA

TITULO: "DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO DISEÑADOS BAJO EL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10"

1. ÉNFASIS: Ingeniería Sísmica y Rehabilitación de Estructuras
2. ÁREA DE INVESTIGACIÓN: Estructuras
3. ESTUDIANTE: Ferney Fernández Luna
4. CORREO ELECTRÓNICO: ferfer_18_4@hotmail.com
5. DIRECTOR: Juan Carlos Herrera Sánchez
6. CO-DIRECTOR(ES): No aplica
7. GRUPO QUE LO AVALA: No aplica
8. OTROS GRUPOS: No aplica
9. PALABRAS CLAVE: Nivel de desempeño sísmico, espectro de demanda – capacidad, curva de capacidad, espectro de respuesta, espectro de capacidad
10. CÓDIGOS UNESCO CIENCIA Y TECNOLOGÍA: 3305.06, 3305.32, 3305.33
11. FECHA DE INICIO: 13 de enero de 2019 DURACIÓN ESTIMADA: 6 Meses
12. RESUMEN (ver páginas xv y xvi).



Pontificia Universidad
JAVERIANA
Cali

**DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE
CONCRETO REFORZADO DISEÑADOS BAJO EL REGLAMENTO COLOMBIANO
DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10**

Programa de Maestría en Ingeniería Civil

Presentado por:

FERNEY FERNÁNDEZ LUNA

Pontificia Universidad Javeriana Cali
Facultad de Ingeniería y Ciencias
Diciembre de 2020



Pontificia Universidad
JAVERIANA
Cali

**DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE
CONCRETO REFORZADO DISEÑADOS BAJO EL REGLAMENTO COLOMBIANO
DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10**

Programa de Maestría en Ingeniería Civil

Presentado por:

FERNEY FERNÁNDEZ LUNA

Trabajo de Grado Para Optar Al Título de Magíster en Ingeniería Civil

Director:

JUAN CARLOS HERRERA SÁNCHEZ

Pontificia Universidad Javeriana Cali

Facultad de Ingeniería y Ciencias

Diciembre de 2020

DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTOS

Primero que todo, quiero agradecer a Dios por darme la vida y por brindarme la posibilidad de cumplir cada uno de mis sueños y metas, a mi madre Nercy Luna Trullo que con su incansable esfuerzo siempre me ha apoyado y ha estado incondicionalmente en los momentos más difíciles y felices de mi vida, a mi padre, a mi hermano y hermana, a mis abuelos, tíos y demás familiares; y de forma especial quiero agradecer a Alba María Trullo de Luna, Eli Luna Trullo, Lizeth Fernanda Solarte Luna, Daniela Solarte Luna y Sebastián Bolaños Luna por su compañía permanente y apoyo constante; agradecer a mis amigos y a quienes han formado parte de este proceso de formación.

Quiero finalmente agradecer a todos los profesores de la Pontificia Universidad Javeriana Cali que a lo largo de la Maestría me enseñaron tanto, especialmente quiero agradecer al Dr. Juan Carlos Herrera Sánchez por su orientación, dedicación y acompañamiento en el desarrollo de este trabajo de grado, y a mis compañeros no me queda más que decirles, mil gracias por compartir sus conocimientos conmigo.

Este trabajo está dedicado a la memoria de mi abuelita Alba María Trullo de Luna, quien con su humildad, su gran amor, esfuerzo, nobleza y gran corazón siempre veló por mi bienestar y fue un apoyo fundamental a lo largo de mi vida, no me quedan más que palabras de agradecimiento para ti y deseo que desde el cielo puedas disfrutar tanto de este logro en mi vida, porque es tan tuyo como mío, al igual que todas las metas alcanzadas y por alcanzar; Te Amo Madre de Mi Alma y de Mi Corazón, QEPD.

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
2. OBJETIVOS DEL PROYECTO.....	2
2.1. Objetivo general.....	2
2.2. Objetivos específicos	2
3. JUSTIFICACIÓN Y ALCANCE.....	3
4. MARCO DE REFERENCIA	4
4.1. Estado del arte.....	4
4.2. Marco Teórico.....	10
4.2.1. Evolución del diseño sísmico basado en desempeño	10
4.2.2. Diseño sísmico basado en desempeño.....	12
4.2.3. Análisis sísmico por desempeño	15
5. METODOS PARA LA DETERMINACIÓN DEL PUNTO Y NIVEL DE DESEMPEÑO SISMICO	39
5.1. Método de los coeficientes de desplazamiento	39
5.2. Método del espectro de capacidad	42
5.3. Objetivos de desempeño	50
5.4. Niveles de desempeño.....	53
5.5. Verificación del nivel de desempeño sísmico.....	58
6. ANÁLISIS SISMICO DE LOS EDIFICIOS	62
6.1. Información general de los edificios.....	62
6.2. Cálculo de la fuerza sísmica	66
6.3. Parámetros geotécnicos de la zona de cada edificio	66
6.4. Curvas de capacidad	67

6.5.	Espectro de demanda, capacidad y puntos de desempeño	78
6.6.	Nivel de desempeño sísmico.....	93
7.	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....	95
8.	CONCLUSIONES	97
9.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	99
10.	ANEXOS	102

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales – vigas de concreto reforzado (ASCE/SEI 41-13, 2014).....	31
Tabla 2. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales – columnas de concreto reforzado (ASCE/SEI 41-13, 2014).....	32
Tabla 3. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales – muros de cortante R/C y componentes asociados controlados por flexión (ASCE/SEI 41-13, 2014).....	33
Tabla 4. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales – muros de cortante R/C y componentes asociados controlados por cortante (ASCE/SEI 41-13, 2014).....	34
Tabla 5. Valores para el Factor de Modificación C_0^1 (FEMA 356, 2000).	41
Tabla 6. Valores para el Factor de Masa Efectiva C_m^1 (FEMA 356, 2000).	42
Tabla 7. Valores para el Factor de Modificación C_2 (FEMA 356, 2000).....	42
Tabla 8. Valores para el Factor de Modificación de Amortiguamiento, k (ATC 40, 1996)..	48
Tabla 9. Valores Mínimos Permitidos de SR_A y SR_V (ATC 40, 1996).	50
Tabla 10. Objetivos de desempeño (ASCE/SEI 41-13, 2014).....	52
Tabla 11. Niveles de desempeño sísmico según el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995). 53	
Tabla 12. Niveles de daño esperados en función del nivel de desempeño sísmico según el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995).	54
Tabla 13. Nivel de desempeño esperado (ATC 40, 1996).....	55
Tabla 14. Niveles de desempeño estructural (ATC 40, 1996).....	56
Tabla 15. Niveles de desempeño no estructural (ATC 40, 1996).....	57
Tabla 16. Combinaciones de niveles de desempeño estructural y no estructural para formar niveles de desempeño de edificaciones (ATC 40, 1996).....	58

Tabla 17. Nivel de desempeño sísmico de acuerdo al periodo de retorno del peligro sísmico (ASCE/SEI 41-13, 2014).	58
Tabla 18. Deformaciones límites (ATC 40, 1996).	59
Tabla 19. Valores límites de las derivas de piso correspondientes al nivel de desempeño sísmico según el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995).	59
Tabla 20. Derivas máximas permitidas según el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995). ...	61
Tabla 21. Información general edificio No. 01.....	62
Tabla 22. Información general edificio No. 02.....	63
Tabla 23. Información general edificio No. 03.....	63
Tabla 24. Información general edificio No. 04.....	64
Tabla 25. Información general edificio No. 05.....	64
Tabla 26. Información general edificio No. 06.....	65
Tabla 27. Información general edificio No. 07.....	65
Tabla 28. Cálculo de la fuerza sísmica edificio No. 01, suelo tipo D.....	66
Tabla 29. Parámetros geotécnicos de la zona de cada edificio.	67
Tabla 30. Puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 01.	79
Tabla 31. Puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 01.	80
Tabla 32. Puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 02.	81
Tabla 33. Puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 02.	82
Tabla 34. Puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 03.	83
Tabla 35. Puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 03.	84
Tabla 36. Puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 04.	85
Tabla 37. Puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 04.	86
Tabla 38. Puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 05.	87
Tabla 39. Puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 05.	88

Tabla 40. Puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 06.	89
Tabla 41. Puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 06.	90
Tabla 42. Puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 07.	91
Tabla 43. Puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 07.	92
Tabla 44. Niveles de desempeño sísmico tanto en la dirección X como en la dirección Y de los edificios.	93

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Relación entre rigidez y resistencia para secciones cuadradas (Suárez, 2009).	12
Figura 2. Definición de la capacidad de ductilidad. Adaptada (Priestley & Calvi, 2008).	13
Figura 3. Tipos de ductilidad. Adaptada (Gioncu, 2000).	17
Figura 4. Modelo elastoplástico perfecto de acero sometido a tensión. Adaptada (Escamilla García, 2010).	18
Figura 5. Aproximación de la curva completa esfuerzo-deformación del acero sometido a tensión. Adaptada (Escamilla García, 2010).	19
Figura 6. Deformación de un miembro a flexión. Adaptada (Park & Paulay, 1975).	20
Figura 7. Comportamiento de la relación momento-curvatura de una sección de viga reforzada. Adaptada (Moehle, 2014).	21
Figura 8. Deformaciones internas correspondientes a carga axial, momento y curvatura en una columna. Adaptada (Moehle, 2014).	24
Figura 9. Deflexión debida a deformación por flexión de un elemento. Adoptada (Park & Paulay, 1975).	25
Figura 10. Modelos de plasticidad existentes (Escamilla García, 2010).	30
Figura 11. Relación fuerza-deformación generalizada para elementos o componentes de concreto. Adaptada (ASCE/SEI 41-13, 2014).	35
Figura 12. Curva de capacidad. Adaptada (ATC 40, 1996).	36
Figura 13. Factor k (Escamilla García & Ayala Milián, 2012).	38
Figura 14. Curva de capacidad (Escamilla García & Ayala Milián, 2012).	38
Figura 15. Ilustración esquemática del proceso mediante el cual se usa el Método del Coeficiente de modificación de (según FEMA 356) para estimar el desplazamiento objetivo para un espectro de respuesta y un periodo efectivo dados, T_e . Adaptada (FEMA 440, 2005).	40
Figura 16. Representación gráfica del Método del Espectro de Capacidad de linealización equivalente, como se presenta en ATC-40. Adaptada (FEMA 440, 2005).	43

Figura 17. Espectro de respuesta en formato estándar y en formato ADRS. Adaptada (ATC 40, 1996)	45
Figura 18. Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad (formato ADRS). Adaptada (ATC 40, 1996).....	46
Figura 19. Ejemplo de Factores de Participación Modal y Coeficientes de Masa Modal. Adaptada (ATC 40, 1996).....	47
Figura 20. Espectro de Respuesta Reducido. Adaptada (ATC 40, 1996).....	49
Figura 21. Representación gráfica del Método del Espectro de Capacidad.	50
Figura 22. Objetivos de desempeño sugeridos por SEAOC (1995). Adaptada (Moehle, 2014).	51
Figura 23. Superficie que muestra los costos relativos de varios objetivos de rehabilitación. Adaptada (FEMA 274, 1997).	52
Figura 24. Deriva de cubierta y relación de deriva de cubierta. Adaptada (ATC 40, 1996).	60
Figura 25. Visualización de los niveles de desempeño (Comunicación personal con R. Hamburger). Adaptada (Moehle, 2014).....	60
Figura 26. Curva de capacidad en la dirección X del edificio No. 01.	68
Figura 27. Curva de capacidad en la dirección Y del edificio No. 01.	69
Figura 28. Mecanismos de formación de rótulas plásticas tanto en la dirección X como en la dirección Y del edificio No. 01.....	69
Figura 29. Curva de capacidad en la dirección X del edificio No. 02.	69
Figura 30. Curva de capacidad en la dirección X del edificio No. 02.	70
Figura 31. Mecanismos de formación de rótulas plásticas tanto en la dirección X como en la dirección Y del edificio No. 02.....	70
Figura 32. Curva de capacidad en la dirección X del edificio No. 03.	71
Figura 33. Curva de capacidad en la dirección Y del edificio No. 03.	71

Figura 34. Mecanismos de formación de rótulas plásticas tanto en la dirección X como en la dirección Y del edificio No. 03.....	72
Figura 35. Curva de capacidad en la dirección X del edificio No. 04.	72
Figura 36. Curva de capacidad en la dirección Y del edificio No. 04.	73
Figura 37. Mecanismos de formación de rótulas plásticas tanto en la dirección X como en la dirección Y del edificio No. 04.....	73
Figura 38. Curva de capacidad en la dirección X del edificio No. 05.	74
Figura 39. Curva de capacidad en la dirección Y del edificio No. 05.	74
Figura 40. Mecanismos de formación de rótulas plásticas tanto en la dirección X como en la dirección Y del edificio No. 05.....	75
Figura 41. Curva de capacidad en la dirección X del edificio No. 06.	75
Figura 42. Curva de capacidad en la dirección Y del edificio No. 06.	76
Figura 43. Mecanismos de formación de rótulas plásticas tanto en la dirección X como en la dirección Y del edificio No. 06.....	76
Figura 44. Curva de capacidad en la dirección X del edificio No. 07.	77
Figura 45. Curva de capacidad en la dirección Y del edificio No. 07.	77
Figura 46. Mecanismos de formación de rótulas plásticas tanto en la dirección X como en la dirección Y del edificio No. 07.....	78
Figura 47. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 01.....	79
Figura 48. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 01.....	80
Figura 49. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 02.....	81
Figura 50. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 02.....	82

Figura 51. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 03.....	83
Figura 52. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 03.....	84
Figura 53. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 04.....	85
Figura 54. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 04.....	86
Figura 55. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 05.....	87
Figura 56. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 05.....	88
Figura 57. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 06.....	89
Figura 58. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 06.....	90
Figura 59. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 07.....	91
Figura 60. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 07.....	92

LISTA DE ANEXOS

Anexo 1. Cálculo de la fuerza sísmica edificio No. 02, suelo tipo D.	103
Anexo 2. Cálculo de la fuerza sísmica edificio No. 03, suelo tipo D.	104
Anexo 3. Cálculo de la fuerza sísmica edificio No. 04, suelo tipo D.	105
Anexo 4. Cálculo de la fuerza sísmica edificio No. 05, suelo tipo E.	106
Anexo 5. Cálculo de la fuerza sísmica edificio No. 06, suelo tipo E.	107
Anexo 6. Cálculo de la fuerza sísmica edificio No. 07, suelo tipo E.	108
Anexo 7. Planta típica edificio No. 01.	109
Anexo 8. Planta típica edificio No. 02.	110
Anexo 9. Planta típica edificio No. 03.	111
Anexo 10. Planta típica edificio No. 04.	112
Anexo 11. Planta típica edificio No. 05.	113
Anexo 12. Planta típica edificio No. 06.	114
Anexo 13. Planta típica edificio No. 07.	115
Anexo 14. Modelación del edificio No. 07.	116

ABSTRACT

The objective of this project is to determine the level of seismic performance of reinforced concrete buildings, located and designed in the high seismic hazard zone of the south-west of Colombia, under the requirement established in the Colombian Regulations for Construction of Earthquake Resistant Earthquake NSR-10. The spectrum of the NSR-10 and / or the corresponding to the seismic microzonation of Santiago de Cali, Valle del Cauca will be used. To calculate the level of seismic performance, 7 buildings will be modeled and analyzed with SAP2000 and / or ETABS software under a nonlinear-Pushover static analysis, applying the Capacity-Spectrum method, following the methodologies described in the ATC-40. The capacity curves and the respective seismic demand spectra in ADRS format will be obtained to determine the level of seismic performance of the buildings under consideration.

RESUMEN

El presente proyecto busca determinar el nivel de desempeño sísmico de edificios de concreto reforzado, ubicados y diseñados en zona de amenaza sísmica alta del sur-occidente de Colombia, bajo los requerimientos establecidos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Se utilizará el espectro de la NSR-10 y/o el correspondiente a la microzonificación sísmica de Santiago de Cali, Valle del Cauca. Para la determinación del nivel de desempeño sísmico, se modelarán y analizarán 7 edificios con el software SAP2000 y/o ETABS bajo un análisis estático no lineal-Pushover, aplicando el método de Espectro-Capacidad, siguiendo la metodología descrita en el ATC-40. Se obtendrán las curvas de capacidad y los respectivos espectros de demanda sísmica en formato ADRS para determinar el nivel de desempeño sísmico de los edificios en consideración.

1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad, las edificaciones se ven expuestas a múltiples amenazas de diferente índole, entre ellas los sismos lo cuales son una amenaza permanente e impredecible, es por eso que la mayoría de las estructuras de concreto reforzado son diseñadas bajo las especificaciones de los diferentes reglamentos disponibles en cada país, los cuales a su vez basan el diseño estructural en el método de resistencia, el cual considera que los materiales que componen las diferentes partes y elementos de una estructura trabajan dentro del rango elástico, despreciando así la ductilidad que pueden llegar a tener las estructuras dentro de la zona inelástica bajo la acción de cargas laterales. Sin embargo, es importante considerar el desempeño que puede llegar a tener una estructura, ya que a través del diseño basado en desempeño se puede tener una idea aproximada del comportamiento que tendrá la estructura ante cargas sísmicas, lo cual permite a su vez poder determinar el nivel de daño que puede llegar a presentar esta, permitiendo así determinar de una manera más confiable la vulnerabilidad sísmica de la misma.

Por otra parte el diseño por desempeño considera un mejoramiento en el análisis de respuesta de las edificaciones, lo cual le permite a la estructura un comportamiento apropiado para el nivel de desempeño sísmico para el cual fue diseñada.

A través del presente trabajo se pretende determinar el nivel de desempeño que pueden llegar a alcanzar edificios diseñados bajo los lineamientos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10; para ello se considerarán 7 edificios cuyo sistema estructural correspondan a pórticos de concreto reforzado resistentes a momento y/o sistema dual. Para determinar el nivel de desempeño se utilizará el espectro de respuesta determinado en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 o el espectro de respuesta correspondiente a la microzonificación sísmica de la ciudad de Santiago de Cali, Valle del Cauca.

2. OBJETIVOS DEL PROYECTO

A continuación, se describen los objetivos que se pretenden desarrollar con la presente propuesta.

2.1. Objetivo general

Determinar el nivel de desempeño sísmico a través del Método del Espectro de Demanda - Capacidad de edificios de concreto reforzado diseñados bajo los requerimientos del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistente NSR-10.

2.2. Objetivos específicos

El objetivo general se pretende alcanzar cuando se desarrollen los siguientes objetivos específicos:

- Obtener las curvas de capacidad y los espectros de demanda sísmica para los edificios de concreto reforzado en consideración.
- Obtener las curvas de espectro de capacidad y de demanda sísmica en formato ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra).
- Determinar los niveles de desempeño sísmico de los edificios considerados en el presente trabajo.

3. JUSTIFICACIÓN Y ALCANCE

Actualmente el diseño estructural de las edificaciones en todo el país se basa en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, dicho reglamento especifica que el diseño estructural de estas edificaciones se debe realizar por el método de resistencia, sin embargo; es importante considerar la ductilidad dentro el rango inelástico que puede llegar a tener la estructura cuando se encuentre sometida a cargas sísmicas, ya que con esto se puede llegar a determinar el nivel de daño de la estructura, el punto óptimo de desempeño y el nivel de desempeño de la misma.

Por otra parte es importante tener en cuenta que las estructuras pueden llegar a disipar energía dentro del rango inelástico, lo cual se logra cuando se realiza un diseño por desempeño adecuado para el nivel de desempeño deseado, garantizando así unas condiciones de diseño mínimas para la estructura. Es de considerar que cuando actúan cargas sísmicas sobre una estructura, las rigideces de los diferentes elementos estructurales que la componen se van degradando de manera progresiva lo cual repercute en una degradación de la rigidez global de la estructura y causando así una mayor flexibilidad de ésta, por lo cual dentro del diseño por desempeño a través de un análisis Pushover se tienen en cuenta todas estas consideraciones a la hora de evaluar la capacidad estructural de las edificaciones.

Debido a lo anterior es importante conocer el comportamiento en el rango no lineal que tienen los edificios objeto de este trabajo, con el fin de determinar el nivel de desempeño sísmico que presentan al ser diseñados por el método de resistencia determinado en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

El alcance del presente trabajo es de tipo experimental con experimento simulado el cual pretende determinar el nivel de desempeño sísmico que pueden llegar a alcanzar los edificios de concreto reforzado diseñados de acuerdo al método de resistencia contemplado por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, es por ello que el presente trabajo considera edificaciones de concreto reforzado diseñadas en zona de amenaza sísmica alta, ya que es para estas zonas dónde este tipo de estructuras deben garantizar un nivel de desempeño sísmico adecuado de tal manera que puedan desarrollar ductilidad y comportarse de una manera adecuada en el rango inelástico.

4. MARCO DE REFERENCIA

El marco de referencia está organizado en tres partes. La primera es una revisión detallada de los antecedentes encontrados en diferentes bibliografías del problema que se pretende abordar. Y la segunda hace referencia al marco teórico por medio del cual se llevará a cabo el desarrollo de la presente investigación.

4.1. Estado del arte

Priestley & Calvi (2008), sugieren que uno de los principales problemas del método de diseño basado en fuerza se presenta a la hora de seleccionar las propiedades de rigidez de los elementos en estructuras de concreto reforzado, por lo cual se deben realizar suposiciones de las secciones de los diferentes elementos antes de determinar la fuerza sísmica de diseño. Por otra parte, indican que la deformación inelástica en pórticos de concreto reforzado, implica la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas; también exponen que el balanceo de las columnas (también llamados pisos blandos) han sido una de las causas de falla más comunes en las estructuras bajo acción sísmica.

Priestley & Calvi (2008), evaluaron un edificio de 12 pisos conformado por un sistema estructural combinado de pórticos de concreto reforzado con muros de cortante, el edificio se evaluó y diseñó con el método DDBD (Direct Displacement-Based Design) y pudieron concluir que al utilizar un sistema combinado como el descrito anteriormente el desplazamiento de diseño aumenta en comparación con un sistema estructura de solamente pórticos de concreto reforzado o muros de cortante; el amortiguamiento viscoso equivalente aumenta en comparación con un sistema de pórticos de concreto reforzado; por lo cual las anteriores conclusiones conllevan a que en la base del edificio con el sistema estructural dual el cortante sea menor; por otra parte pudieron identificar que los momentos tanto en las vigas como en las columnas se reducen aproximadamente un tercio con respecto a los valores presentes en una estructura de solamente pórticos de concreto reforzado, esto conlleva a unas cuantías menores de acero que se ve reflejado en ahorro económico del diseño; esto representa claramente que el uso de un sistema dual representa unas grandes ventajas.

Ruíz, Borrero, León & Vacca (2012), determinaron el desempeño sísmico y la deriva inelástica de dos edificios de uso residencial de pórticos de concreto reforzado de cinco pisos, estas estructuras se consideraron simétricas, sin irregularidades en planta ni en altura, sin variación de las secciones de las columnas en toda su altura, sin presencia de pisos blandos ni columnas cortas, además se consideró que el material de los elementos no era variable. Para el análisis y diseño estructural se utilizó el método de la fuerza horizontal equivalente usando los espectros de respuesta de las zonas Piedemonte B y Lacustre-500 correspondientes a dos casos de la microzonificación sísmica de Bogotá. A partir de ello realizaron un análisis Pushover de las estructuras teniendo como variables aleatorias la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad del concreto, y también el esfuerzo de fluencia y el máximo esfuerzo resistente del acero; de acuerdo a lo anterior encontraron que el módulo de elasticidad no tiene una influencia significativa en los desplazamientos inelásticos como en los desplazamientos elásticos de las estructuras, y que para las dos zonas de la microzonificación de Bogotá el porcentaje de deriva para alcanzar un nivel de desempeño de seguridad de vida (LS) es superior al 1%.

Por otra parte, Giri & Madan (2014), modelaron tres edificios con pórticos de concreto reforzado de 12 pisos, el primer modelo correspondía al edificio sin ningún tipo de irregularidad, el segundo modelo correspondía al edificio anterior pero con irregularidades en planta en todos los pisos, dichas irregularidades se veían representadas en vacíos o en discontinuidades de los diafragmas con un área mayor al 50% del área de cada piso; y el tercer modelo, correspondía al mismo edificio pero en este caso las irregularidades en planta se representaban con retrocesos en dos de las esquinas del edificio a lo largo de toda la altura de tal manera que el edificio en planta tenía forma de T. Estos modelos fueron modelados y sometidos a un análisis estático no lineal, una vez realizados los respectivos análisis se encontró que las curvas de capacidad se ven afectadas, disminuyendo de esta manera la capacidad resistente de los edificios a carga lateral debido a la presencia de este tipo de irregularidades; en cuanto a la formación de rótulas plásticas se pudo observar que para los tres casos éstas se forman en los extremos de las vigas y en la base de las columnas de primeros pisos permitiendo de esta manera la formación de mecanismos de falla muy similares en los tres edificios.

Ranjan Singh & Raju (2017), modelaron tres edificios de uso residencial de tres, cinco y ocho pisos respectivamente; todos con una separación entre ejes de columnas de 4 m y una altura de piso de 3 m. A partir de la definición de las rótulas plásticas tanto en vigas como en columnas se determinó que la rigidez efectiva se toma como $0.5EI_{\text{eff}}$ para las vigas y como $0.7EI_{\text{eff}}$ para las columnas. Para el análisis Pushover de las estructuras se utilizó la metodología descrita en ATC-40. De acuerdo a los análisis realizados se pudo observar que a medida que aumenta el número de pisos la ductilidad de la estructura disminuye al igual que lo hace el amortiguamiento equivalente y la rigidez efectiva; además el cortante en la base por medio del DDBD disminuye con respecto al cortante en la base por medio del FBD (Force-Based Design), sin embargo, a medida que aumentan el número de pisos en la estructura el porcentaje de reducción de cortante en la base es mucho mayor. Por otra parte pudieron observar que el diseño DDBD garantiza la formación de rótulas plásticas primero en los extremos de las vigas y posteriormente en la base de las columnas del primer piso; también se pudo determinar que los edificios diseñados por el método DDBD bajo la acción de cargas sísmicas presentan un mayor desplazamiento debido al aprovechamiento de la ductilidad de los elementos lo cual conlleva a que se presente un cortante de menor valor en la base con respecto al diseño FBD.

Akhter & Arfiadi (2019), estudiaron el comportamiento de un edificio de 8 pisos con irregularidad vertical bajo un análisis no lineal tiempo historia; la irregularidad del edificio se presentó desde el quinto hasta el octavo piso. El espectro de respuesta de diseño del edificio fue el correspondiente a Indonesia para un suelo tipo E y la estructura fue modelada para 7 sismos. Los autores encontraron que para las derivas producidas por los sismos considerados no exceden la deriva límite, por otra parte, para dos de los siete sismos las derivas tiene una variación significativa con respecto a las derivas de los otros cinco sismos, de igual forma se pudo observar que la diferencia de deriva entre el cuarto y quinto piso (donde se inicia la irregularidad en altura) fue muy baja; igualmente pudieron concluir que la distribución de cortante es uniforme en toda la altura del edificio, sin embargo, el cortante aumenta de manera significativa a partir del cuarto piso hasta el primer piso ya que es en este piso donde se presenta la irregularidad en altura, de todas maneras el mayor cortante presente no excedió el cortante de diseño.

Giannakouras & Zeris (2019), en su artículo evaluaron el desempeño de 5 y 3 edificios de pórticos de concreto reforzado de 10 y 7 pisos respectivamente, en el caso de los 5 edificios de 10 pisos dos de ellos no presenta irregularidad en altura, los tres edificios restantes presentan irregularidad en altura a partir del nivel 5; para el caso de los edificios de 7 pisos, uno de estos no presenta irregularidad en altura, el segundo presenta irregularidad en altura a partir del nivel 5 y el tercero presenta irregularidad en altura a partir del nivel 3. La altura de piso para todos los casos fue de 3 m. Para efectos de diseño se asumió un sismo de magnitud 7 en la escala de Richter, con una distancia epicentral de 10 km. Los edificios fueron sometidos a un análisis estático no lineal y a un análisis dinámico tiempo historia, al igual que las vigas y columnas se modelaron mediante elementos finitos ni lineales. De acuerdo al análisis realizado se tuvo que para el edificio de 10 pisos sin irregularidades en altura el comportamiento del mismo dentro del rango inelástico fue estable; sin embargo, los efectos $P-\delta$ fueron representativos y conllevaron a una degradación significativa de la resistencia; por otro lado, el cortante máximo en la base se alcanzó sin haberse llegado necesariamente al desplazamiento de diseño en el techo. Para el caso de los edificios con irregularidades en altura, se pudo determinar que son menos susceptibles a los efectos $P-\delta$. Los desplazamientos presentados en los edificios de 7 pisos no excedieron la deriva máxima de diseño. Para los edificios con irregularidad en altura pudieron determinar que es confiable utilizar la deriva de piso como un indicador de daño local.

Das & Choudhury (2019), consideraron 2 edificios de pórticos de concreto reforzado, la separación centro a centro de las columnas en el edificio uno fue de 4 m en ambas direcciones, para el edificio 2 la separación centro a centro de las columnas fue de 4 y 5 m en la dirección x e y respectivamente; para ambos edificios consideraron modelos de 5, 8, 10 y 12 niveles con una altura de piso de 3 m. Se modelaron 6 edificios considerando la rigidez bruta, otros 6 edificios fueron modelados considerando la rigidez efectiva descrita en FEMA-356; y los otros 6 edificios se modelaron considerando los valores de la rigidez efectiva después de la etapa de diseño. Las rótulas plásticas se asignaron tanto a vigas y columnas de acuerdo a lo establecido en FEMA-356. Una vez realizado el análisis y diseño de los edificios pudieron concluir que en los edificios en los cuales se consideró la rigidez bruta la deriva máxima es menor que en los edificios donde se consideró la rigidez efectiva; sin embargo, al considerar la rigidez efectiva descrita en FEMA-356 se encontró que la deriva máxima sigue siendo menor que en los edificios donde se consideró la

rigidez efectiva después de la etapa de diseño, por lo cual es claro que al considerar la rigidez bruta o la rigidez efectiva especificada por FEMA-356 se obtienen un desempeño de la estructura muy conservador. En el caso de la formación de las rótulas plásticas encontraron que para el caso de los edificios donde se consideró la rigidez efectiva de los elementos las rótulas plásticas se formaron únicamente en las vigas; diferente ocurrió en los edificios donde se consideró la rigidez bruta, ya que además de formarse rótulas plásticas en las vigas también se formaron rótulas plásticas en las columnas llegando así a presentar mecanismos de falla indeseables. Por otra parte, pudieron concluir que al considerar la rigidez efectiva de los edificios el cortante en la base es menor que si se considerara la rigidez bruta de los mismos por lo cual la rigidez bruta de los edificios conlleva a que la estructura presente periodos de vibración más cortos; por lo tanto, la rigidez real efectiva basada en la resistencia proporciona un comportamiento más certero de los edificios bajo la acción de cargas sísmicas.

Medina & Music (2018), estudiaron un edificio de uso residencial estructurado con muros de concreto reforzado y diseñado bajo la norma chilena. Los muros del edificio comprenden un espesor de entre 20 y 40 cm conectados mediante vigas de 50 cm de peralte; el edificio tiene un total de 20 niveles más dos sótanos. Una vez se obtuvo el diseño de los elementos estructurales, se procedió a obtener la curva de capacidad del edificio, para ello los muros se consideraron como elementos shell multicapa y las vigas como elementos frame; para la consideración de elementos shell multicapa de los muros fue necesaria la creación de curvas de esfuerzo-deformación lo cual representa el comportamiento no lineal de los materiales teniendo así para el acero de refuerzo el modelo de Park y para el concreto no confinado y confinado el modelo de Mander. El análisis pushover de la estructura se realizó mediante 3 patrones de carga, el primero correspondiente a la distribución de fuerzas en cada nivel a partir del primer modo de vibración en cada dirección de la estructura, el segundo mediante un patrón de masas el cual es proporcional a la masa sísmica de cada piso y el tercero mediante un patrón de carga triangular invertido; posteriormente se determinaron los puntos de desempeño sísmico para diferentes espectros de demanda mediante la metodología descrita en FEMA-440. Como resultados se pudo observar que el punto de desempeño presenta mayores diferencias entre el patrón modal y el patrón de masas; sin embargo, los puntos de desempeño no superaron los límites establecidos por Vision 2000 independientemente de patrón de carga que se haya utilizado, el nivel de desempeño para los

sismos frecuentes es totalmente operacional y operacional para sismos de gran intensidad, los cortantes basales de acuerdo a la curva de capacidad con mayores en el patrón de masas que en el patrón modal mientras que el desplazamiento en el techo es mayor en el patrón modal que en el patrón de masas.

Hakim, Alama & Ashour (2014), realizaron el análisis pushover y se determinaron los puntos de desempeño de 4 edificaciones conformadas por pórticos de concreto reforzado de 3, 6, 9 y 12 pisos; los edificios presentaban una configuración en planta igual, teniendo así 3 luces en cada dirección y una altura de piso de 4 m. Dichos puntos de desempeño fueron determinados mediante las metodologías descritas en ATC-40, FEMA-356 y FEMA-440. Para los análisis pushover se utilizaron patrones triangulares de carga lateral calculados a partir del método de la fuerza horizontal equivalente. Como resultado de lo anterior se pudo determinar que las tres metodologías producen resultados diferentes, resultando así los valores más bajos para los puntos de desempeño mediante el método del ATC-40; sin embargo, los tres métodos reflejan que el margen de seguridad ante el colapso de las estructuras es bastante amplio, lo cual conlleva a reservas de fuerzas y desplazamientos. Las relaciones de derivas para los edificios de 3, 6, 9 y 12 niveles fueron de 0.008, 0.008, 0.007 y 0.006 respectivamente; por otra parte se obtuvo que las derivas de piso para todos los edificios fueron menores a 0.01, lo cual los clasifica en un nivel de desempeño de ocupación inmediata.

Peethambaran & Philip (2017), en su artículo evaluaron el desempeño sísmico de 4 edificios en pórticos de concreto reforzado de 6 niveles con una altura de 4 m por nivel, para esta evaluación la variable a considerar fue la relación de aspecto en planta de los mismos, teniendo así relaciones de aspecto de 1, 1.5, 2 y 4. Para dicho estudio se pudo determinar que el máximo cortante en la base se presentó en el edificio con una relación de aspecto en planta igual a 2 y el menor para la relación de aspecto en planta igual a 1.5; en cuanto a los desplazamientos los valores son iguales y mayores para las relaciones de aspecto en planta de 2 y 4 y el menor valor de desplazamiento se presenta para el caso en el que la relación de aspecto es igual a 1.5. Por otra parte se presenta una mayor ductilidad para la estructura con una relación de aspecto en planta igual a 2, además se pudo determinar que los edificios presentan buena seguridad y estabilidad estructural, ya que el cortante en la base mediante el análisis pushover en los puntos de desempeño

no supera el cortante basal de diseño; sin embargo, fue evidente que a medida que aumenta la relación de aspecto en planta, el número de rótulas plásticas también aumenta. De lo anterior pudieron concluir que la dimensión en planta de una edificación claramente repercute en el desempeño sísmico de la misma.

Caro (2018), en su tesis de grado realizó el análisis estático no lineal bajo el modelo de fibras de una estructura de uso residencial ubicada en la ciudad de Bucaramanga – Santander – Colombia sobre un suelo tipo C, cuyo sistema estructural correspondía a muros portantes de concreto reforzado, la estructura comprendía 20 niveles con una altura total de 50 m, los muros portantes tenían un espesor de 0.15 m y la losa de entrepiso un espesor de 0.10 m. El análisis pushover se llevó a cabo considerando las propiedades inelásticas tanto del concreto como del acero y también se consideraron los efectos P-Delta. De los resultados encontrados se pudo concluir que la estructura presenta un nivel de desempeño correspondiente a seguridad de vida.

4.2. Marco Teórico

4.2.1. Evolución del diseño sísmico basado en desempeño

En el año de 1990 en los Estados Unidos de América, se presentó una propuesta con el fin de mejorar las técnicas de adecuación de edificios de tipo gubernamental; como resultado de esta propuesta hacia el año de 1994 el Applied Technology Council obtuvo el contrato para el desarrollo de una metodología para la evaluación y adecuación de edificios de concreto, como resultado se obtuvo hacia el año de 1996 el documento llamado Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings – Volume I (ATC 40, 1996).

Posteriormente, hacia el año de 1997 el Federal Emergency Management Agency - FEMA realiza la publicación oficial de los documentos NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 273, 1997) y NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 274, 1997), los cuales se habían venido trabajando desde el año de 1984.

Hacia el año 2000 la American Society of Civil Engineers – ASCE presenta ante el FEMA el documento llamado Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings

(FEMA 356, 2000) basado en una metodología de diseño por desempeño como una sustitución y mejora de los documentos FEMA 273 y FEMA 274.

En el año 2005, el FEMA realiza la publicación oficial del documento denominado Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (FEMA 440, 2005), en el cual se dan las directrices aplicables para la evaluación y diseño de estructuras, se facilita además la comprensión conceptual básica de los principios fundamentales, de las capacidades y limitaciones de los procedimientos; y también se proporciona información adicional detallada usada en el desarrollo de documentos posteriores.

Por otro lado, el ASCE desde el año ha venido publicando desde el año 2003 una variedad de documentos en los cuales se dan las pautas y procedimientos para la evaluación y rehabilitación sísmica de edificios; entre estos documentos se encuentran los siguientes:

- Seismic Evaluation of Existing Buildings – (ASCE/SEI 31-03, 2003), este documento publicado de manera oficial en el año 2003 describe un procedimiento de 3 etapas para la evaluación sísmica de edificaciones existentes, con relación a los niveles de desempeño establecidos en los documentos del ATC y FEMA descritos anteriormente.
- Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-06, 2007), dentro de este documento publicado oficialmente en el año 2007, se describe la metodología de última generación de esa época para la rehabilitación sísmica de edificios existentes, con la cual se busca la mejora del desempeño sísmico de las edificaciones ante movimientos telúricos futuros. La elaboración de dicho documento se hizo teniendo en cuenta el FEMA 356 y las recomendaciones del FEMA 440.
- Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13, 2014), publicado de manera oficial en el año 2014, este documento es una actualización y reemplazo de los documentos ASCE/SEI 31-03 y ASCE/SEI 41-06. El ASCE/SEI 41-13 presenta el Método de Los Coeficientes como un procedimiento para la evaluación sísmica y adecuación de edificios existentes; este documento plantea un proceso de 3 etapas de acuerdo a un rango de niveles de desempeño.
- Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-17, 2017), este documento publicado oficialmente en el año 2018 reemplaza y actualiza el ASCE/SEI 41-13; sin embargo mantiene un enfoque similar a este último e introduce además

revisiones de los objetivos básicos de desempeño para edificaciones existentes y la evaluación de acciones controladas por fuerza.

4.2.2. Diseño sísmico basado en desempeño

Actualmente, los códigos de diseño estructural alrededor del mundo están fundamentados en el diseño basado en fuerza; sin embargo, Priestley & Calvi (2008) exponen que a pesar de que el diseño basado en fuerza a mejorado a lo largo de los años, aún presenta problemas fundamentales con el procedimiento, particularmente en estructuras de concreto reforzado y mampostería reforzada. Según Priestley & Calvi (2008) y Suárez (2009), el diseño sísmico basado en fuerza presenta los siguientes problemas:

- Considera que la resistencia es independiente de la rigidez, por lo cual la rigidez se estima de acuerdo a la inercia inicial agrietada o no agrietada de la sección de los elementos estructurales; sin embargo, mediante ensayos se pudo determinar a través de una diagrama momento-curvatura que la rigidez de una sección de concreto armado es directamente proporcional a su resistencia tal como se muestra en la siguiente figura:

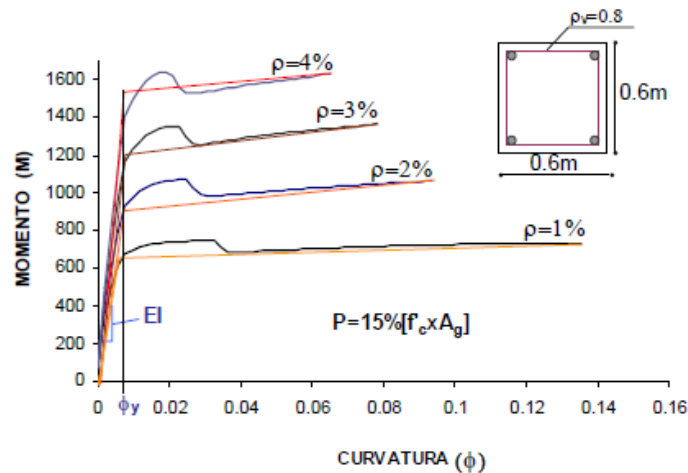


Figura 1. Relación entre rigidez y resistencia para secciones cuadradas (Suárez, 2009).

- Cálculo del periodo de la estructura a partir de suposiciones de rigidez de los elementos estructurales.

- Generaliza la capacidad de ductilidad de las estructuras y usa factores de reducción de resistencia.

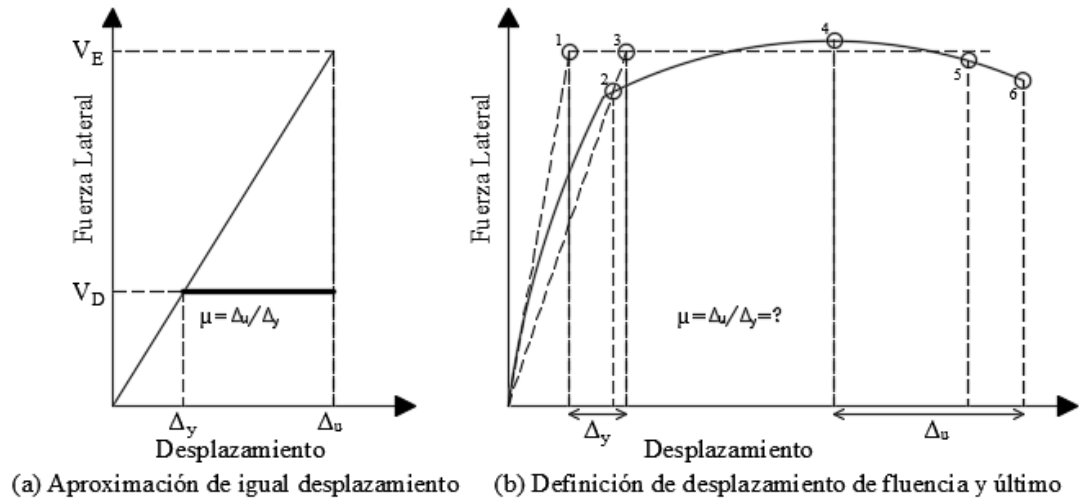


Figura 2. Definición de la capacidad de ductilidad. Adaptada (Priestley & Calvi, 2008).

- Asignación de capacidades únicas de ductilidad del sistema estructural.
- Relación entre el aumento de la fuerza y la reducción en la demanda de ductilidad.
- En edificios de muros estructurales con diferentes longitudes, se hace la suposición de que las fuerzas laterales de diseño se asignan en los muros en proporción a su rigidez elástica, con el supuesto subyacente de que los muros están sujetos a la misma demanda de ductilidad de desplazamiento.
- Estructuras con dobles trayectorias de carga (elásticas e inelásticas) presentan una deficiencia más seria del diseño basado en fuerzas, ya que es evidente que en estas estructuras una trayectoria de carga sísmica permanece elástica mientras que la otra responden de manera inelástica.
- La relación entre la demanda de desplazamiento elástico e inelástico en el diseño basado en fuerza requiere suponer una aproximación de igual desplazamiento, que establece que el desplazamiento del sistema inelástico es el mismo que el del sistema equivalente con la misma rigidez elástica y resistencia ilimitada.

De acuerdo a lo anteriormente expuesto, es que a lo largo de los años se han realizado diversos esfuerzos alrededor del mundo para la formulación e implementación de técnicas y procedimientos

de diseño basados en desplazamiento, dentro de los cuales según Priestley & Calvi (2008) se encuentran:

- Basado en fuerza/desplazamiento controlado; en este método se hace énfasis en la determinación real de la demanda de desplazamiento en estructuras diseñadas mediante metodologías basadas en fuerza; a través de este método se toma en cuenta una rigidez de la sección más real con el fin de poder determinar la deformación del sistema de manera más acertada; además para conocer el desplazamiento cedente no es necesario conocer la resistencia de la sección, sino que basta con conocer su geometría y la de la estructura; sin embargo, a pesar de conocer al inicio el desplazamiento cedente de la sección, no es posible determinar el desplazamiento de cedencia de la estructura hasta no conocer la redistribución de resistencia en los elementos que la componen.
- Diseño basado en cálculo de deformación; en comparación con el anterior, este método relaciona las secciones críticas con las demandas de deformación local de las mismas, las cuales se manifiestan a través de la formación de rotaciones o curvaturas en los extremos de los elementos. De acuerdo a ello este enfoque puede dar como resultado el diseño de estructuras con un riesgo uniforme de colapso, pero no con riesgo uniforme de daño.
- Diseño basado en especificaciones de deformación; dentro de este método se especifica un límite de deformación especificado lo que conlleva a diseñar para un riesgo de daño determinado, con lo cual se pueden diseñar estructuras con riesgo uniforme de colapso y de daño. Dentro de este método se encuentran enfoques que adoptan la rigidez elástica inicial previa a la fluencia al igual con el diseño basado en fuerza, lo cual requiere de iteraciones, modificación de rigidez y resistencia inicial para poder alcanzar el desplazamiento deseado; otro enfoque utiliza la rigidez secante al desplazamiento máximo y una representación elástica equivalente del amortiguamiento histerético en la máxima respuesta; estos métodos se conocen como método de diseño basados en desplazamiento directo DDBD (Direct Displacement-Based Design), debido a que éstos requieren poca o ninguna iteración para alcanzar el desplazamiento especificado.

Dentro de los métodos varía la forma en que se maneja la disipación de energía histerética, de acuerdo a ello se identifican procedimientos que utilizan espectros inelásticos y aquellos que usan el amortiguamiento viscoso equivalente. Los primeros se generan a través de un sistema de un grado de libertad para estructuras de diferentes periodos elásticos iniciales, en el cual utilizan una histéresis y una ductilidad máxima especificadas, es por ello que es necesaria la generación de diferentes espectros inelásticos para diferentes sistemas estructurales y materiales que reflejaran diferentes característica histeréticas; en los segundos se representa la ductilidad y la capacidad de disipación de energía como amortiguamiento viscoso equivalente utilizando relaciones basadas en análisis de tiempo historia inelásticos, por lo cual solamente es apropiado cuando se utiliza la rigidez secante a la máxima respuesta durante el proceso de diseño.

De acuerdo a Suárez (2009), los principales pasos a seguir en el DDBD son los siguientes:

- Dimensionamiento inicial de los elementos que conforman el sistema de resistencia sísmica
- Determinación del desplazamiento de diseño, basándose en estados límites de deformación.
- Determinación del amortiguamiento viscoso efectivo, basándose en las demandas de ductilidad para el desplazamiento de diseño.
- Determinación de la rigidez y resistencia requeridas utilizando un espectro de desplazamientos.

4.2.3. Análisis sísmico por desempeño

4.2.3.1. Ductilidad de estructuras de concreto armado

La ductilidad de los materiales, de las secciones, de los elementos estructurales y de las estructuras de concreto armado es un aspecto muy importante, ya que debido a esta propiedad dichas secciones y por ende la estructura pueden alcanzar grandes deformaciones más allá del límite elástico sin perder su resistencia. Es por ello que dentro del estudio de la ductilidad es

importante tener en cuenta el comportamiento de los materiales que componen las secciones y el comportamiento integral de las mismas. Así mismo se deben tener en cuenta los diferentes tipos de ductilidad que se presentan en una estructura y de esta manera poder determinar si la ductilidad disponible es mayor que la ductilidad requerida, por lo cual aun sabiendo que la ductilidad sigue siendo un parámetro ambiguo, es claro que la misma está asociada con la resistencia y la rigidez de la estructura; por lo que ayuda de cierta manera a predecir la capacidad última de una estructura. Según Gioncu (2000), la ductilidad ofrece la posibilidad de reducir las fuerzas sísmicas de diseño y permite la generación de un daño controlado en la estructura, aún ante movimientos sísmicos de alta intensidad.

Para Gioncu (2000), los tipos de ductilidad son los siguientes:

- **Ductilidad del material:** o también llamada ductilidad axial, es la que caracteriza las deformaciones plásticas del material.
- **Ductilidad de la sección transversal:** también conocida como ductilidad de la curvatura, es aquella que hace referencia a las deformaciones plásticas de la sección transversal, teniendo en cuenta la interacción entre las diferentes partes que componen la sección transversal.
- **Ductilidad del miembro:** a la que también se le conoce como ductilidad de rotación, es aquella que considera las propiedades del miembro en sí.
- **Ductilidad de la estructura:** o ductilidad de desplazamiento, es aquella que considera el comportamiento integral de la estructura.

En la figura 3 se puede observar de manera gráfica los tipos de ductilidad descritos anteriormente.

Tipos de ductilidad	Representación esquemática	Definición
Ductilidad del material (axial)		$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$
Ductilidad de la sección transversal (curvatura)		$\mu_{\chi} = \frac{\chi_u}{\chi_y}$
Ductilidad del miembro (rotación)		$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y}$
Ductilidad de la estructura (desplazamiento)		$\mu_{\delta} = \frac{\delta_u}{\delta_y}$

Figura 3. Tipos de ductilidad. Adaptada (Gioncu, 2000).

4.2.3.2. Ductilidad del material

Los materiales en cuanto a la ductilidad se ven caracterizados por la capacidad de ductilidad la cual representa la capacidad máxima de respuesta del material que constituye el elemento estructural a resistir grandes deformaciones; y por otro lado está la demanda de ductilidad la que se ve representada por el valor de ductilidad al que debe llegar el elemento estructural como respuesta a los esfuerzos inducidos por las acciones de diseño. La ductilidad del material se mide respecto a la deformación unitaria ϵ en una fibra paralela al eje neutro. En este numeral se hará énfasis en el comportamiento del concreto y del acero de refuerzo.

4.2.3.2.1. Comportamiento del concreto

El concreto posee una gran resistencia a la compresión; sin embargo, la resistencia a la tracción es muy baja, por lo que su función principal es resistir los esfuerzos de compresión internos generados por las acciones de diseño. Dentro del proceso de análisis y diseño de las estructuras de concreto reforzado, es importante conocer propiedades mecánicas del concreto tales como los esfuerzos de compresión, las deformaciones unitarias máximas y últimas, así como su módulo de elasticidad. Estas propiedades pueden ser obtenidas a partir de las curvas de esfuerzo-deformación. Sin embargo, la curva esfuerzo-deformación depende de si el concreto es no confinado o confinado tal como se describe a continuación.

4.2.3.2.2. Comportamiento del acero de refuerzo

A diferencia del concreto, el acero de refuerzo dentro de los diferentes elementos estructurales de concreto tiene una gran capacidad de resistir los esfuerzos de tracción que se inducen en los mismos a raíz de las acciones de diseño; es por ello que estos elementos y la estructura compuesta por los mismos pueden experimentar grandes deformaciones ante los ciclos repetitivos de carga y descarga sin que estos presenten una reducción considerable de su resistencia.

Al igual que el concreto, el acero de refuerzo también posee una curva esfuerzo-deformación, la cual es importante conocer para el procedimiento de diseño; siendo común utilizar un modelo elastoplástico perfecto de esta curva, donde el esfuerzo en acero es proporcional a las deformaciones antes de alcanzar el punto de fluencia ; para las deformaciones posteriores a la fluencia del acero se consideran los esfuerzos constantes y se desprecian las deformaciones por endurecimiento tal como se puede observar en la siguiente figura.

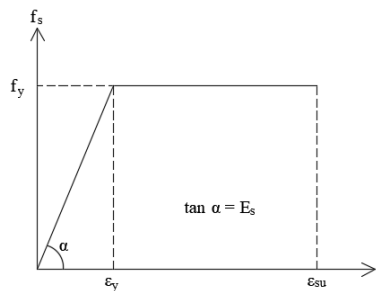


Figura 4. Modelo elastoplástico perfecto de acero sometido a tensión. Adaptada (Escamilla García, 2010).

Utilizar un modelo elastoplástico acarrea desventajas como la subestimación de la capacidad del acero de refuerzo para esfuerzos mayores al esfuerzo de fluencia y además existe la posibilidad de que el concreto falle por aplastamiento antes de que el acero haya alcanzado la fluencia, produciéndose así una falla frágil.

Algunos modelos de la curva de esfuerzo-deformación consideran las deformaciones por endurecimiento tal como se observa en la figura 5.

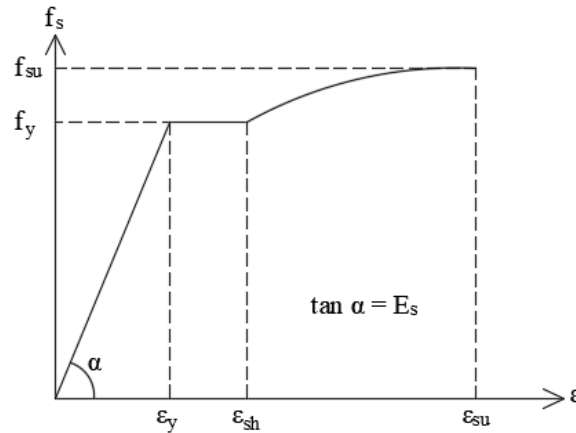


Figura 5. Aproximación de la curva completa esfuerzo-deformación del acero sometido a tensión. Adaptada (Escamilla García, 2010).

4.2.3.3. Ductilidad de la sección transversal

4.2.3.3.1. Relación momento-curvatura ($M-\phi$)

Dentro del diseño estructural, es importante determinar la relación momento-curvatura ($M-\phi$) de los elementos sometidos a flexión y fuera axial, y de esta manera poder conocer la capacidad de ductilidad por curvatura μ_ϕ de las secciones y la máxima capacidad a flexión M_u de las mismas, y de esta manera poder establecer la capacidad de las secciones ante las demandas producidas en ellas.

De acuerdo con Park & Paulay (1975), es necesario la consideración de la de las características de la curva carga-deformación de las secciones ya que en ellas no se deben presentar fallas frágiles; y en el caso de presentarse cargas cercanas a la última, las secciones deben ser capaces de experimentar grandes deflexiones ante estas cargas; la posible redistribución de momentos, cortantes y cargas axiales dependen estrechamente de la ductilidad de los miembros en su sección

más crítica. Por otro lado, claramente la ductilidad es un factor importante a tener en cuenta en zonas de amenaza intermedia y alta, lo cual se refleja mediante la disipación y absorción de la energía a través de las deformaciones inelásticas; es por ello que las estructuras que no poseen un comportamiento dúctil deben ser diseñadas para fuerzas sísmicas mucho más altas con el fin de evitar el colapso de las mismas. Moehle (2014) sugiere que el análisis de la respuesta momento-curvatura de elementos sometidos a flexión con o sin carga axial se basan en tres supuesto fundamentales:

- Las secciones que son planas antes de la aplicación de la carga, permanecen planas después de la aplicación de la misma.
- La relación de tensión-deformación se conoce a partir de las propiedades medias en ensayos válidos de concreto y acero de refuerzo.
- Se pueden usar ecuaciones de equilibrio para determinar la fuerza axial y el momento flector a partir de los esfuerzos internos de la sección.

Por otra parte, es acertado suponer un valor nulo para la tensión en el concreto una vez se ha alcanzado el agrietamiento de la sección. La figura 6 se muestra una sección de concreto reforzado sometida a momentos flectores en sus extremos y fuerzas axiales iguales, donde el radio de curvatura R se mide hasta el eje neutro de la sección, y además el valor de R , de la profundidad del eje neutro kd , la deformación del concreto en la fibra extrema a compresión ϵ_c y la deformación en el acero a tensión ϵ_s varían a lo largo de la sección.

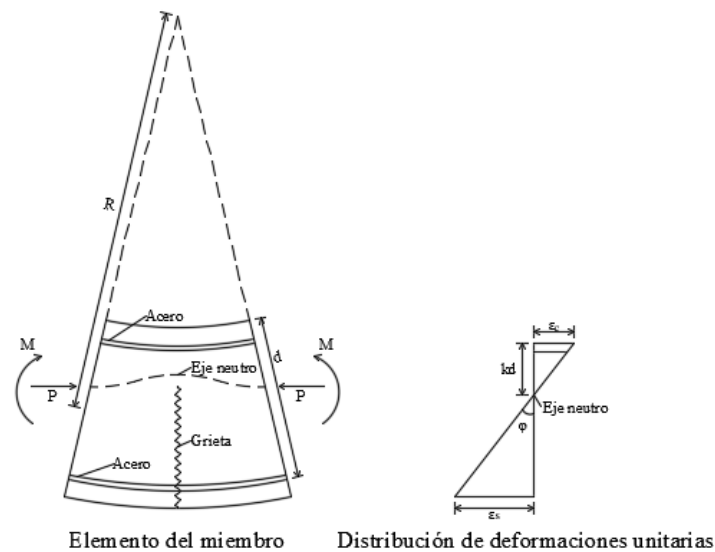


Figura 6. Deformación de un miembro a flexión. Adaptada (Park & Paulay, 1975).

Donde la curvatura es igual a $1/R$, y se calcula de acuerdo a la siguiente formulación.

$$\frac{dx}{R} = \frac{\varepsilon_c dx}{kd} = \frac{\varepsilon_s dx}{d(1-k)} \quad (4.1)$$

$$\frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} \quad (4.2)$$

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d} \quad (4.3)$$

La relación momento-curvatura puede ser representada mediante una curva trilineal, en la cual tal como se puede observar en la figura 7, en el punto $M_{cr}-\varphi_{cr}$ se produce el agrietamiento de la sección, en el punto $M_y-\varphi_y$ se presenta la fluencia del acero y la pérdida de rigidez de la sección es aún mayor; y posteriormente se alcanza al punto final de la curva $M_u-\varphi_u$ que aunque no está marcado en la figura, es donde la sección llega a la falla.

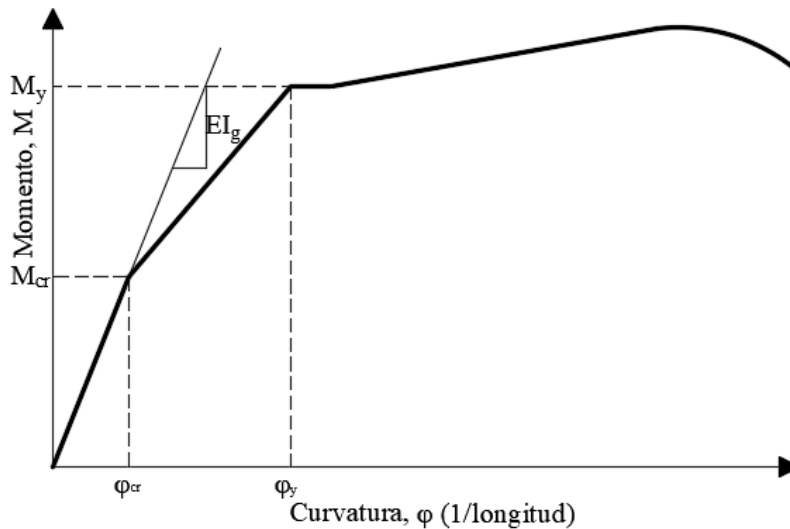


Figura 7. Comportamiento de la relación momento-curvatura de una sección de viga reforzada.
Adaptada (Moehle, 2014).

Los puntos $M_{cr}-\varphi_{cr}$, $M_y-\varphi_y$ y $M_u-\varphi_u$ de la gráfica anterior se pueden calcular con las siguientes ecuaciones.

- Punto $M_{cr}-\varphi_{cr}$

$$M_{cr} = \frac{I f_r}{C_b} \quad (4.4)$$

$$\varphi_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_c I} = \frac{I f_r}{C_b E_c I} = \frac{f_r}{E_c C_b} \quad (4.5)$$

donde; M_{cr} es el momento de agrietamiento, φ_{cr} es la curvatura de agrietamiento, I es la inercia de la sección, f_r es el esfuerzo de rotura máximo a tracción del concreto, C_b es la distancia del centro de gravedad de la sección a la fibra más traccionada y E_c es el módulo de elasticidad del concreto.

- Punto M_y - φ_y

$$M_y = A_s f_y j d \quad (4.6)$$

$$\varphi_y = \frac{\frac{f_y}{E_s}}{(1-k)d} = \frac{\varepsilon_y}{(1-k)d} \quad (4.7)$$

donde; M_y es el momento de fluencia, φ_y es la curvatura de fluencia, A_s es el área de acero de refuerzo a tracción, f_y es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo a tracción, $j d$ es el brazo de palanca o distancia desde el centroide de la fuerza de compresión en el concreto al centroide de la fuerza de tensión en el acero de refuerzo a tracción, E_s es el módulo de elasticidad del acero, $k d$ es la profundidad del eje neutro y ε_y es la deformación de fluencia del acero de refuerzo a tracción.

- Punto M_u - φ_u

$$M_u = 0.85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \quad (4.8)$$

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_c}{C} = \frac{\varepsilon_c \beta_1}{a} \quad (4.9)$$

donde; M_u es el momento de último, φ_u es la curvatura de última, f'_c es la resistencia a la compresión del concreto, a es la profundidad del bloque equivalente de Whitney, b es el ancho de la sección transversal, d es la profundidad efectiva del acero de refuerzo a tracción, A'_s es el área de acero de refuerzo a compresión, f_y es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo a tracción, d' es la profundidad efectiva del acero de refuerzo a compresión, ε_c es la deformación máxima del concreto y C es la profundidad desde la fibra a compresión de la sección hasta el eje neutro de la misma y β_1 es un factor que depende de la resistencia a la compresión del concreto.

Una vez obtenidos estos valores se pueden calcular la capacidad de ductilidad a la curvatura μ_φ y la demanda de ductilidad a la curvatura μ_φ respectivamente según las siguientes expresiones.

$$\mu_{\varphi} = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (4.10)$$

$$\mu_{\varphi} = \frac{\varphi}{\varphi_y} \quad (4.11)$$

donde; φ_u es la curvatura última, φ_y es la curvatura de fluencia y φ es la curvatura de demanda.

Sin embargo, autores como Arslan & Cihanli (2011) de acuerdo a los resultados de ensayos experimentales en vigas de concreto reforzado, propusieron la ecuación 4.12 para el cálculo de la ductilidad de curvatura.

$$\mu_{\varphi} = 40 \left(\frac{\rho}{\rho_b} \right)^{-1.18} f_c^{-0.17} f_y^{-0.42} \quad (4.12)$$

donde; μ_{φ} es la ductilidad de curvatura, ρ es la cuantía de acero de refuerzo en tracción, ρ_b es la cuantía de acero de refuerzo balanceada, f_c es la resistencia a la compresión del concreto y f_y es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

4.2.3.3.2. Relación fuerza axial-curvatura (P- φ)

En el caso de los elementos estructurales tales como columnas de concreto reforzado, la relación momento-curvatura se ve determinada por la forma de la sección, las propiedades del concreto, las cuantías y distribución tanto del acero de refuerzo longitudinal como del acero de refuerzo transversal; sin embargo un factor determinante en este tipo de elementos es la influencia de la carga axial.

Según Moehle (2014), el efecto de la carga axial en una sección simétrica se puede describir en los siguientes puntos.

- Bajo una carga axial nula, la respuesta no lineal del elemento comienza con la cedencia del acero de refuerzo longitudinal, seguida posteriormente de una respuesta momento-curvatura relativamente dúctil hasta que el concreto en compresión alcanza su capacidad de deformación.
- Con el aumento progresivo de la carga axial, se requiere una zona de compresión mayor con el fin de equilibrar la fuerza axial. Por lo tanto, la curvatura disminuye a medida que aumenta la carga axial.

- La deformación en el acero de refuerzo a tracción disminuye a medida que aumenta la carga axial.
- La capacidad a la curvatura disminuye con el incremento de la carga axial, y finalmente la capacidad de curvatura es nula cuando se alcanza la carga axial máxima.

En la figura 8 se pueden ver simultáneamente los diagramas carga axial-momento P-M y carga axial-curvatura P- ϕ y las deformaciones internas producidas por carga axial, momento y curvatura en una columna.

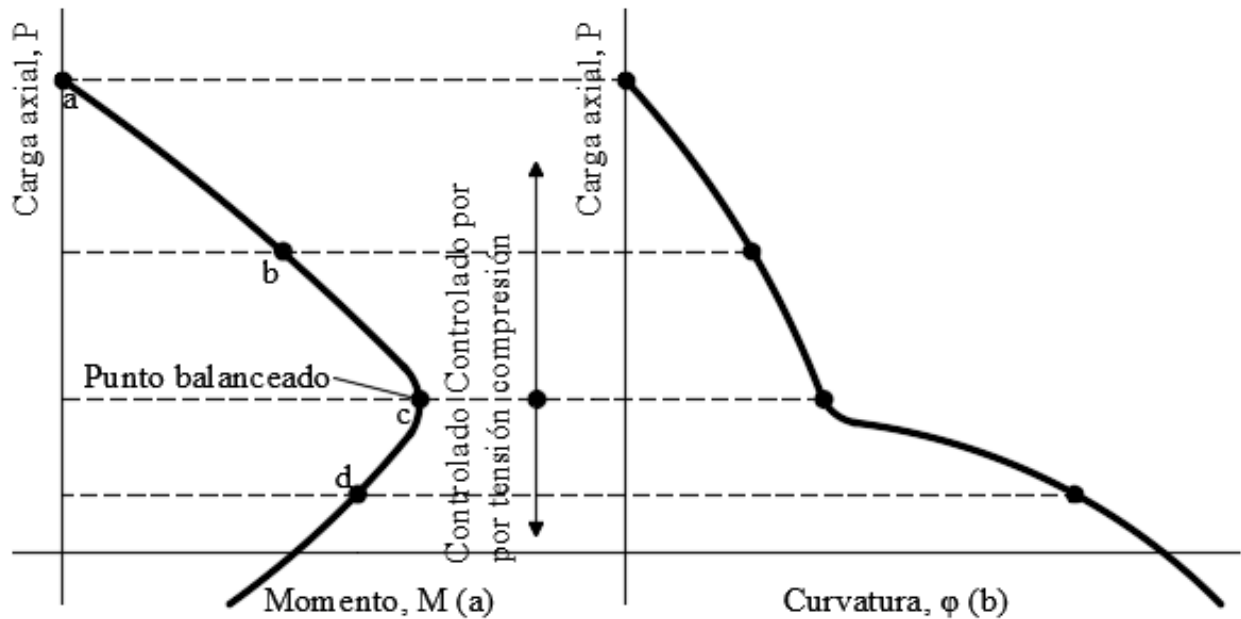


Figura 8. Deformaciones internas correspondientes a carga axial, momento y curvatura en una columna. Adaptada (Moehle, 2014).

En el diagrama figura anterior se puede apreciar para ambos diagramas, que los puntos que se encuentran por encima del punto “c” corresponden a una zona de falla controlada por compresión donde la deformación en el acero es menor a la deformación cedente del mismo y la deformación en el concreto es igual a la deformación última de él; mientras que los puntos que se encuentran por debajo del punto “c” corresponden a una zona de falla controlada por tracción donde la deformación en el acero es mayor a la deformación cedente del mismo y la deformación en el concreto es igual a la deformación última de él. Además cuando la carga axial es igual a la carga balanceada (punto “c”) se tiene como resultado que la ductilidad es igual a 1; mientras que para

una carga axial cero, la curvatura presenta su máximo valor en una sección sometida a flexión pura.

4.2.3.4. Ductilidad del miembro

4.2.3.4.1. Deformaciones a partir de las curvaturas

A partir de la relación momento-curvatura, se puede definir la curvatura como la rotación por unidad de longitud de un miembro, la cual está relacionada con las deformaciones en sus fibras extremas y en su eje neutro.

La figura 9 muestra un voladizo con deformación debida a la rotación $d\theta$ y con deflexión transversal $d\Delta$ en el punto A desde la tangente al eje del elemento en el extremo empotrado B.

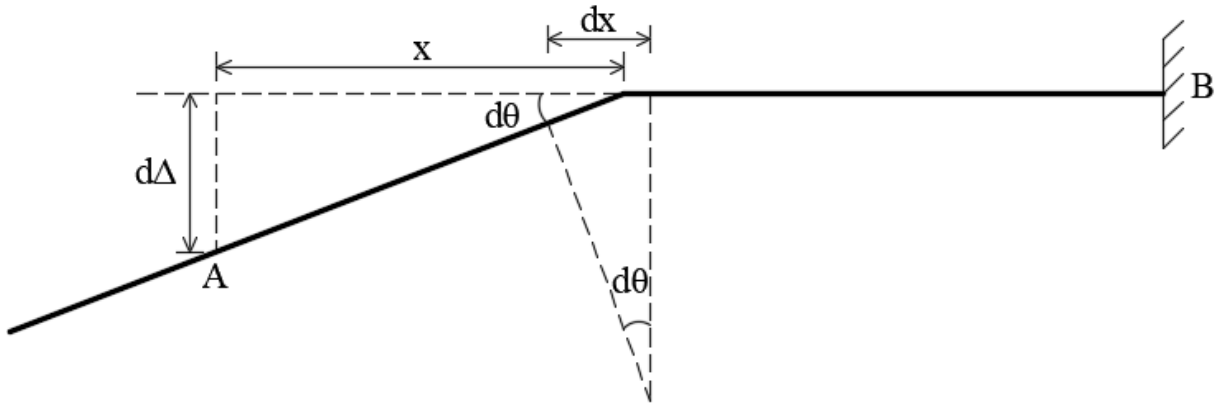


Figura 9. Deflexión debida a deformación por flexión de un elemento. Adoptada (Park & Paulay, 1975).

Según Park & Paulay (1975), la rotación θ_{AB} y deflexión Δ_A de un elemento como el de la figura 9, se pueden calcular mediante la integración de las curvaturas a lo largo del mismo, como se puede observar en las siguientes expresiones.

$$\theta_{AB} = \int_A^B \varphi dx \quad (4.13)$$

$$\Delta_A = \int_A^B x d\theta = \int_A^B x \varphi dx \quad (4.14)$$

donde; φ es la curvatura de la sección transversal, dx es la longitud del elemento y x es la distancia del elemento.

De acuerdo con Park & Paulay (1975), las ecuaciones 4.13 y 4.14 desprecian el efecto del aumento de rigidez de los elementos debido a los siguientes efectos.

- Efectos de la tensión del concreto entre grietas de flexión.
- Efecto de las grietas de tensión diagonal y deslizamiento de adherencia.

4.2.3.4.2. Deformaciones máximas idealizadas calculadas a partir de las curvaturas

Tomando como ejemplo una viga en voladizo de concreto reforzado empotrada en su extremo B, con una carga puntual en su extremo libre o punto de inflexión A. La viga se encuentra sometida a flexión, además ha alcanzado la curvatura máxima y el momento flexionante en la sección crítica. En la viga la curvatura inelástica se extiende sobre la longitud plástica l_p , la cual se considera como una parte de la longitud total de la viga, además en la longitud plástica es donde el momento flector excede el momento flector de cedencia de la sección. Por otra parte, las grietas donde se presenta pérdida de rigidez de la sección, se representan por cada pico de la gráfica de curvatura. El área bajo la curva de la longitud plástica l_p hace referencia a la rotación inelástica que se puede presentar en la articulación plástica del elemento cercana a la sección crítica; esta área se puede reemplazar por un rectángulo equivalente el cual tenga igual área que la curva real de la curvatura inelástica. De acuerdo a Park & Paulay (1975), la rotación de la articulación plástica se puede determinar mediante la siguiente ecuación.

$$\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y)l_p \quad (4.15)$$

Además la contribución elástica a la rotación en toda la longitud del elemento se calcula mediante la integración de la curvatura en condición elástica φ_e que representa el área no sombreada de la gráfica de curvatura.

$$\theta_e = \int_A^B \varphi_e dx = \int_A^B \varphi_y \left(\frac{x}{L}\right) dx \quad (4.16)$$

donde; θ_e es igual a la rotación cedente θ_y .

Por lo tanto la rotación última viene dada por:

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p = \int_A^B \varphi_e dx + ((\varphi_u - \varphi_y)l_p) = \frac{\varphi_y L}{2} + ((\varphi_u - \varphi_y)l_p) \quad (4.17)$$

De manera análoga la deflexión plástica, la deflexión elástica o cedente y la deflexión última; pueden ser calculadas mediante la siguiente formulación respectivamente.

- Deflexión plástica

$$\Delta_p = \theta_p x = (\varphi_u - \varphi_y) \left(L - \frac{l_p}{2} \right) l_p \quad (4.18)$$

- Deflexión elástica o cedente

$$\Delta_e = \int_A^B \varphi_e x dx = \int_A^B \varphi_y x \left(\frac{x}{L} \right) dx \quad (4.19)$$

- Deflexión última

$$\begin{aligned} \Delta_u = \Delta_p + \Delta_e &= \int_A^B \varphi_e x dx + \left((\varphi_u - \varphi_y) \left(L - \frac{l_p}{2} \right) l_p \right) \\ &= \left(\left(\frac{2L}{3} \right) \left(\frac{L}{2} \right) \varphi_y \right) + \left((\varphi_u - \varphi_y) \left(L - \frac{l_p}{2} \right) l_p \right) \end{aligned} \quad (4.20)$$

Un caso similar al de la viga en voladizo se presenta en una columna en cantiléver bajo una carga lateral, en la cual para el cálculo de la longitud plástica l_p se han propuesto una serie de fórmulas empíricas las cuales se describen a continuación:

- Para elementos de concreto no confinado, Baker propuso la siguiente expresión

$$l_p = k_1 k_2 k_3 \left(\frac{z}{d} \right)^{\frac{1}{4}} d \quad (4.21)$$

donde; k_1 es igual a 0.7 para acero suave y 0.9 para acero rolado en frío, $k_2 = 1 + 0.5P_u/P_o$ en donde P_u es la carga axial de compresión en el elemento y P_o es la resistencia axial a la compresión del elemento en ausencia de momento flector, k_3 es igual a 0.6 para concreto con $f'_c = 5100 \text{ lb/plg}^2$ (35.2 N/mm^2) y 0.9 para concreto con $f'_c = 1700 \text{ lb/plg}^2$ (11.7 N/mm^2) suponiendo $f'_c = 0.85 \cdot \text{resistencia de cubo del concreto}$, z es la distancia de la sección crítica al punto de inflexión y d la profundidad efectiva del elemento. Sin embargo Baker ha encontrado que en un intervalo de luz/d y z/d , l_p presenta valores entre $0.4d$ y $2.4d$.

- Para elementos de concreto confinado por acero transversal se tiene:

- Formulación propuesta por Baker

$$l_p = 0.8k_1k_2 \left(\frac{z}{d}\right) c \quad (4.22)$$

donde; k_1 es igual a 0.7 para acero suave y 0.9 para acero rolado en frío, $k_2 = 1 + 0.5P_u/P_o$ en donde P_u es la carga axial de compresión en el elemento y P_o es la resistencia axial a la compresión del elemento en ausencia de momento flector, z es la distancia de la sección crítica al punto de inflexión, d la profundidad efectiva del elemento y c es la profundidad del eje neutro de la sección en el momento último.

- Formulación propuesta por Korley de acuerdo a ensayos realizados en vigas simplemente apoyadas

$$l_p = 0.5d + 0.2\sqrt{d} \left(\frac{z}{d}\right) \quad (4.23)$$

donde; z es la distancia de la sección crítica al punto de inflexión y d la profundidad efectiva del elemento.

- Formulación propuesta por Mattock en la cual se ignora el descascaramiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplean los parámetros de tensiones del concreto a compresión del American Concrete Institute (ACI).

$$l_p = 0.5d + 0.2z \quad (4.24)$$

donde; z es la distancia de la sección crítica al punto de inflexión y d la profundidad efectiva del elemento.

- Formulación propuesta por Sawyer dentro de la cual se considera que la zona de cedencia se extiende a $d/4$ más allá de la sección en que el momento flector se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$.

$$l_p = 0.25d + 0.075z \quad (4.25)$$

donde; z es la distancia de la sección crítica al punto de inflexión y d la profundidad efectiva del elemento.

4.2.3.4.3. Ductilidad a la rotación y al desplazamiento

De acuerdo a lo anteriormente expuesto es posible determinar la ductilidad a la rotación y al desplazamiento mediante las siguientes expresiones:

- Ductilidad a la rotación

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (4.26)$$

donde; μ_θ es la ductilidad a la rotación, θ_u es la rotación última del elemento y θ_y es la rotación de cedencia del elemento.

- Ductilidad al desplazamiento

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4.27)$$

donde; μ_Δ es la ductilidad al desplazamiento, Δ_u es el desplazamiento último del sistema y Δ_y es el desplazamiento de cedencia del sistema.

Es importante destacar que existe una relación entre la ductilidad de la sección y la ductilidad de entrepiso; por lo cual la relación entre el desplazamiento relativo de entrepiso y la rotación en la base de una columna viene dada por:

$$\Delta_y = \varphi_y \frac{l_c^2}{6} \quad (4.28)$$

donde; Δ_y es el desplazamiento cedente, φ_y es la curvatura de cedencia y l_c es la altura de entrepiso.

Finalmente se puede concluir que la ductilidad del material es mayor que la ductilidad a la curvatura la cual es mayor a la ductilidad a la rotación y que a su vez esta es mayor que la ductilidad al desplazamiento.

$$\mu_\varepsilon > \mu_\varphi > \mu_\theta > \mu_\Delta \quad (4.29)$$

4.2.3.5. Rótulas plásticas

Según Aguiar (2015), la rótula plástica de un elemento de concreto reforzado se define como el punto en el que la sección no es capaz de absorber más momento flector, por lo cual la misma únicamente empieza a rotar. Por otra parte Escamilla García (2010), define la rótula o articulación plástica como una concentración de daño en un punto o sección de un elemento.

Las rótulas plásticas dentro de un elemento de concreto reforzado se inician cuando dicho elemento alcanza el momento de fluencia y comienza su incursión en el rango inelástico. Las articulaciones o rótulas plásticas se presentan generalmente en los extremos de un elemento estructural, ya que es en estas zonas donde se produce el mayor daño por la alta demanda de esfuerzos internos. La simulación este tipo de comportamiento se utiliza modelos de plasticidad como el de rigidez inicial, rigidez constante, rigidez escalonada y plasticidad concentrada.

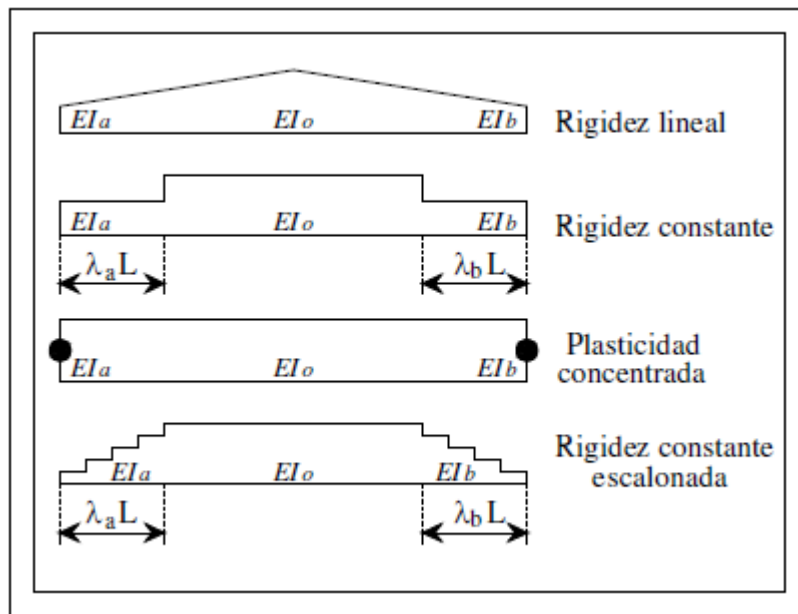


Figura 10. Modelos de plasticidad existentes (Escamilla García, 2010).

En las siguientes tablas se muestran los criterios de aceptación numérica para las rotaciones de las rótulas plásticas en elementos de concreto reforzado de acuerdo con ASCE/SEI 41-13.

Tabla 1. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales – vigas de concreto reforzado (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		Performance Level		
					IO	LS	CP	
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
ρ_{bal}								
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTA: f'_c en unidades lb/in² (MPa).

^aLos valores entre los enumerados en la tabla deben determinarse mediante interpolación lineal.

^bCuando ocurra más de una de las condiciones i, ii, iii y iv para un componente dado, use el valor numérico mínimo apropiado de la tabla.

“C” y “NC” son abreviaturas para refuerzo transversal conforme y no conforme, respectivamente. El refuerzo transversal es conforme si, dentro de la región de la rótula plástica de flexión, los aros están espaciado a $\leq d/3$, y si, para componentes de demanda de ductilidad moderada y alta, la resistencia proporcionada por los aros (V_s) es al menos 3/4 del cortante de diseño. De lo contrario, el refuerzo transversal se considera no conforme.

^d V es la fuerza cortante de diseño NSP o NDP.

Tabla 2. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales – columnas de concreto reforzado (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Conditions		Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
		Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
		a	b		Performance Level		
					IO	LS	CP
Condition i.^b							
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii.^b							
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.^b							
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$						
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^b							
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$						
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTA: f'_c en unidades lb/in² (MPa).

^aLos valores entre los enumerados en la tabla deben determinarse mediante interpolación lineal.

^bConsulte la Sección 10.4.2.2.2 del ASCE 41-13 para conocer la definición de las condiciones i, ii y iii. Se considera que las columnas están controladas por un desarrollo inadecuado o empalmes donde la tensión del acero calculada en el empalme excede la tensión del acero especificada por la Ec. (10-2) del ASCE 4-13. Cuando ocurra más de una de las condiciones i, ii, iii y iv para un componente dado, utilice el valor numérico mínimo apropiado de la tabla.

^cCuando $P > 0,7A_g f'_c$, los ángulos de rotación plástica deben tomarse como cero para todos los niveles de desempeño, a menos que la columna tenga un refuerzo transversal que consista en aros con ganchos de 135 grados espaciados a $\leq d/3$ y la resistencia proporcionada por los aros (V_s)

es al menos 3/4 del cortante de diseño. La carga axial P debe basarse en las cargas axiales máximas esperadas causadas por las cargas de gravedad y sísmicas.

^d V es la fuerza cortante de diseño NSP o NDP.

Tabla 3. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales – muros de cortante R/C y componentes asociados controlados por flexión (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation* (radians)		
			a	b		Performance Level		
					c	IO	LS	CP
i. Shear walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w t_w f_c'}$	$\frac{V}{t_w t_w \sqrt{f_c'}}$	Confined Boundary ^b	0.015					
≤ 0.1	≤ 4	Yes	0.010	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.009	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 4	Yes	0.005	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.008	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 4	No	0.006	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	No	0.003	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 4	No	0.002	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004
ii. Shear wall coupling beams ^c								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ^d				$\frac{V}{t_w t_w \sqrt{f_c'}}$				
				0.050				
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3		0.025	0.040	0.75	0.010	0.025	0.050
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≥ 6		0.020	0.035	0.50	0.005	0.020	0.040
Diagonal reinforcement	NA		0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050

^aSe permitirá la interpolación lineal entre los valores enumerados en la tabla.

^bUn elemento de contorno se considerará confinado cuando el refuerzo transversal exceda el 75% de los requisitos dados en ACI 318 y el espaciamiento del refuerzo transversal no exceda los $8d_b$. Se permitirá tomar los parámetros de modelado y los criterios de aceptación como el 80% de los valores confinados cuando los elementos de contorno tengan al menos el 50% de los requisitos dados en ACI 318 y el espaciamiento del refuerzo transversal no exceda los $8d_b$. De lo contrario, los elementos de contorno se considerarán no confinados.

^cPara vigas de acoplamiento que se extienden < 8 pies 0 pulgadas, con refuerzo inferior continuo en los muros de soporte, se permitirá que los valores de los criterios de aceptación se dupliquen para el desempeño LS y CP.

^dEl refuerzo longitudinal convencional consiste en acero superior e inferior paralelo al eje longitudinal de la viga de acoplamiento. El refuerzo transversal de conformación consiste en (a) estribos cerrados en toda la longitud de la viga de acoplamiento con un espaciamiento $\leq d/3$, y (b) resistencia de los estribos cerrados $V_s \geq 3/4$ de la resistencia al cortante requerida de la viga de acoplamiento.

Tabla 4. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales – muros de cortante R/C y componentes asociados controlados por cortante (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Conditions	Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians) ^a			Strength Ratio		Acceptable Total Drift (%) or Chord Rotation (radians) ^a		
	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>g</i>	<i>c</i>	<i>f</i>	Performance Level		
						IO	LS	CP
i. Shear walls and wall segments ^b								
$\frac{(A_x - A'_x)f_y + P}{t_w t_w f'_c} \leq 0.05$	1.0	2.0	0.4	0.20	0.6	0.40	1.5	2.0
$\frac{(A_x - A'_x)f_y + P}{t_w t_w f'_c} > 0.05$	0.75	1.0	0.4	0.0	0.6	0.40	0.75	1.0
ii. Shear wall coupling beams ^c								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ^d								
	$\frac{V}{t_w t_w \sqrt{f'_c}}$							
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3	0.02	0.030	0.60		0.006	0.020	0.030
	≥ 6	0.016	0.024	0.30		0.005	0.016	0.024
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤ 3	0.012	0.025	0.40		0.006	0.010	0.020
	≥ 6	0.008	0.014	0.20		0.004	0.007	0.012

^aPara muros de cortante y segmentos de muro, use deriva; para acoplar vigas, utilice la rotación acorde; consulte las Figuras 10-5 y 10-6 del ASCE 41-13.

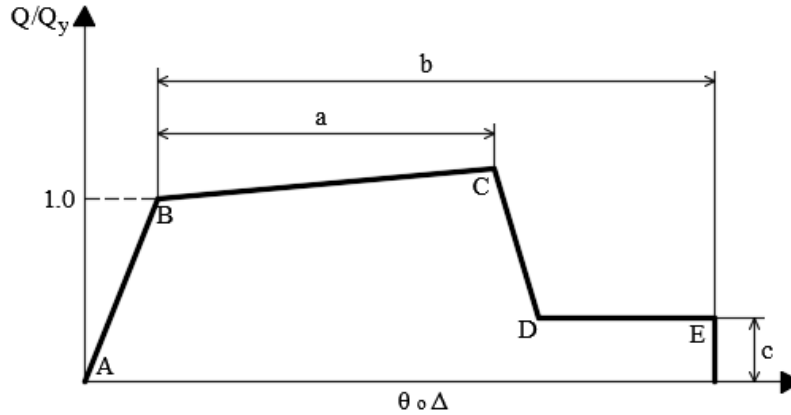
^bPara muros de cortante y segmentos de muro donde el comportamiento inelástico está gobernado por cortante, la carga axial sobre el miembro debe ser $\leq 0.15A_g f'_c$; de lo contrario, el miembro debe tratarse como un componente de fuerza controlada.

^cPara vigas de acoplamiento que se extienden < 8 pies 0 pulgadas, con refuerzo inferior continuo en los muros de soporte, se permitirá que los valores de los criterios de aceptación se dupliquen para el desempeño LS y CP.

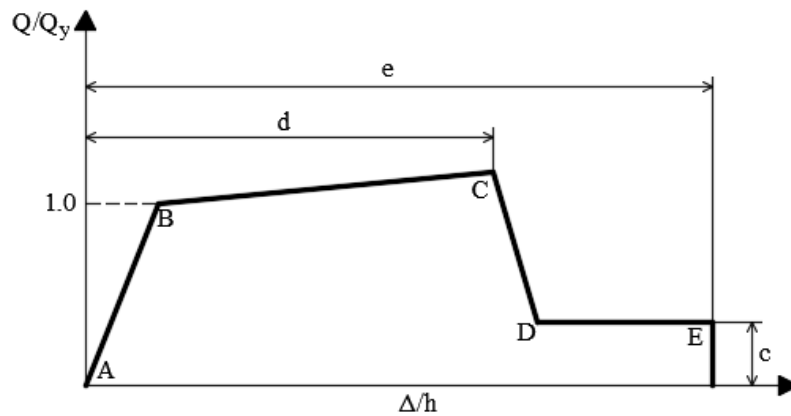
^dEl refuerzo longitudinal convencional consiste en acero superior e inferior paralelo al eje longitudinal de la viga de acoplamiento. El refuerzo transversal de conformación consiste en (a) estribos cerrados en toda la longitud de la viga de acoplamiento con un espaciamiento $\leq d/3$, y (b)

resistencia de los estribos cerrados $V_s \geq 3/4$ de la resistencia al cortante requerida de la viga de acoplamiento.

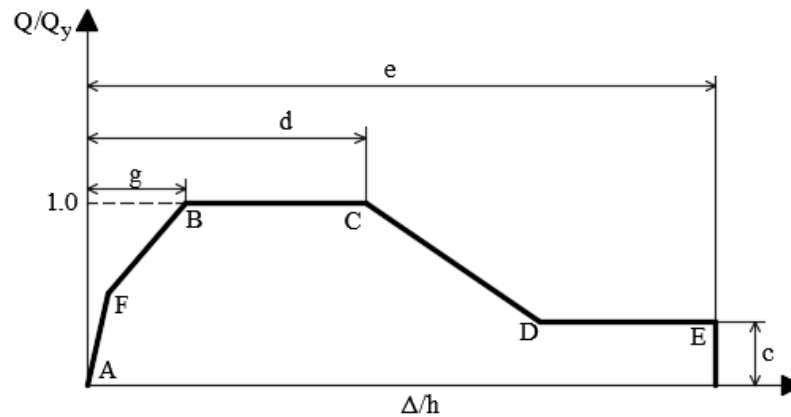
En la figura 11 se puede observar la respuesta a flexión o la respuesta a tensión de un elemento.



(a) Deformación



(b) Relación de deformación



(c) Respuesta trilineal - Relación de deformación

Figura 11. Relación fuerza-deformación generalizada para elementos o componentes de concreto. Adaptada (ASCE/SEI 41-13, 2014).

4.2.3.6. Análisis estático no lineal o análisis pushover

El procedimiento del análisis estático no lineal o análisis pushover utiliza una serie de análisis elásticos secuenciales que se superponen con el objetivo de generar la curva de capacidad de la estructura, dicha curva de capacidad, relaciona el cortante basal (V_s) de la estructura con el desplazamiento (δ) de la misma a nivel de cubierta.

La curva de capacidad de la estructura depende de la resistencia y deformación máxima de cada uno de sus elementos estructurales más allá del límite elástico. La curva de capacidad tiene como principal objetivo representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura teniendo como premisa que es este modo el que representa la respuesta predominante de la misma para estructuras donde el periodo de vibración es inferior a 1 segundo; para estructuras con periodos de vibración más altos se deben considerar los modos superiores de vibración, por lo cual el patrón de carga lateral de la estructura se puede determinar mediante el Método de Combinación Cuadrática Completa (Complete Quadratic Combination - CQC).

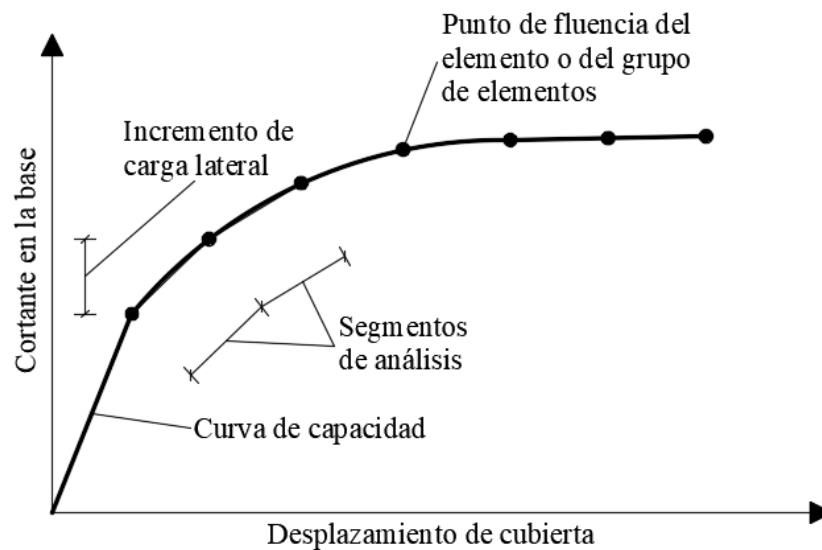


Figura 12. Curva de capacidad. Adaptada (ATC 40, 1996).

En el análisis estático no lineal se establece la aplicación de un patrón de carga lateral a la estructura la cual va creciendo monótonicamente hasta que el punto de control de cubierta alcance el máximo desplazamiento especificado o hasta que la estructura llegue al colapso. Dentro del

modelo matemático se deben incorporar el comportamiento no lineal de los materiales, de los elementos y de la estructura en todo su conjunto.

A cada elemento estructural se le deben asignar las respectivas rótulas plásticas de acuerdo a su tipo de falla, las cuales indican para los mismos cuales son su capacidad cedente y última en términos de curvatura, rotación o desplazamiento. Las rótulas que van apareciendo gradualmente en cada paso del análisis, deja en evidencia la incursión en el rango inelástico y la inminente degradación de rigidez progresiva que van sufriendo los elementos y por ende la estructura con la aplicación creciente del patrón de carga lateral invertido; además con la degradación de rigidez es notorio el mecanismo de falla ya sea, frágil o dúctil que se produce en la estructura.

Para el cálculo del patrón de carga lateral se pueden emplear alguno de los siguientes métodos:

- Distribución vertical del patrón de carga lateral proporcional a la forma del modo de vibración fundamental de la estructura bajo la dirección considerada.
- Distribución vertical del patrón de carga lateral en cada piso proporcional a la masa total de cada uno de ellos.
- Distribución vertical del patrón de carga lateral proporcional a la distribución de fuerzas de cada piso; estas fuerzas son calculadas al combinar las respuestas modales de un análisis espectral de la estructura, incluyendo tantos modos de vibración de tal manera que se garantice el 90% de participación de masas de toda la estructura. Esta distribución se utiliza cuando el periodo de vibración de la estructura es mayor a 1 segundo.
- Distribución vertical del patrón de carga lateral proporcional al factor de distribución vertical de carga lateral C_{vx} a masa total de cada uno de ellos; este método es válido cuando el factor de masa participativa del modo fundamental de vibración de la estructura es mayor o igual al 75%. El valor del factor C_{vx} se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (4.30)$$

donde, w_x y w_i es la porción del peso total de la estructura en el nivel x e i respectivamente, h_x y h_i es la altura del nivel x e i respectivamente medida desde la

base de la estructura, k es el exponente relacionado con el periodo fundamental T de la estructura y que se calcula de la siguiente manera:

- Para $T \leq 0.5$ segundos

$$k = 1 \quad (4.31)$$

- Para $0.5 \text{ segundos} < T \leq 2.5 \text{ segundos}$

$$k = 0.75 + 0.5T \quad (4.32)$$

- Para $T > 2.5$ segundos

$$k = 2 \quad (4.33)$$

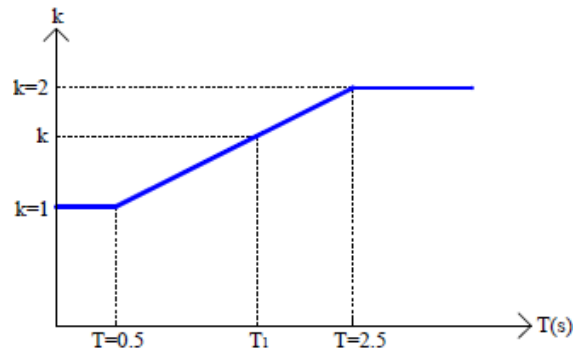


Figura 13. Factor k (Escamilla García & Ayala Milián, 2012).

Para Escamilla García & Ayala Milián (2012), un análisis de empuje lateral monótono creciente permite una identificación aproximada de los patrones de agrietamiento y de fluencia de una estructura hasta su colapso ante acciones de intensidad creciente, tal como se muestra en la siguiente figura.

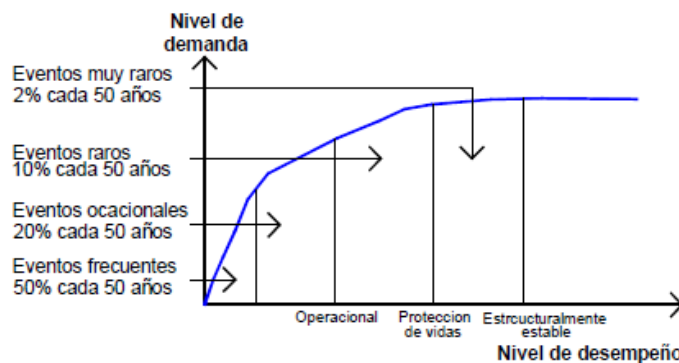


Figura 14. Curva de capacidad (Escamilla García & Ayala Milián, 2012).

5. METODOS PARA LA DETERMINACIÓN DEL PUNTO Y NIVEL DE DESEMPEÑO SISMICO

Los métodos para la determinación del punto y nivel de desempeño sísmico de una estructura, están enfocados en determinar la demanda de desplazamiento de la edificación cuando se encuentra bajo la acción de cargas sísmicas. El objetivo de estos métodos es determinar el desplazamiento máximo que experimenta la estructura ante un nivel de amenaza sísmico determinado.

Los principales métodos utilizados para este tipo de estudio son el Método de Los Coeficientes de Desplazamiento y el Método del Espectro de Capacidad.

5.1. Método de los coeficientes de desplazamiento

Este método fue originalmente formulado en FEMA 356, posteriormente mejorado por FEMA 440 y finalmente adoptado por ASCE/SEI 41-13. De acuerdo con FEMA 440, el método de los coeficientes de desplazamiento modifica la respuesta elástica lineal con los coeficientes de C_0 a C_3 , lo cual genera una estimación del desplazamiento máximo global elástico e inelástico de la estructura; dicho desplazamiento es el también conocido como desplazamiento objetivo. El proceso de cálculo y demás se inicia con la obtención de la curva de capacidad de la estructura; posteriormente se obtiene un periodo efectivo T_e el cual se determina a partir del periodo fundamental T_i mediante un procedimiento gráfico que tiene en cuenta la pérdida de rigidez en la zona de transición de comportamiento elástico a inelástico. El periodo efectivo representa la rigidez lineal de un sistema de un grado de libertad (SDOF) equivalente. Este método estima el punto de desempeño de la estructura mediante un procedimiento numérico directo, el cual considera unos coeficientes C_0 , C_1 , C_2 y C_3 , los cuales modifican el desplazamiento espectral correspondiente al periodo fundamental efectivo, teniendo en cuenta el desplazamiento máximo probable de cubierta, los efectos de degradación de rigidez, la pérdida de resistencia y el estrangulamiento de ciclos de histéresis y el incremento del desplazamiento producido por los efectos de segundo orden.

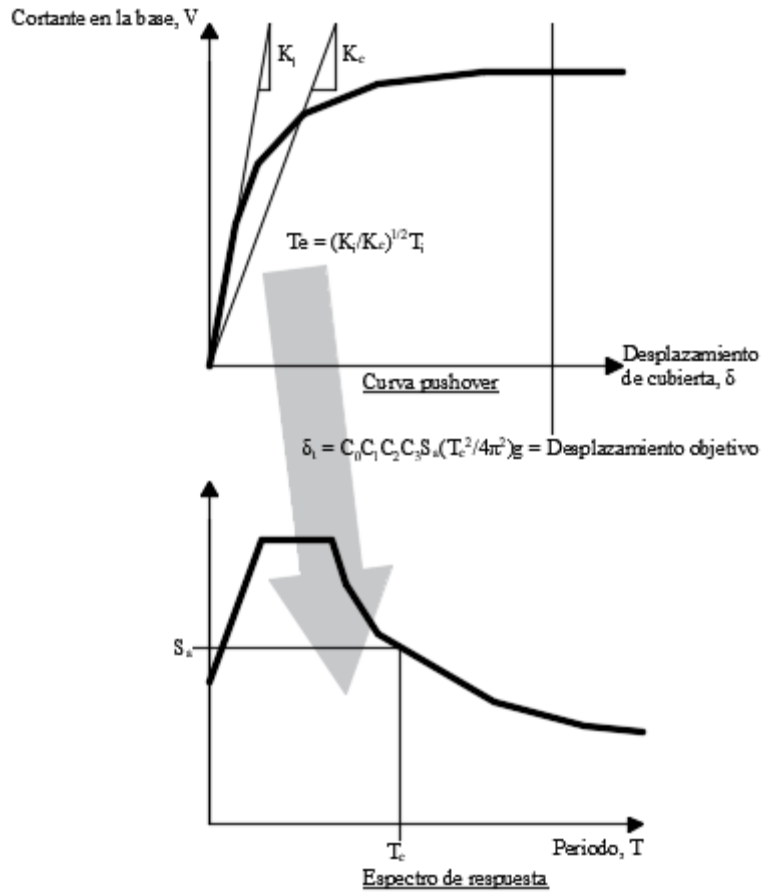


Figura 15. Ilustración esquemática del proceso mediante el cual se usa el Método del Coeficiente de modificación de (según FEMA 356) para estimar el desplazamiento objetivo para un espectro de respuesta y un periodo efectivo dados, T_e . Adaptada (FEMA 440, 2005).

El desplazamiento objetivo de acuerdo a la figura 15 se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (5.1)$$

donde, C_0 es el factor de forma (factor de participación del primer modo) el cual convierte el desplazamiento espectral en el desplazamiento en la cubierta, C_1 es la relación entre el desplazamiento esperado (elástico más inelástico) de un oscilador bilineal inelástico y el desplazamiento de un oscilador lineal, C_2 representa el efecto de pellizco en la relación carga-deformación debido a la degradación de la rigidez y la resistencia, C_3 se ajusta a los efectos de no

linealidad geométrica de segundo orden (P-Δ), S_a es la aceleración del espectro de respuesta, T_e el periodo efectivo y g es la aceleración debida a la gravedad.

Además se tiene que los coeficientes C_0 , C_1 , C_2 y C_3 se pueden tomar de las siguientes tablas o calcular mediante las siguientes expresiones según corresponda.

Tabla 5. Valores para el Factor de Modificación C_0^1 (FEMA 356, 2000).

Número de Pisos	Edificios de Cortante ²		Otros Edificios
	Patrón de Carga Triangular (1.1, 1.2, 1.3)	Patrón de Carga Uniforme (2.1)	Algún Patrón de Carga
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

¹ Se utilizará interpolación lineal para calcular los valores intermedios.

² Edificios en los que, en todos los pisos, la deriva de entrepiso disminuye al aumentar la altura.

$$C_1 = 1 \text{ para } T_e \geq T_s \quad (5.2)$$

$$C_1 = \frac{1 + \frac{(R-1)T_s}{T_e}}{R} \text{ para } T_e < T_s \quad (5.3)$$

Sin embargo los valores de C_1 no deben ser mayores a:

$$C_1 = 1.5 \text{ para } T_e < 0.1s \quad (5.4)$$

$$C_1 = 1 \text{ para } T_e \geq T_s \quad (5.5)$$

donde, T_s es el periodo característico del espectro de respuesta y R es la relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de límite elástico y se calcula así:

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (5.6)$$

donde, S_a es la aceleración del espectro de respuesta, V_y es el cortante de fluencia calculado mediante el análisis estático no lineal, W es el peso sísmico efectivo y C_m es el factor de masa efectiva que puede ser tomado de la siguiente tabla.

Tabla 6. Valores para el Factor de Masa Efectiva C_m^1 (FEMA 356, 2000).

No. de Pisos	Pórtico de Concreto a Momento	Muro de Concreto a Cortante	Viga de Acoplamiento	Pórtico de Acero a Momento	Pórtico de Acero con Arriostramiento Concéntrico	Pórtico de Acero con Arriostramiento Excéntrico	Otro
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 o más	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

¹ C_m se tomará como 1.0 si el periodo fundamental, T , es mayor que 1.0 segundos.

Tabla 7. Valores para el Factor de Modificación C_2 (FEMA 356, 2000).

Nivel de Desempeño Estructural	$T \leq 0.7$ Segundos ³		$T \geq T_s$ segundos ³	
	Pórtico Tipo 1 ¹	Pórtico Tipo 2 ²	Pórtico Tipo 1 ¹	Pórtico Tipo 2 ²
Ocupación Inmediata	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad de Vida	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención de Colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

¹ Estructuras en las que más del 30% del cortante de piso en cualquier nivel es resistido por cualquier combinación de los siguientes componentes, elementos o pórticos: pórticos ordinarios resistentes a momento, pórticos con arriostramiento concéntrico, pórticos con conexiones parcialmente restringidas, solo tirantes de tensión, muros de mampostería no reforzada, cortante crítico, pilares y enjutas de hormigón armado o mampostería.

² Todos los pórticos que no se encuentran dentro de los Pórticos Tipo 1.

³ Se utilizará interpolación lineal para los valores intermedios de T .

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{3/2}}{T_e} \quad (5.7)$$

donde, α es la relación entre la rigidez de postfluencia y la rigidez efectiva elástica.

5.2. Método del espectro de capacidad

Este método originalmente propuesto por Freeman en 1975, fue adoptado por ATC 40 y posteriormente mejorado por FEMA 440, constituye un procedimiento adecuado para determinar el punto de desempeño de una estructura cuando está sometida a la acción de cargas sísmicas.

El supuesto básico de este método es que la deformación inelástica máxima de un sistema SDOF no lineal se puede aproximar a partir de la deformación máxima de un sistema SDOF elástico lineal. El proceso se inicia con la generación de una relación fuerza-deformación de la estructura, donde los resultados están graficados en formato ADRS tal como se puede observar en la figura 16.

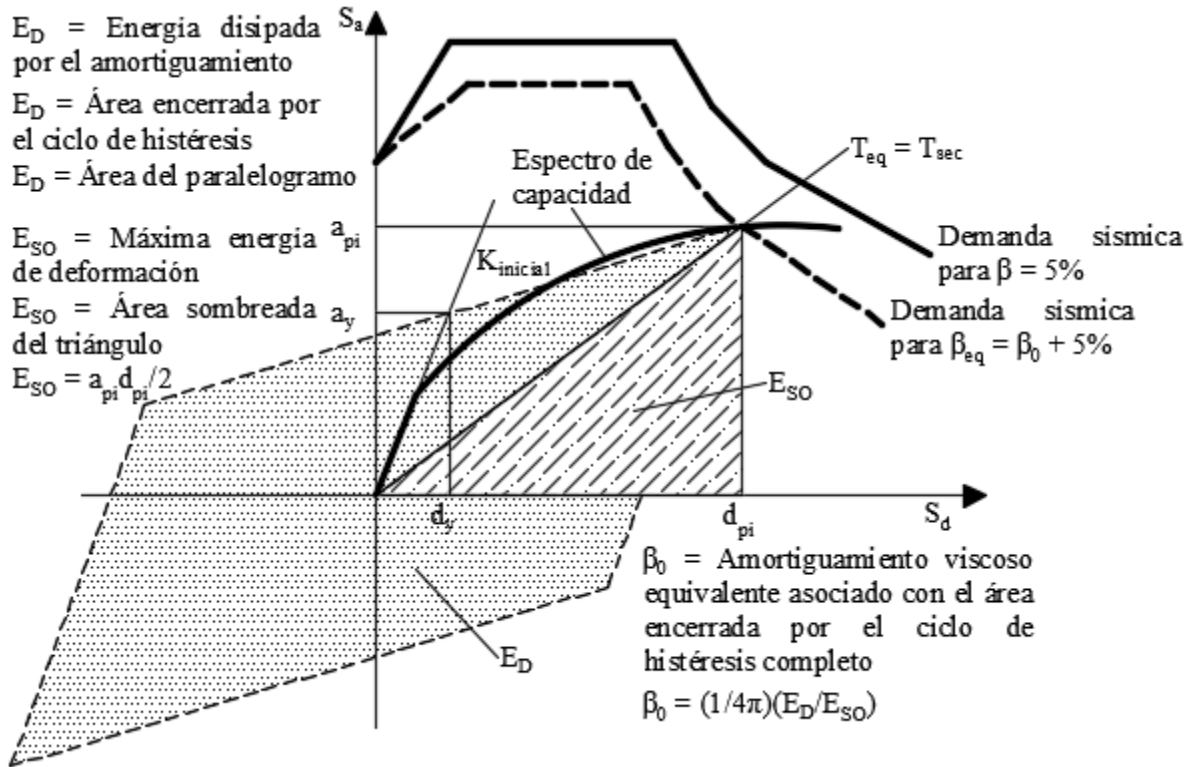


Figura 16. Representación gráfica del Método del Espectro de Capacidad de linealización equivalente, como se presenta en ATC-40. Adaptada (FEMA 440, 2005).

La conversión de la curva de capacidad al formato ADRS se hace usando las propiedades dinámicas del sistema, de igual manera el espectro de demanda sísmica se debe convertir al formato anteriormente mencionado y dentro del cual los periodos se representan mediante lineales radiales que emanan desde el origen.

De acuerdo con ATC 40, el punto de desempeño debe satisfacer las siguientes condiciones:

- El punto debe estar en la curva del espectro de capacidad para representar la estructura en un desplazamiento dado.

- El punto debe estar en una demanda espectral, reducida de la elástica, el espectro de diseño amortiguado al 5%, lo cual representa la demanda no lineal en el desplazamiento estructural.

Dentro de esta metodología, los factores de reducción espectral se dan en términos de amortiguamiento efectivo. Por otra parte este método supone que el amortiguamiento equivalente del sistema es proporcional al área encerrada por la curva de capacidad de la figura 16; además se supone que el período equivalente, T_{eq} , es el período secante en el que la demanda del movimiento sísmico del suelo, reducida para el amortiguamiento equivalente, interseca la curva de capacidad. Dado que el período equivalente y el amortiguamiento son función del desplazamiento, la solución para determinar el punto de desempeño se hace de manera iterativa. ATC 40 determina unos límites al amortiguamiento equivalente que tienen en cuenta la degradación de resistencia y rigidez.

Para el empleo del método del espectro de capacidad es necesario convertir tanto el espectro de demanda como la curva de capacidad a coordenadas en función de aceleraciones y desplazamientos espectrales ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra), dentro del formato ADRS cada punto de la curva del espectro de respuesta tiene asociada una aceleración espectral única S_a , velocidad espectral S_v , desplazamiento espectral S_d y un periodo T . Dicha conversión se hace mediante las siguientes expresiones:

- Conversión del espectro de demanda; para convertir un espectro de respuesta del formato S_a vs T al formato ADRS se requiere determinar un valor S_{di} para cada punto de la curva S_{ai} , T_i . Esta conversión se realiza a través de la siguiente ecuación:

$$S_d = \frac{S_a T^2}{4\pi^2} g \quad (5.8)$$

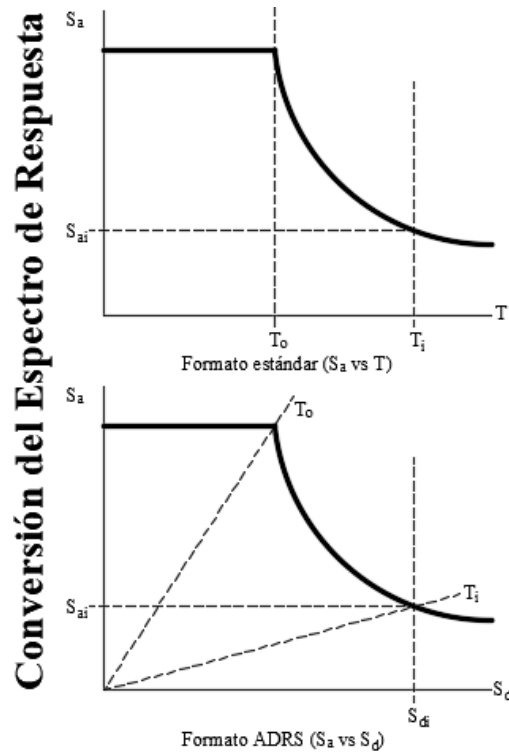


Figura 17. Espectro de respuesta en formato estándar y en formato ADRS. Adaptada (ATC 40, 1996)

El espectro de respuesta de demanda sísmica estándar contiene un rango de aceleración espectral constante y un segundo rango de velocidad espectral constante. La aceleración y el desplazamiento espectral en el periodo T_i , están dados por:

$$S_{ai}g = \frac{2\pi}{T_i} S_v \quad (5.9)$$

$$S_{di} = \frac{T_i}{2\pi} S_v \quad (5.10)$$

- Conversión de la curva de capacidad; en este caso se hace una conversión punto a punto de dicha curva al formato de coordenadas espectrales ADRS. Cualquier punto V_i, Δ_{roof} en la curva de capacidad se convierte al punto correspondiente S_{ai}, S_{di} mediante las siguientes ecuaciones:

$$S_{ai} = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (5.11)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{1,roof}} \quad (5.12)$$

donde, V es el cortante en la base, W es el peso sísmico de la estructura, α_I es el coeficiente de masa modal para el primer modo natural y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i / g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g]} \quad (5.13)$$

donde, N es el nivel N que es el más alto en la porción principal de la estructura, w_i/g es la masa asignada al nivel i y ϕ_{i1} es la amplitud para el modo I del nivel i .

Δ_{roof} es el desplazamiento de cubierta, PF_1 factor de participación modal para el primer modo natural y se calcula de la siguiente manera:

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad (5.14)$$

y $\phi_{1,roof}$ es la amplitud del nivel de cubierta para el primer modo.

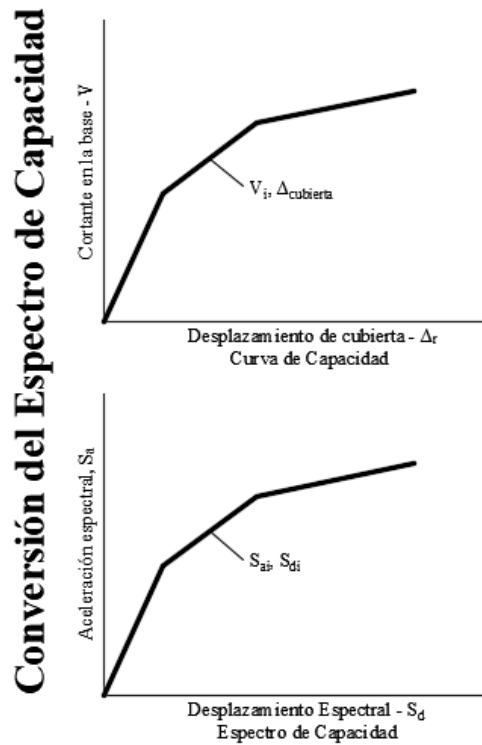


Figura 18. Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad (formato ADRS).

Adaptada (ATC 40, 1996)

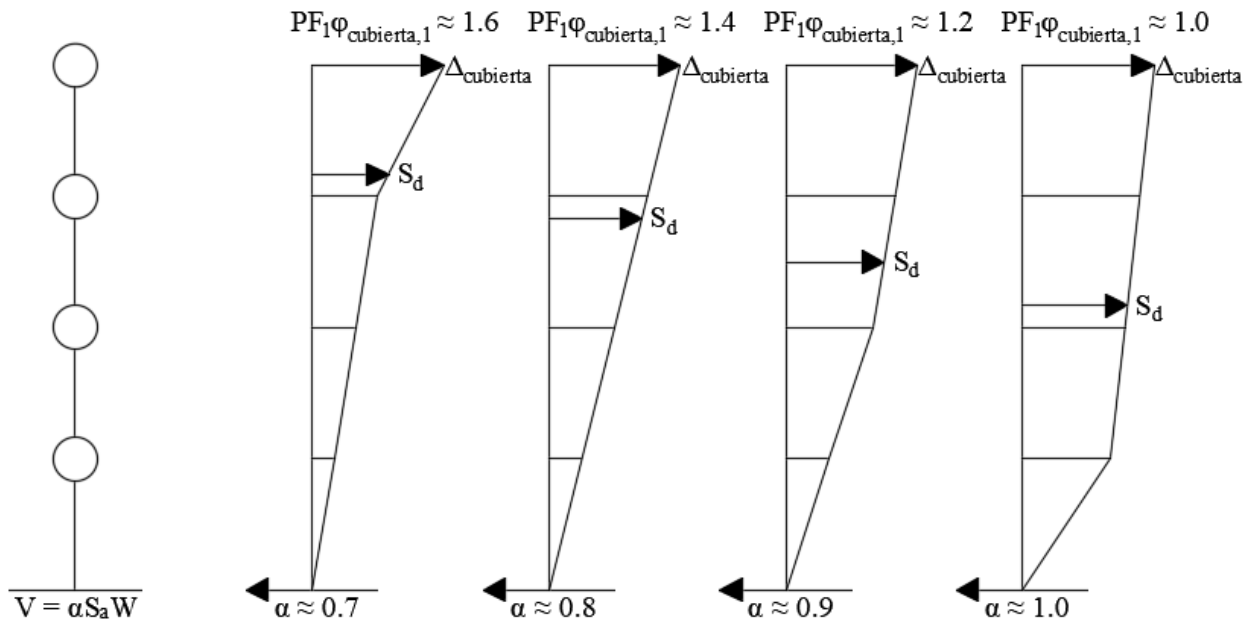


Figura 19. Ejemplo de Factores de Participación Modal y Coeficientes de Masa Modal.
Adaptada (ATC 40, 1996)

Es necesaria la representación bilineal del espectro de capacidad para estimar el amortiguamiento efectivo y adecuada reducción del espectro de demanda. Dicha representación requiere de la definición de un punto a_{pi} , d_{pi} como el de la figura 16.

El amortiguamiento en el rango inelástico de una estructura cuando está bajo la acción de cargas sísmicas, puede verse como la combinación del amortiguamiento viscoso propio de la estructura y el amortiguamiento histerético.

El amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} de la estructura se puede asociar con el desplazamiento máximo d_{pi} y puede ser estimado mediante la siguiente expresión.

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (5.15)$$

donde, 0.05 es el 5% del amortiguamiento viscoso propio de la estructura y β_0 es el amortiguamiento histerético representado como amortiguamiento viscoso equivalente y se calcula de la siguiente manera.

$$\beta_0 = \frac{1}{\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (5.16)$$

donde, E_D es la energía disipada por el amortiguamiento y E_{So} es la máxima energía de deformación y se calculan mediante las siguientes expresiones respectivamente.

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (5.17)$$

$$E_{So} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} \quad (5.18)$$

De acuerdo a lo anterior la expresión para calcular β_0 será:

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (5.19)$$

Por lo tanto la expresión final para calcular β_{eq} viene dada de la siguiente manera:

$$\beta_{eq} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (5.20)$$

Sin embargo la ecuación 53 puede ser escrita de la siguiente manera para el amortiguamiento viscoso efectivo.

$$\beta_{eff} = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (5.21)$$

donde, β_{eff} es el amortiguamiento viscoso efectivo y k es un factor introducido que depende del comportamiento estructural de la edificación de acuerdo a la siguiente tabla.

Tabla 8. Valores para el Factor de Modificación de Amortiguamiento, k (ATC 40, 1996).

Tipo de Comportamiento Estructural ¹	β_0 (porcentaje)	k
Tipo A ²	≤ 16.25 > 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25 > 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

En la tabla anterior, el comportamiento tipo A representa estructuras con ciclos de histéresis estables, el comportamiento tipo B representa una reducción moderada de los ciclos de histéresis; y el comportamiento tipo C representa ciclos de histéresis deficientes.

El valor del amortiguamiento viscoso equivalente puede utilizarse para calcular los factores de reducción espectral usando las relaciones desarrolladas por Newmark y Hall en 1982. Tal como se puede observar en la figura 20, estos factores se usan para reducir el espectro de respuesta elástico con amortiguamiento del 5% a un espectro de respuesta reducido con un amortiguamiento mayor al 5% del amortiguamiento crítico.

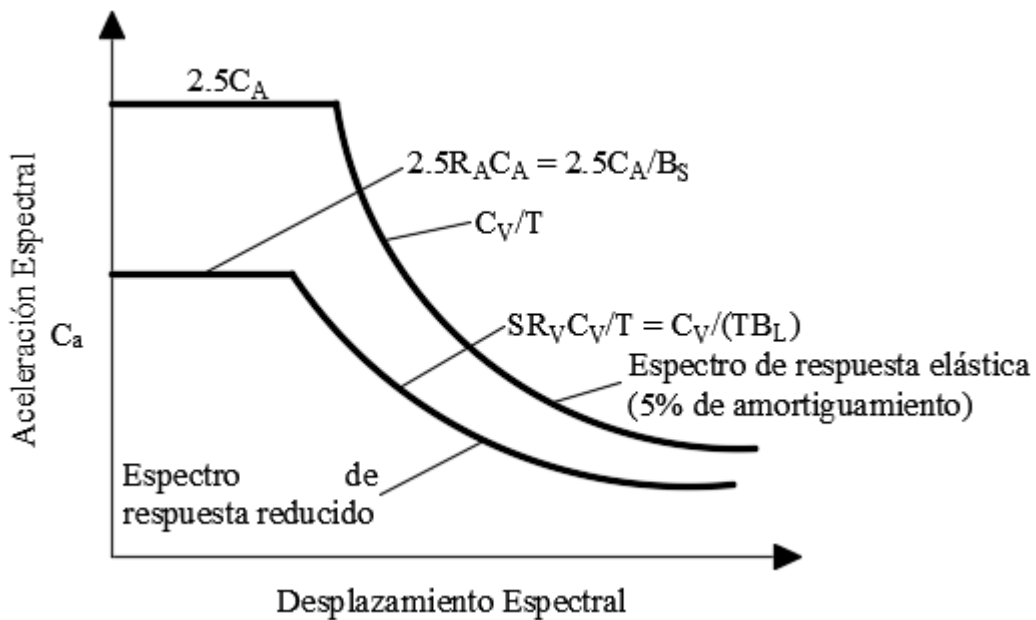


Figura 20. Espectro de Respuesta Reducido. Adaptada (ATC 40, 1996).

Las ecuaciones para determinar los factores de reducción SR_A y SR_V son las siguientes respectivamente.

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \quad (5.22)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \quad (5.23)$$

donde, SR_A es el factor de reducción en el rango de aceleración constante del espectro y SR_V es el factor de reducción en el rango de velocidad constante del espectro.

Sin embargo, los valores de SR_A y SR_V deben ser mayores o iguales a los de la tabla 9.

Tabla 9. Valores Mínicos Permitidos de SR_A y SR_V (ATC 40, 1996).

Tipo de Comportamiento Estructural ²	SR_A	SR_V
Tipo A ²	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

El Método del Espectro de Capacidad asocia en un solo gráfico tanto el espectro de capacidad como el espectro de demanda sísmica inicial y el espectro de demanda sísmica reducido tal como se puede observar en la Figura 21. El punto de intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda sísmica reducido nos permite determinar el punto de desempeño sísmico de la estructura y por ende el desplazamiento lateral máximo de la misma ante cargas sísmicas.

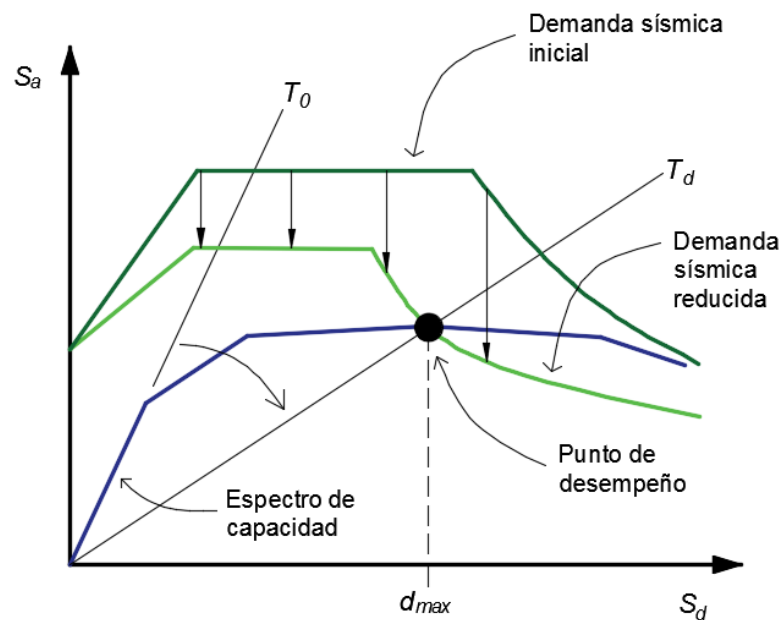


Figura 21. Representación gráfica del Método del Espectro de Capacidad.

5.3. Objetivos de desempeño

Un objetivo de desempeño se refiere al tipo de comportamiento que se espera tenga la estructura bajo la acción de cargas sísmicas, teniendo en cuenta inclusive el comportamiento de los elementos no estructurales presentes en ella. Un objetivo de desempeño se da con la

combinación del máximo daño permitido en la estructura y la amenaza sísmica identificada. Por otra parte, ASCE/SEI 41-13, define un objetivo de desempeño como una o más parejas de un nivel de riesgo sísmico seleccionado con un nivel de desempeño estructural objetivo y un nivel de desempeño no estructural objetivo.

En la figura 22 se puede observar la representación gráfica del tipo de desempeño estructural de una edificación con la frecuencia del sismo; en el eje horizontal se nota el incremento de daño hacia la derecha, mientras que en el eje vertical se puede ver como incrementa la intensidad del sismo en términos de frecuencias; además las líneas diagonales representan el los criterios de diseño que se pueden imponer sobre la estructura.



Figura 22. Objetivos de desempeño sugeridos por SEAOC (1995). Adaptada (Moehle, 2014).

Es importante que para las estructuras se defina el desempeño aceptable para los diferentes niveles de amenaza sísmica, dentro de las cuales se tengan en cuenta factores como ocupación, importancia, consideraciones de tipo económico, entre otras.

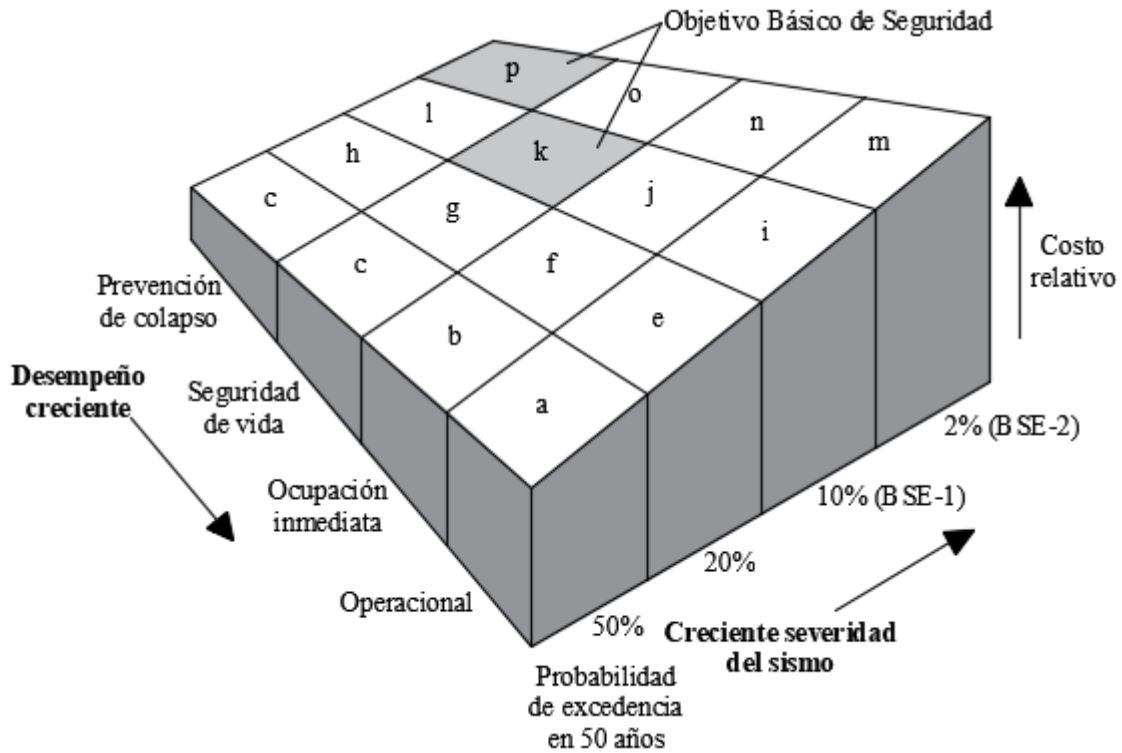


Figura 23. Superficie que muestra los costos relativos de varios objetivos de rehabilitación.

Adaptada (FEMA 274, 1997).

Por otra parte el ASCE/SEI 41-13 propone la siguiente tabla del objetivo de desempeño esperado en función del tipo de amenaza sísmica.

Tabla 10. Objetivos de desempeño (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Niveles de Objetivo de Desempeño de La Edificación				
Nivel de Riesgo Sísmico	Nivel de Desempeño Operacional (1-A)	Nivel de Desempeño de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Desempeño de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Desempeño de Prevención de Colapso (5-D)
50%/50 años	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 años)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 años)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCE _g)	m	n	o	p

NOTAS: Cada celda de la matriz anterior representa un objetivo de desempeño discreto.

Los Objetivos de Desempeño en la matriz anterior se pueden usar para representar los tres Objetivos de Desempeño específicos para un edificio estándar que se consideraran en la Categoría de Riesgo I y II, como sigue:

Objetivo Básico de Desempeño para Edificios Existentes (BPOE): g y l

Objetivos Mejorados: g e i, j, m, n, o, o p; l y e o f; g y l y a, o b; k, m, n o solo o.

Objetivos Límites: solo g; solo l; c, d, e, o f.

5.4. Niveles de desempeño

El nivel de desempeño de una estructura describe un estado de daño discreto; es decir, representa una condición límite establecida en función de tres aspectos fundamentales:

- Posibles daños sobre lo elementos estructurales y no estructurales.
- La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación.
- Funcionalidad de la estructura posterior al evento sísmico.

El Comité VISION 2000 ha establecido los siguientes niveles de desempeño estructural de acuerdo al nivel de sismo tal como se puede observar en la tabla 10; además, el Comité VISION 2000 también ha fijado un nivel de daño esperado en función del nivel de desempeño de la estructura como se puede ver en la tabla 11.

Tabla 11. Niveles de desempeño sísmico según el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995).

TIPO DE EDIFICACIÓN				NIVEL DE DESEMPEÑO SISMICO			
0. Desempeño inaceptable 1. Edificaciones básicas 2. Edificaciones esenciales 3. Edificaciones de alta seguridad							
SISMO	VIDA ÚTIL (Años)	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA (%)	PERIODO DE RETORNO (Años)	TOTALMENTE OPERACIONAL	OPERACIONAL	SEGURIDAD	COLAPSO
Frecuente	30	50	43	1	0	0	0
Ocasional	50	50	72	2	1	0	0
Raro	50	10	475	3	2	1	0
Muy Raro	100	10	970	0	3	2	1

De acuerdo con VISION 2000 los sismos de diseño son expresados en un intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia. El periodo de retorno T_R puede relacionarse con la probabilidad de excedencia p_e para un número específico de t años a través de la siguiente ecuación.

$$T_R = \frac{t}{\ln(1 - p_e)} \quad (5.24)$$

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - p_e)^{\frac{1}{t}}} \quad (5.25)$$

Tabla 12. Niveles de daño esperados en función del nivel de desempeño sísmico según el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995).

NIVEL DE DESEMPEÑO	NIVEL DE DAÑO	DESCRIPCIÓN DE LOS DAÑOS
Totalmente operacional	Despreciable	Daño estructural y no estructural despreciables o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Operacional	Leve	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en elementos arquitectónicos. Los sistemas de evacuación y seguridad funcionan con normalidad.
Seguridad	Moderado	Daño moderado en algunos elementos. Pérdida de rigidez y resistencia del sistema estructural de resistencia ante cargas sísmicas. La estructura permanece funcional. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar la edificación temporalmente.
Precolapso	Severo	Daños severos en elementos estructurales. Fallas presentes en elementos no estructurales. Puede ser necesaria la demolición de la estructura.
Colapso	Completo	Pérdida total o parcial de la estabilidad de la estructura, colapso parcial o total de la misma, además o es posible la rehabilitación o reparación de la estructura.

Según ATC 40 el nivel de desempeño describe una condición de daño límite que puede ser considerada como satisfactoria para un edificio y movimiento sísmico dados; la condición límite se determina por el daño que puede sufrir la estructura, la amenaza que representa para la vida de los ocupantes y por las condiciones de funcionalidad de la estructura después del sismo.

Por otra parte, ATC 40 ha propuesto unos niveles de desempeño tanto estructurales como no estructurales tal como se describen a continuación.

En ATC 40 se proponen unos niveles de desempeño esperados de acuerdo al movimiento sísmico, dichos niveles se relacionan en la siguiente tabla.

Tabla 13. Nivel de desempeño esperado (ATC 40, 1996).

DEFINICIÓN DE LOS OBJETIVOS DE DESEMPEÑO				
MOVIMIENTO SISMICO	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN			
	OPERACIONAL	OCUPACIÓN INMEDIATA	SEGURIDAD DE VIDA	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
Sismo de servicio (SE)				
Sismo de diseño (DE)			✓	
Sismo máximo (ME)				✓

Según ATC 40 la definición de los anteriores movimientos sísmicos es la siguiente:

Sismo de servicio (SE): se define probabilísticamente como el nivel de temblor del suelo que tiene un 50% de probabilidad de superarse en un período de 50 años. Este nivel de movimiento del suelo por un sismo suele ser aproximadamente 0,5 veces el nivel de movimiento del suelo del sismo de diseño. Presenta aproximadamente un periodo de retorno de 75 años.

Sismo de diseño (DE): se define probabilísticamente como el nivel de temblor del suelo que tiene un 10% de posibilidad de superarse en un período de 50 años. Presenta aproximadamente un periodo de retorno de 500 años.

Sismo máximo (ME): se define determinísticamente como el nivel máximo de temblor del suelo por sismo que se puede esperar en el sitio de construcción dentro del marco geológico cortado. Puede calcularse como el nivel de movimiento del suelo del sismo que tiene un 5% de probabilidad de ser superado en un período de tiempo de 50 años. Este nivel de movimiento del suelo es típicamente de 1,25 a 1,50 veces el nivel de movimiento del suelo del sismo de diseño. En términos probabilísticos, este sismo tiene un período de retorno de unos 1000 años, mientras que el Terremoto Máximo Considerado tiene un período de retorno de aproximadamente 2500 años (es decir, un movimiento del suelo con un 2% de probabilidad de superarse en 50 años).

- **Niveles de desempeño estructural;** dentro de estos niveles de desempeño es posible identificar tres niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad de vida y estabilidad estructural; los cuales pueden ser utilizados para definir criterios de carácter técnico dentro de la evaluación y rehabilitación de estructuras. Además, se establecen dos niveles intermedios: daño controlado y seguridad limitada, los cuales permiten discriminar de una manera más adecuada y útil el nivel de desempeño de la estructura.

En la siguiente tabla se describen los niveles de desempeño estructural propuestos por ATC 40.

Tabla 14. Niveles de desempeño estructural (ATC 40, 1996).

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESCRIPCIÓN
SP-1 OCUPACIÓN INMEDIATA	El estado de daño posterior al sismo en el que solo se han producido daños estructurales muy limitados. Los sistemas de resistencia vertical y lateral del edificio conservan casi todas sus características y capacidades previas al sismo. El riesgo de lesiones potencialmente mortales por fallas estructurales es insignificante y el edificio debe ser seguro para salidas, entradas y ocupaciones ilimitadas.
SP-2 DAÑO CONTROLADO	En realidad, este término no es un nivel específico, sino un rango de estados de daños posteriores al sismo que podrían variar desde SP-1, ocupación inmediata hasta SP-3, seguridad de vida. Proporciona un marcador de posición para muchas situaciones en las que puede ser deseable limitar el daño estructural más allá del nivel de seguridad humana, pero la ocupación no es el problema. Los ejemplos de control de daños incluyen la protección de características arquitectónicas importantes de edificios históricos o contenidos valiosos.
SP-3 SEGURIDAD DE VIDA	El estado de daño posterior al sismo en el que puede haber ocurrido un daño significativo en la estructura, pero en el que queda cierto margen contra el colapso estructural total o parcial. El nivel de daño es menor que el del nivel de estabilidad estructural. Los componentes estructurales principales no se han desprendido ni caído, lo que amenaza la seguridad de la vida dentro o fuera del edificio. Si bien pueden ocurrir lesiones durante el sismo, el riesgo de lesiones potencialmente mortales por daños estructurales es muy bajo. Se debe esperar que sea necesario realizar extensas reparaciones estructurales antes de la reocupación del edificio, aunque es posible que el daño no siempre sea económicamente reparable. Este nivel de desempeño estructural está destinado a ser menor que el nivel de desempeño esperado de los edificios nuevos que cumplen con el código.
SP-4 SEGURIDAD LIMITADA	En realidad, este término no es un nivel específico, sino un rango de estados de daños posteriores al sismo que son menores que SP-3, seguridad de vida y mayores que SP-5, estabilidad estructural. Proporciona una combinación de marcador de posición de un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural y están designados por la combinación de números y letras aplicables, como 1-A, 3-C, etc.
SP-5 ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	Este nivel es el estado límite de daño estructural posterior al sismo en el que el sistema estructural del edificio está a punto de sufrir un colapso parcial o total. Se ha producido un daño sustancial en la estructura, que potencialmente incluye una degradación significativa en la rigidez y resistencia del sistema de resistencia a carga lateral. Sin embargo, todos los componentes importantes del sistema de resistencia a carga gravitacional continúan soportando sus demandas. Aunque el edificio conserva su estabilidad general, puede existir un riesgo significativo de lesiones debido a peligros de caídas tanto dentro como fuera del edificio y las réplicas importantes pueden provocar un colapso. Se debe esperar que sea necesaria una reparación estructural importante antes de la reocupación. En los tipos de edificios de hormigón más antiguos, es muy probable que el daño no sea técnico o económicamente reparable. Los peligros de colapso no se previenen específicamente para alcanzar este nivel de desempeño. Por lo tanto, NP-E (no se considera en el desempeño no estructural) normalmente se combina con SP-5.
SP-6 NO CONSIDERADO	Este nivel no corresponde a un nivel de desempeño como tal, pero proporciona un marcador de posición para situaciones en las que solo se realiza una evaluación sísmica no estructural o una rehabilitación.

- **Niveles de desempeño no estructural;** dentro de estos niveles de desempeño se consideran cuatro niveles de desempeño los cuales corresponden a estados discretos de daño: operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida y riesgo reducido.

En la siguiente tabla se describen los niveles de desempeño no estructural propuestos por ATC 40.

Tabla 15. Niveles de desempeño no estructural (ATC 40, 1996).

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESCRIPCIÓN
NP-A OPERACIONAL	El estado de daño posterior al sismo en el que los elementos y sistemas no estructurales generalmente están en su lugar y son funcionales. Aunque se deben esperar pequeñas interrupciones y limpieza, todo el equipo y la maquinaria deben estar funcionando; Sin embargo, los servicios públicos externos, que pueden no estar disponibles debido a daños importantes fuera del sitio, deben tener una copia de seguridad local. Deben existir planes de contingencia para hacer frente a posibles dificultades con la comunicación externa, el transporte y la disponibilidad de suministros.
NP-B OCUPACIÓN INMEDIATA	El estado de daño posterior al sismo en el que los elementos y sistemas no estructurales se encuentran generalmente en su lugar. Se deben esperar pequeñas interrupciones y limpieza, particularmente debido a daños o cambio de contenido. Aunque el equipo y la maquinaria generalmente están anclados o reforzados, no se considera su capacidad para funcionar después de fuertes movimientos y pueden existir algunas limitaciones de uso o funcionalidad. Es posible que no se realice una copia de seguridad local de todas las utilidades externas. El estado de seguridad sísmica no debería verse afectado.
NP-C SEGURIDAD DE VIDA	Este estado de daño posterior al sismo podría incluir daños considerables a componentes y sistemas no estructurales, pero no debe incluir el colapso o la caída de elementos lo suficientemente pesados como para causar lesiones graves, ya sea dentro o fuera del edificio. Los peligros secundarios de roturas en las tuberías de extinción de incendios, tóxicos o de alta presión no deben estar presentes. Los sistemas, equipos y maquinaria no estructurales pueden no funcionar sin reemplazo o reparación. Si bien pueden ocurrir lesiones durante el sismo, el riesgo de lesiones potencialmente mortales por daños no estructurales es muy bajo.
NP-D RIESGO REDUCIDO	Este estado de daño posterior al sismo podría incluir daños extensos a componentes y sistemas no estructurales, pero no debe incluir el colapso o la caída de artículos grandes y pesados que podrían causar lesiones importantes a grupos de personas, como parapetos, paredes exteriores de mampostería, revestimientos o grandes y pesados techos. Si bien pueden ocurrir lesiones graves aisladas, el riesgo de fallas que podrían poner en riesgo a un gran número de personas dentro o fuera del edificio es muy bajo.
NP-E NO CONSIDERADO	Los elementos no estructurales, distintos de los que tienen un efecto sobre la respuesta estructural, no son evaluados.

Tabla 16. Combinaciones de niveles de desempeño estructural y no estructural para formar niveles de desempeño de edificaciones (ATC 40, 1996).

NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN						
NIVELES DE DESEMPEÑO NO ESTRUCTURAL	NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL					
	SP-1 OCUPACIÓN INMEDIATA	SP-2 DAÑO CONTROLADO (RANGO)	SP-3 SEGURIDAD DE VIDA	SP-4 SEGURIDAD LIMITADA (RANGO)	SP-5 ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	SP-6 NO CONSIDERADO
NP-A OPERACIONAL	1-A OPERACIONAL	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B OCUPACIÓN INMEDIATA	1-B OCUPACIÓN INMEDIATA	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C SEGURIDAD DE VIDA	1-C	2-C	3-C SEGURIDAD DE VIDA	4-C	5-C	6-C
NP-D RIESGO REDUCIDO	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E NO CONSIDERADO	NR	NR	3-E	4-E	5-E ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	NO APLICABLE

Leyenda

	Niveles de desempeño de edificios comúnmente referenciados (SP-NP)
	Otras posibles combinaciones de SP-NP
	Combinaciones no recomendadas de SP-NP

En la siguiente tabla según ASCE/SEI 41-13, se pueden establecer los niveles de desempeño de acuerdo al periodo de retorno del peligro sísmico.

Tabla 17. Nivel de desempeño sísmico de acuerdo al periodo de retorno del peligro sísmico (ASCE/SEI 41-13, 2014).

PERIODO DE RETORNO DEL PELIGRO SISMICO (AÑOS)	NIVEL DE DESEMPEÑO SISMICO			
	OPERACIONAL	OCUPACIÓN INMEDIATA	SEGURIDAD DE VIDA	CERCA AL COLAPSO
72	a	b	c	d
255	e	f	g	h
475	i	j	k	l
2475	m	n	o	p

5.5. Verificación del nivel de desempeño sísmico

Para la verificación del nivel de desempeño sísmico de una estructura, se debe tener en cuenta la respuesta de la misma una vez realizado un análisis estático no lineal. Para ello es necesario

comparar dicha respuesta a partir del análisis estático no lineal y de demanda contra los valores máximos permisibles para cada nivel de desempeño. En las tablas 18 y 19 se aprecian los valores límites propuestos por ATC 40 y VISION 2000 respectivamente.

Tabla 18. Deformaciones límites (ATC 40, 1996).

Deriva Límite de Entrepiso	Nivel de Desempeño			
	Ocupación Inmediata	Control de Daño	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Deriva total máxima	0.01	0.01 – 0.02	0.02	$0.33 \frac{V_t}{P_t}$
Deriva inelástica máxima	0.005	0.005 – 0.015	sin límite	sin límite

Tabla 19. Valores límites de las derivas de piso correspondientes al nivel de desempeño sísmico según el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995).

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESCRIPCIÓN DEL DESEMPEÑO	DERIVA DE PISO (%)
Totalmente operacional	Servicio continuo, daño despreciable	< 0.2
Operacional	Seguridad para la ocupación, daño ligero, reparaciones para operaciones no esenciales	< 0.5
Seguridad de vida	Daño moderado, protección a la seguridad de vida, las reparaciones pueden ser posibles pero poco prácticas	< 1.5
Cerca al colapso	Daño severo, prevención de colapso, fallan elementos no estructurales	< 2.5
Colapso		> 2.5

Según ATC 40 la deriva total máxima se define como la deriva entre pisos en el desplazamiento del punto de desempeño. La deriva inelástica máxima se define como la parte de la deriva total máxima más allá del límite de fluencia efectivo. En la siguiente figura se muestra el desplazamiento de cubierta y la deriva correspondiente.

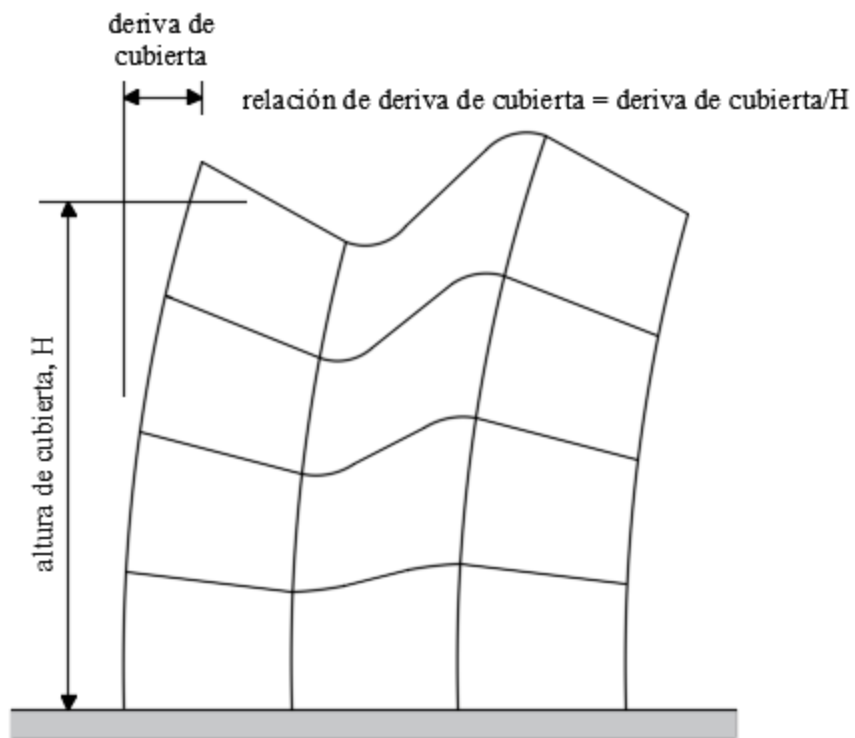


Figura 24. Deriva de cubierta y relación de deriva de cubierta. Adaptada (ATC 40, 1996).

En la curva de capacidad se pueden ver los niveles de desempeño tal como se muestra en la figura 34.

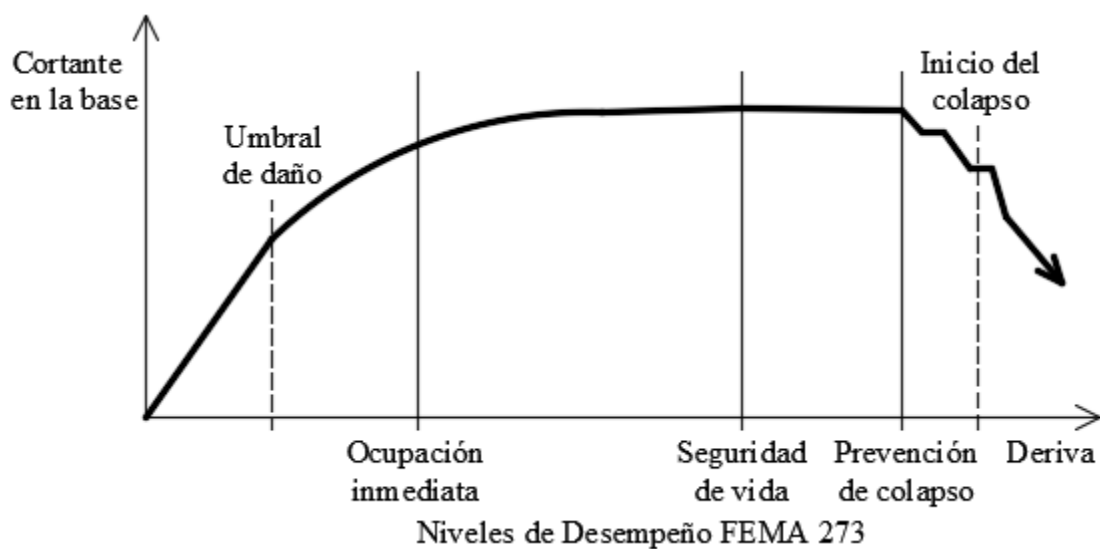


Figura 25. Visualización de los niveles de desempeño (Comunicación personal con R. Hamburger). Adaptada (Moehle, 2014).

Por otra parte se puede establecer una verificación del desempeño sísmico a partir del cálculo de los índices de daño asociados a los estados límites de acuerdo con la siguiente expresión:

$$D_P^{obj} = \frac{D_P}{D_C} = \frac{D_P \mu}{\mu - 1} = \frac{\mu \left(1 - \frac{K_P}{K_0}\right)}{\mu - 1}; \text{ para } 0 \leq D_P^{obj} \leq 1 \quad (5.26)$$

donde, K_P es la rigidez secante que corresponde a un punto P previo al colapso, K_0 es la rigidez inicial de la estructura y μ es la máxima ductilidad de desplazamiento.

De manera general, se puede usar la tabla 20 donde se aprecian las derivas máximas permitidas en referencia a la cubierta de la estructura para diferentes estados límite conforme al daño esperado.

Tabla 20. Derivas máximas permitidas según el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995).

ESTADO LÍMITE	DESCRIPCIÓN	PARÁMETRO (%)
Sin daño	Desplazamiento lateral para el cual no se presentan daños en los elementos secundarios o no estructurales.	$0.0 \leq \delta < 0.5$
De servicio	Presencia de daños en elementos no estructurales los cuales no requieren reparación inmediata para que la estructura continúe en funcionamiento.	$0.5 \leq \delta < 1.5$
Daños irreparables	Presencia de daños concentrado en algunos elementos estructurales y más extensivos en elementos no estructurales.	$1.5 \leq \delta < 2.5$
Daños extensos	Presencia de daños en varios elementos estructurales y daños severos en elementos no estructurales, sin embargo la estructura soporta cargas gravitacionales.	$2.5 \leq \delta < 3.0$
Prevención de colapso	La presencia de daños en elementos estructurales permite la presencia de un mecanismo cinemáticamente inestable y la estructura no tiene la capacidad de soportar cargas gravitacionales.	$3.0 \leq \delta; ID < 95$

6. ANÁLISIS SISMICO DE LOS EDIFICIOS

6.1. Información general de los edificios

Para el desarrollo del presente trabajo se tienen 7 edificios cuya ubicación y diseño estructural corresponde al de una zona de amenaza sísmica alta; por otra parte, el sistema estructural de estos edificios corresponde a sistema de pórticos de concreto reforzado resistentes a momento y/o sistema estructural dual, el cual corresponde a un sistema compuesto por pórticos de concreto reforzado resistentes a momento con muros de cortante; para el caso de los edificios cuyo sistema estructural es únicamente de pórticos de concreto reforzado resistentes a momento la altura máxima de éstos es de 8 pisos; en caso contrario la altura máxima es de 12 pisos. La cantidad máxima de vanos en las dos direcciones de los edificios es de 7 vanos; por otra parte, para la simetría e irregularidades tanto en planta como en altura no se tiene ninguna limitante. En las siguientes tablas se muestra la información general de los edificios.

Tabla 21. Información general edificio No. 01.

EDIFICIO No. 01		
LOCALIZACIÓN:	Cali - Valle del Cauca	
No. DE PISOS:	3	
ALTURA TOTAL:	10.80	m
SISTEMA ESTRUCTURAL:	Pórticos de Concreto Reforzado	
SISTEMA DE LOSA DE ENTREPISO:	Steel Deck	
USO:	Comercial	
No. DE LUCES EN LA DIRECCIÓN X:	5	
MAYOR LUZ EN LA DIRECCIÓN X:	5.93	m
No. DE LUCES EN LA DIRECCIÓN Y:	2	
MAYOR LUZ EN LA DIRECCIÓN Y:	4.35	m
AVALUO DE CARGAS		
CARGA MUERTA DE ENTREPISO:	0.24	Ton/m ²
SOBRECARGA MUERTA DE ENTREPISO:	0.34	Ton/m ²
CARGA VIVA DE ENTREPISO:	0.20	Ton/m ²
SOBRECARGA MUERTA DE CUBIERTA:	0.14	Ton/m ²
CARGA VIVA DE CUBIERTA:	0.20	Ton/m ²

Tabla 22. Información general edificio No. 02.

EDIFICIO No. 02		
LOCALIZACIÓN:	Cali - Valle del Cauca	
No. DE PISOS:	5	
ALTURA TOTAL:	16.225	m
SISTEMA ESTRUCTURAL:	Dual	
SISTEMA DE LOSA DE ENTREPISO:	Losa Aligerada	
USO:	Clínico	
No. DE LUCES EN LA DIRECCIÓN X:	3	
MAYOR LUZ EN LA DIRECCIÓN X:	6.65	m
No. DE LUCES EN LA DIRECCIÓN Y:	2	
MAYOR LUZ EN LA DIRECCIÓN Y:	5.40	m
AVALUO DE CARGAS		
CARGA MUERTA DE ENTREPISO:	0.33	Ton/m ²
SOBRECARGA MUERTA PISO 1:	0.972	Ton/m ²
CARGA VIVA PISO 1:	0.20	Ton/m ²
SOBRECARGA MUERTA PISO 2:	0.87	Ton/m ²
CARGA VIVA PISO 2:	0.20	Ton/m ²
SOBRECARGA MUERTA PISO 3:	0.59	Ton/m ²
CARGA VIVA PISO 3:	0.50	Ton/m ²
SOBRECARGA MUERTA PISO 4:	0.21	Ton/m ²
CARGA VIVA PISO 4:	0.25	Ton/m ²
SOBRECARGA MUERTA DE CUBIERTA:	0.075	Ton/m ²
CARGA VIVA DE CUBIERTA:	0.50	Ton/m ²

Tabla 23. Información general edificio No. 03.

EDIFICIO No. 03		
LOCALIZACIÓN:	Cali - Valle del Cauca	
No. DE PISOS:	5	
ALTURA TOTAL:	14.45	m
SISTEMA ESTRUCTURAL:	Pórticos de Concreto Reforzado	
SISTEMA DE LOSA DE ENTREPISO:	Losa Aligerada	
USO:	Comercial	
No. DE LUCES EN LA DIRECCIÓN X:	3	
MAYOR LUZ EN LA DIRECCIÓN X:	6.30	m
No. DE LUCES EN LA DIRECCIÓN Y:	2	
MAYOR LUZ EN LA DIRECCIÓN Y:	5.10	m
AVALUO DE CARGAS		
CARGA MUERTA DE ENTREPISO:	0.28	Ton/m ²
SOBRECARGA MUERTA DE ENTREPISO:	0.465	Ton/m ²
CARGA VIVA DE ENTREPISO:	0.18	Ton/m ²
SOBRECARGA MUERTA DE CUBIERTA:	0.05	Ton/m ²
CARGA VIVA DE CUBIERTA:	0.05	Ton/m ²

Tabla 24. Información general edificio No. 04.

EDIFICIO No. 04		
LOCALIZACIÓN:	Cali - Valle del Cauca	
No. DE PISOS:	6	
ALTURA TOTAL:	18.20	m
SISTEMA ESTRUCTURAL:	Dual	
SISTEMA DE LOSA DE ENTREPISO:	Losa Aligerada	
USO:	Comercial	
No. DE LUCES EN LA DIRECCIÓN X:	5	
MAYOR LUZ EN LA DIRECCIÓN X:	7.26	m
No. DE LUCES EN LA DIRECCIÓN Y:	5	
MAYOR LUZ EN LA DIRECCIÓN Y:	7.22	m
AVALUO DE CARGAS		
CARGA MUERTA DE ENTREPISO:	0.29	Ton/m ²
SOBRECARGA MUERTA DE ENTREPISO:	0.735	Ton/m ²
CARGA VIVA DE ENTREPISO:	0.18	Ton/m ²
SOBRECARGA MUERTA DE CUBIERTA:	0.075	Ton/m ²
CARGA VIVA DE CUBIERTA:	0.05	Ton/m ²

Tabla 25. Información general edificio No. 05.

EDIFICIO No. 05		
LOCALIZACIÓN:	Cali - Valle del Cauca	
No. DE PISOS:	4	
ALTURA TOTAL:	10.63	m
SISTEMA ESTRUCTURAL:	Pórticos de Concreto Reforzado	
SISTEMA DE LOSA DE ENTREPISO:	Steel Deck	
USO:	Residencial	
No. DE LUCES EN LA DIRECCIÓN X:	5	
MAYOR LUZ EN LA DIRECCIÓN X:	3.25	m
No. DE LUCES EN LA DIRECCIÓN Y:	2	
MAYOR LUZ EN LA DIRECCIÓN Y:	3.90	m
AVALUO DE CARGAS		
CARGA MUERTA DE ENTREPISO:	0.25	Ton/m ²
SOBRECARGA MUERTA DE ENTREPISO:	0.43	Ton/m ²
CARGA VIVA DE ENTREPISO:	0.18	Ton/m ²
SOBRECARGA MUERTA DE CUBIERTA:	0.07	Ton/m ²
CARGA VIVA DE CUBIERTA:	0.05	Ton/m ²

Tabla 26. Información general edificio No. 06.

EDIFICIO No. 06		
LOCALIZACIÓN:	Cali - Valle del Cauca	
No. DE PISOS:	5	
ALTURA TOTAL:	13.82	m
SISTEMA ESTRUCTURAL:	Dual	
SISTEMA DE LOSA DE ENTREPISO:	Bloquelosa	
USO:	Residencial	
No. DE LUCES EN LA DIRECCIÓN X:	3	
MAYOR LUZ EN LA DIRECCIÓN X:	3.63	m
No. DE LUCES EN LA DIRECCIÓN Y:	2	
MAYOR LUZ EN LA DIRECCIÓN Y:	2.71	m
AVALUO DE CARGAS		
CARGA MUERTA DE ENTREPISO:	0.18	Ton/m ²
SOBRECARGA MUERTA DE ENTREPISO:	0.43	Ton/m ²
CARGA VIVA DE ENTREPISO:	0.18	Ton/m ²
SOBRECARGA MUERTA DE CUBIERTA:	0.07	Ton/m ²
CARGA VIVA DE CUBIERTA:	0.05	Ton/m ²

Tabla 27. Información general edificio No. 07.

EDIFICIO No. 07		
LOCALIZACIÓN:	Cali - Valle del Cauca	
No. DE PISOS:	5	
ALTURA TOTAL:	13.94	m
SISTEMA ESTRUCTURAL:	Pórticos de Concreto Reforzado	
SISTEMA DE LOSA DE ENTREPISO:	Bloquelosa	
USO:	Residencial	
No. DE LUCES EN LA DIRECCIÓN X:	5	
MAYOR LUZ EN LA DIRECCIÓN X:	3.80	m
No. DE LUCES EN LA DIRECCIÓN Y:	2	
MAYOR LUZ EN LA DIRECCIÓN Y:	3.35	m
AVALUO DE CARGAS		
CARGA MUERTA DE ENTREPISO:	0.18	Ton/m ²
SOBRECARGA MUERTA DE ENTREPISO:	0.43	Ton/m ²
CARGA VIVA DE ENTREPISO:	0.18	Ton/m ²
SOBRECARGA MUERTA DE CUBIERTA:	0.07	Ton/m ²
CARGA VIVA DE CUBIERTA:	0.05	Ton/m ²

En los anexos del 7 al 13 se puede observar la planta típica de cada edificio, así como el detallado de acero de refuerzo de vigas, columnas y muros de cortante.

6.2. Cálculo de la fuerza sísmica

Para el cálculo de la distribución por piso de la fuerza sísmica, se utilizó el procedimiento de la fuerza horizontal equivalente tal como se describe en la NSR-10. En la tabla 28 y en los anexos 1, 2, 3, 4, 5 y 6 se puede observar el análisis de la fuerza sísmica para cada edificio.

Tabla 28. Cálculo de la fuerza sísmica edificio No. 01, suelo tipo D.

CÁLCULO DE LAS FUERZAS SISMICAS MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10						
DIMENSIONES DE LA EDIFICACIÓN				MÁXIMA ACELERACIÓN HORIZONTAL DE DISEÑO, S_a		
Largo, L:	24.76	m		Coefficiente de Importancia, I:	1.00	
Ancho, B:	10.27	m		Coefficiente de Aceleración Pico Efectiva, A_a :	0.25	
Altura, h:	10.80	m		Coefficiente de Amplificación, F_a :	1.30	
No. de Pisos:	3			$S_a = 2.5A_aF_aI$	0.81	
AVALUO DE CARGAS				CORTANTE SISMICO EN LA BASE, V_s		
Carga Muerta, D:	0.34	Ton/m ²		Aceleración de La Gravedad, g:	9.81	m/s ²
Carga Viva, L:	0.20	Ton/m ²		$V_s = S_a g M$	550.11	Ton
Masa Total del Edificio, M:	69.23	Ton-s ² /m		EXPONENTE RELACIONADO CON EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN, k		
PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE LA EDIFICACIÓN				EXPONENTE RELACIONADO CON EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN, k		
$T_a = C_h \alpha$:				Para T menor o igual a 0.5 segundos		
C_h :	0.047			k = 1.0		
α :	0.9			Para T entre 0.5 y 2.5 segundos		
T_a	0.40	s		k = 0.75 + 0.5T		
				k:		
				k: 1.0		
Piso No.	h_i (m)	m_i (Ton-s²/m)	W_i (Ton)	$m_i h_i^k$ (Ton-s²)	C_{vi}	F_i (Ton)
3	10.80	22.45	220.23	242.46	0.47	258.55
2	7.56	22.71	222.79	171.69	0.33	181.54
1	4.32	24.07	236.13	103.98	0.20	110.02
TOTAL		69.23	679.15	518.13	1.00	550.11

6.3. Parámetros geotécnicos de la zona de cada edificio

En la tabla 29 se pueden apreciar los parámetros geotécnicos de la zona de cada edificio de acuerdo al tipo de suelo donde se encuentran localizados correspondientes a la clasificación de la NSR-10 o al estudio de microzonificación sísmica de Santiago de Cali; así mismo se realiza un estudio de sensibilidad con los demás tipos de suelo tanto de la NSR-10 o del estudio de microzonificación sísmica de Santiago de Cali.

Tabla 29. Parámetros geotécnicos de la zona de cada edificio.

DATOS GENERALES				PARÁMETROS GEOTÉCNICOS CORRESPONDIENTES A LA NSR-10 Y AL ESTUDIO DE MICROZONIFICACIÓN SISMICA DE SANTIAGO DE CALI							
EDIFICIO No.	LOCALIZACIÓN	No. DE PISOS	USO	ZONA DE AMENAZA SISMICA NSR-10	PERFIL DE SUELO NSR-10	A _a	A _v	F _a	F _v	A _c	A _d
1	Santiago de Cali	3	Comercial	Alta	A	0.25	0.25	0.80	0.80	0.15	0.09
					B	0.25	0.25	1.00	1.00	0.15	0.09
					C	0.25	0.25	1.15	1.55	0.15	0.09
					D	0.25	0.25	1.30	1.90	0.15	0.09
					E	0.25	0.25	1.45	1.30	0.15	0.09
2	Santiago de Cali	5	Clínico	Alta	A	0.25	0.25	0.80	0.80	0.15	0.09
					B	0.25	0.25	1.00	1.00	0.15	0.09
					C	0.25	0.25	1.15	1.55	0.15	0.09
					D	0.25	0.25	1.30	1.90	0.15	0.09
					E	0.25	0.25	1.45	1.30	0.15	0.09
3	Santiago de Cali	5	Comercial	Alta	A	0.25	0.25	0.80	0.80	0.15	0.09
					B	0.25	0.25	1.00	1.00	0.15	0.09
					C	0.25	0.25	1.15	1.55	0.15	0.09
					D	0.25	0.25	1.30	1.90	0.15	0.09
					E	0.25	0.25	1.45	1.30	0.15	0.09
4	Santiago de Cali	6	Comercial	Alta	A	0.25	0.25	0.80	0.80	0.15	0.09
					B	0.25	0.25	1.00	1.00	0.15	0.09
					C	0.25	0.25	1.15	1.55	0.15	0.09
					D	0.25	0.25	1.30	1.90	0.15	0.09
					E	0.25	0.25	1.45	1.30	0.15	0.09
					Zona 6: Llanura aluvial	0.93	2.13	0.25	0.25	0.15	0.09
5	Santiago de Cali	4	Residencial	Alta	A	0.25	0.25	0.80	0.80	0.15	0.09
					B	0.25	0.25	1.00	1.00	0.15	0.09
					C	0.25	0.25	1.15	1.55	0.15	0.09
					D	0.25	0.25	1.30	1.90	0.15	0.09
					E	0.25	0.25	1.45	1.30	0.15	0.09
6	Santiago de Cali	5	Residencial	Alta	A	0.25	0.25	0.80	0.80	0.15	0.09
					B	0.25	0.25	1.00	1.00	0.15	0.09
					C	0.25	0.25	1.15	1.55	0.15	0.09
					D	0.25	0.25	1.30	1.90	0.15	0.09
					E	0.25	0.25	1.45	1.30	0.15	0.09
7	Santiago de Cali	5	Residencial	Alta	A	0.25	0.25	0.80	0.80	0.15	0.09
					B	0.25	0.25	1.00	1.00	0.15	0.09
					C	0.25	0.25	1.15	1.55	0.15	0.09
					D	0.25	0.25	1.30	1.90	0.15	0.09
					E	0.25	0.25	1.45	1.30	0.15	0.09

6.4. Curvas de capacidad

Para la obtención de las curvas de capacidad tanto en la dirección X como en la dirección Y, se utilizó el software ETABS, en el cual se llevó a cabo un procedimiento de análisis estático no lineal pushover para cada edificio y se realizó la respectiva asignación de rótulas plásticas de acuerdo a las recomendaciones de ASCE/SEI 41-13 para los elementos estructurales de cada uno de ellos, en el caso de las rótulas plásticas correspondientes a vigas y columnas, éstas se asignaron de manera automática por el software de acuerdo a las tablas 10-7 y 10-8 del ASCE/SEI 41-13 considerando así la formación de las rótulas plásticas en la zonas equivalentes al 5% y 95% de la

longitud total de cada elemento; para el caso de los muros de cortante en el software la asignación de las rótulas plásticas se puede realizar considerando la no linealidad de los materiales que conforman el elemento o mediante una asignación directa de la rótula de acuerdo al acero de refuerzo calculado por el software o el acero de refuerzo que se le especifique al mismo; para este caso se hizo mediante la asignación directa de la rótula plástica de acuerdo al acero de refuerzo especificado en los planos de diseño estructural obtenidos. En las siguientes figuras se pueden observar las curvas de capacidad de cada uno de los edificios para la dirección X e Y; además se puede observar de acuerdo a la modelación realizada en ETABS los diferentes mecanismos de formación de rótulas plásticas de los mismos.

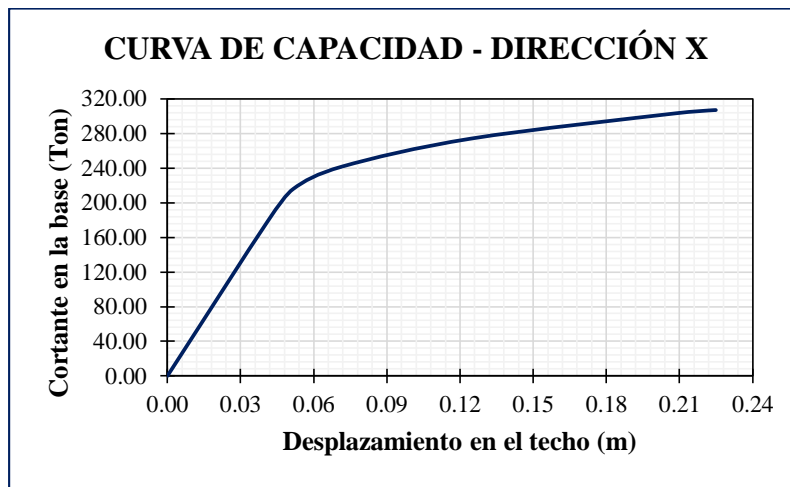


Figura 26. Curva de capacidad en la dirección X del edificio No. 01.

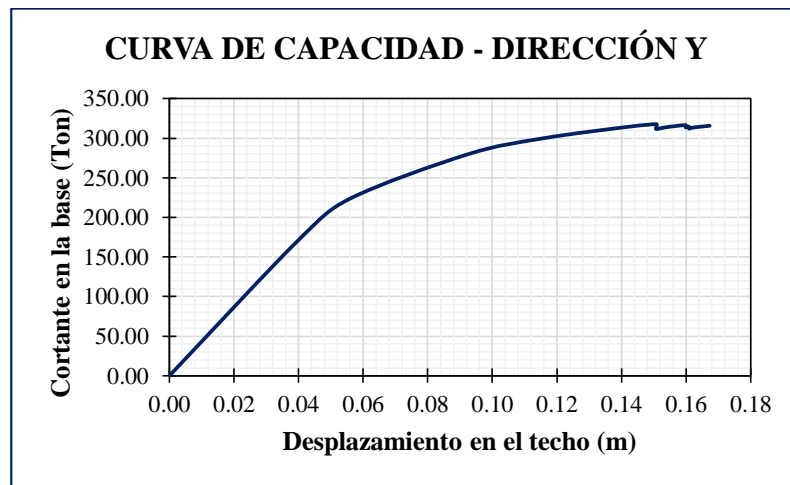


Figura 27. Curva de capacidad en la dirección Y del edificio No. 01.

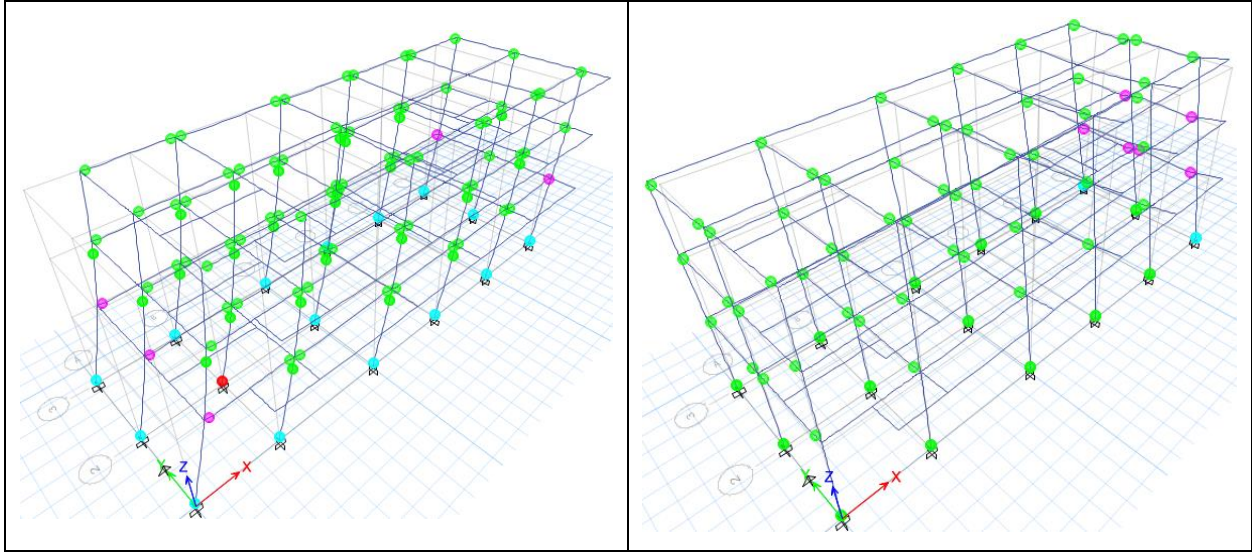


Figura 28. Mecanismos de formación de rótulas plásticas tanto en la dirección X como en la dirección Y del edificio No. 01.

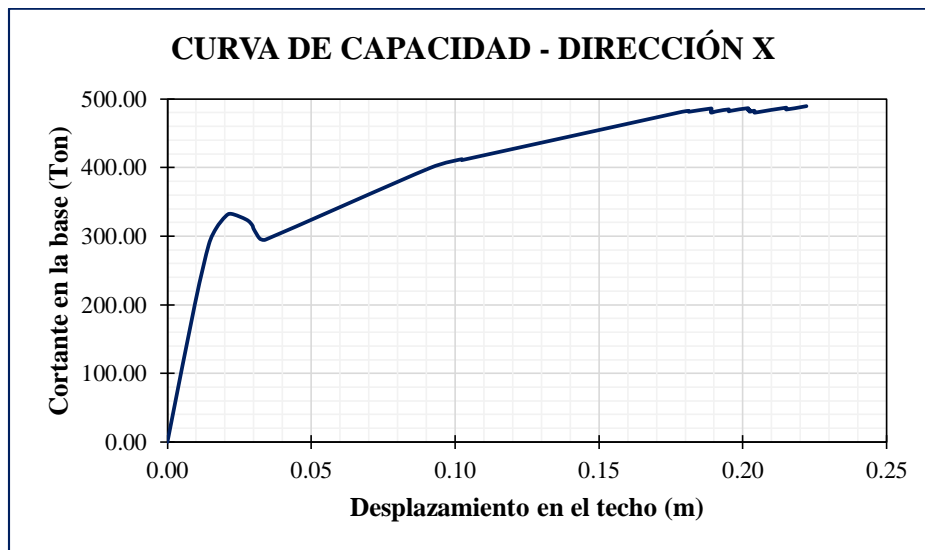


Figura 29. Curva de capacidad en la dirección X del edificio No. 02.

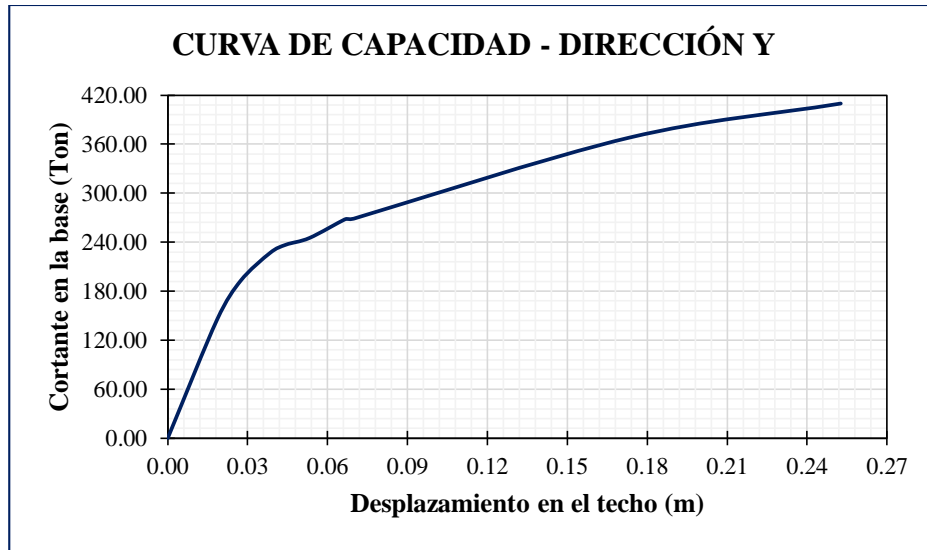


Figura 30. Curva de capacidad en la dirección X del edificio No. 02.

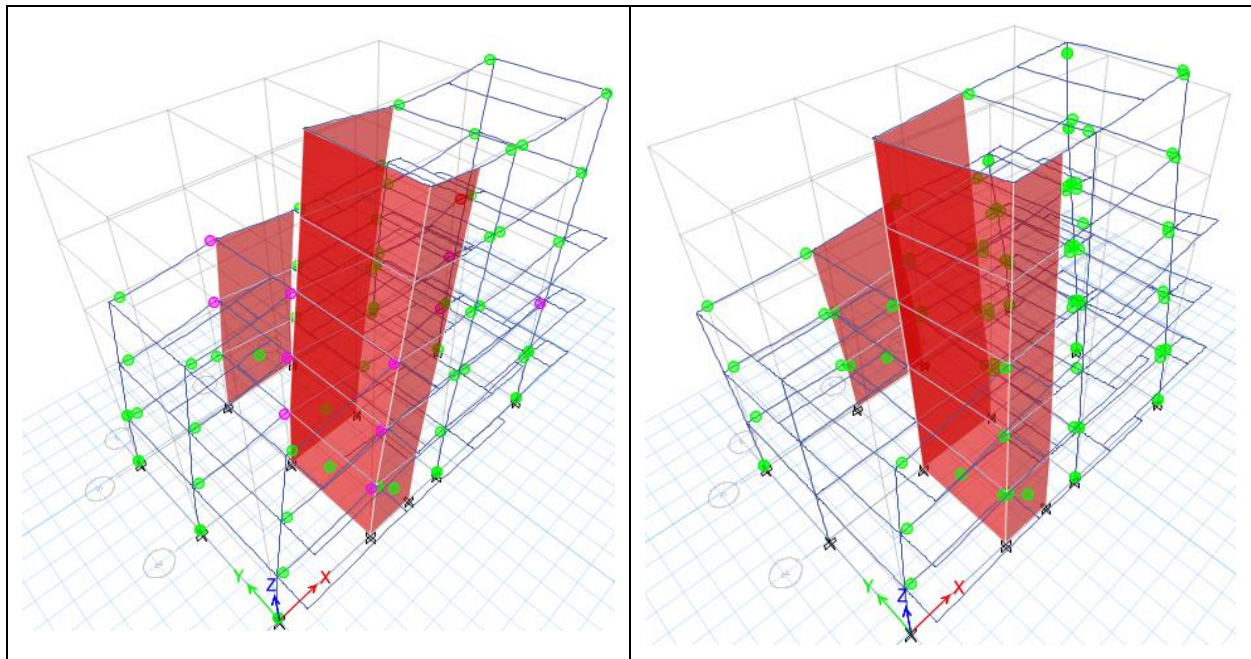


Figura 31. Mecanismos de formación de rótulas plásticas tanto en la dirección X como en la dirección Y del edificio No. 02.

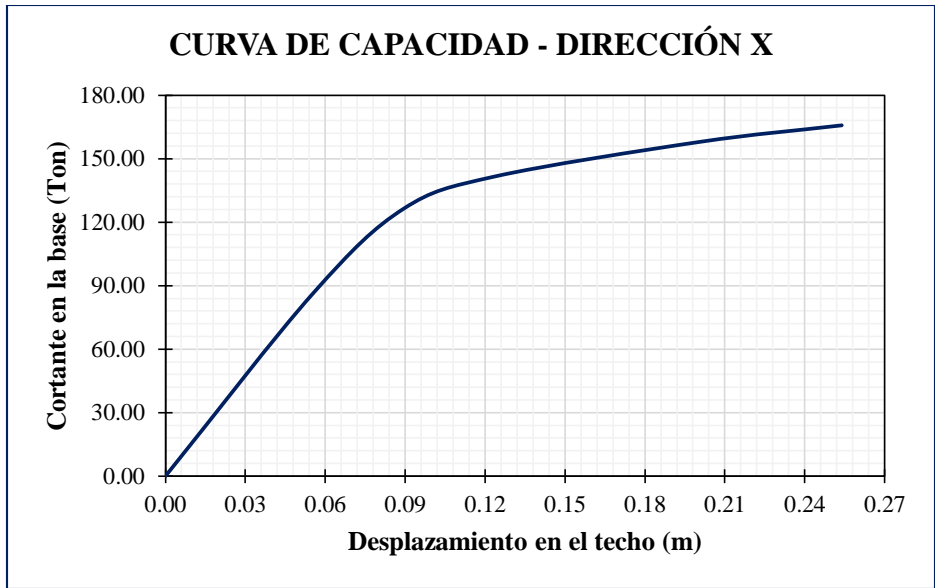


Figura 32. Curva de capacidad en la dirección X del edificio No. 03.

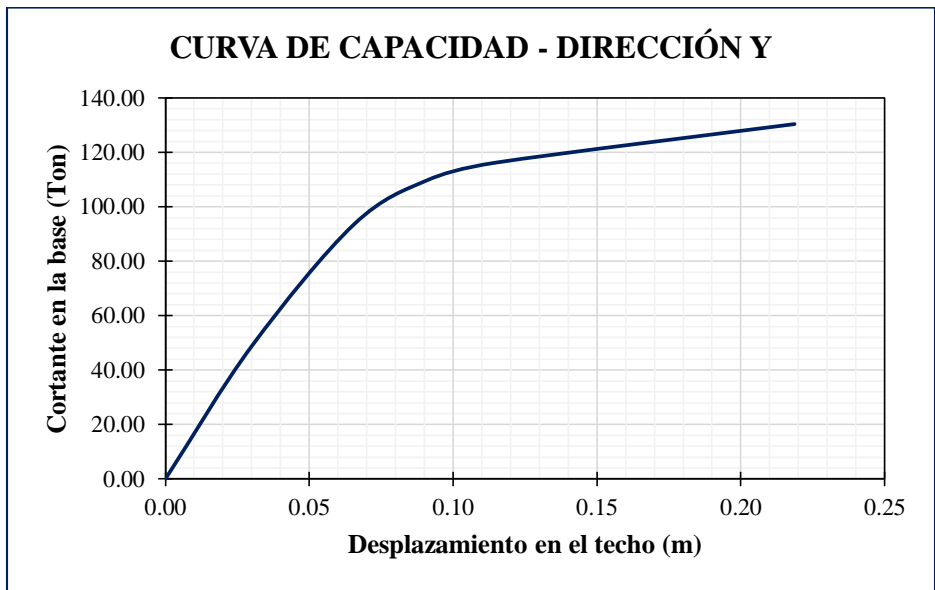


Figura 33. Curva de capacidad en la dirección Y del edificio No. 03.

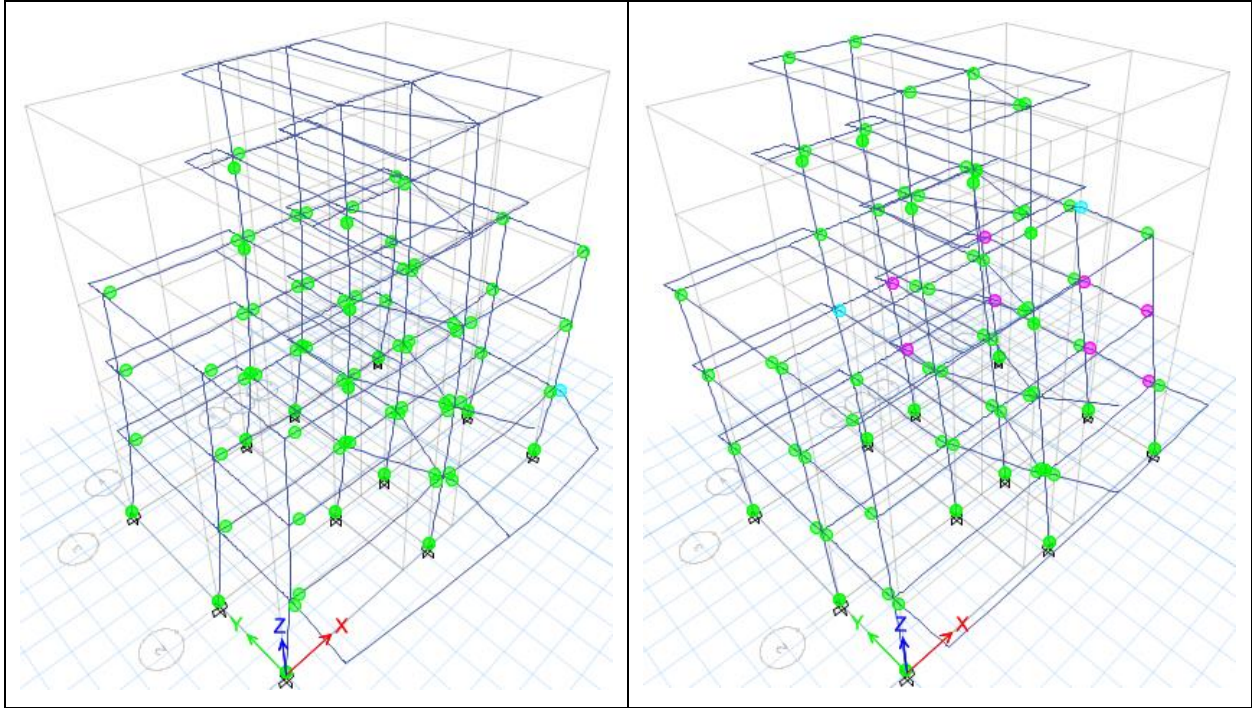


Figura 34. Mecanismos de formación de rótulas plásticas tanto en la dirección X como en la dirección Y del edificio No. 03.

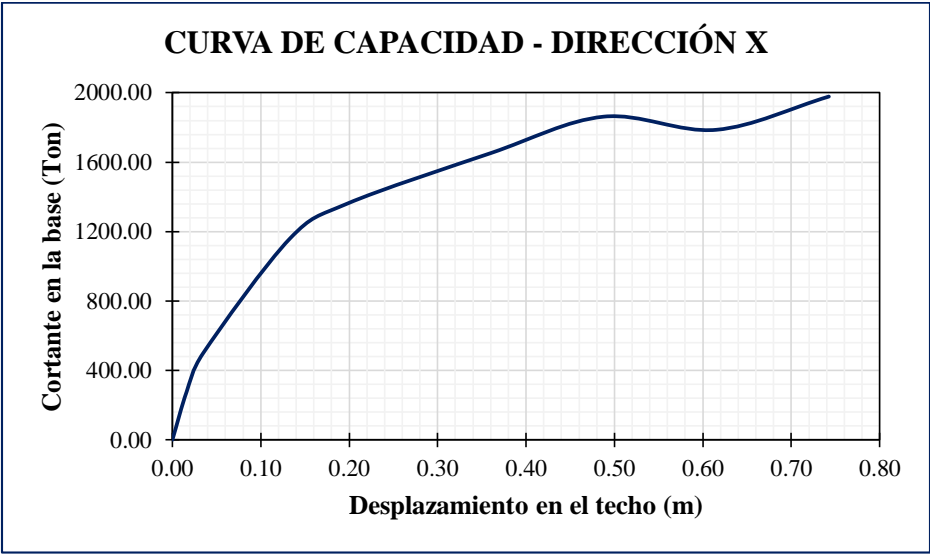


Figura 35. Curva de capacidad en la dirección X del edificio No. 04.

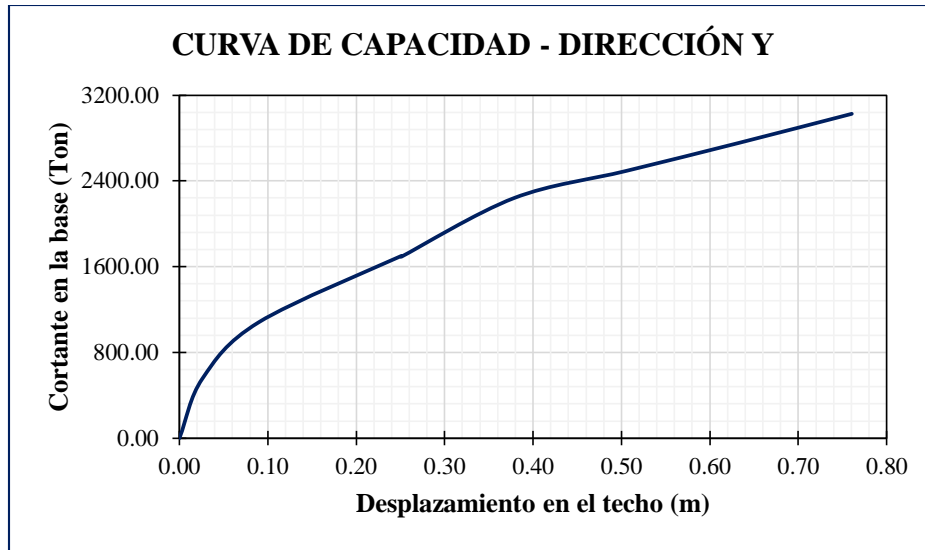


Figura 36. Curva de capacidad en la dirección Y del edificio No. 04.

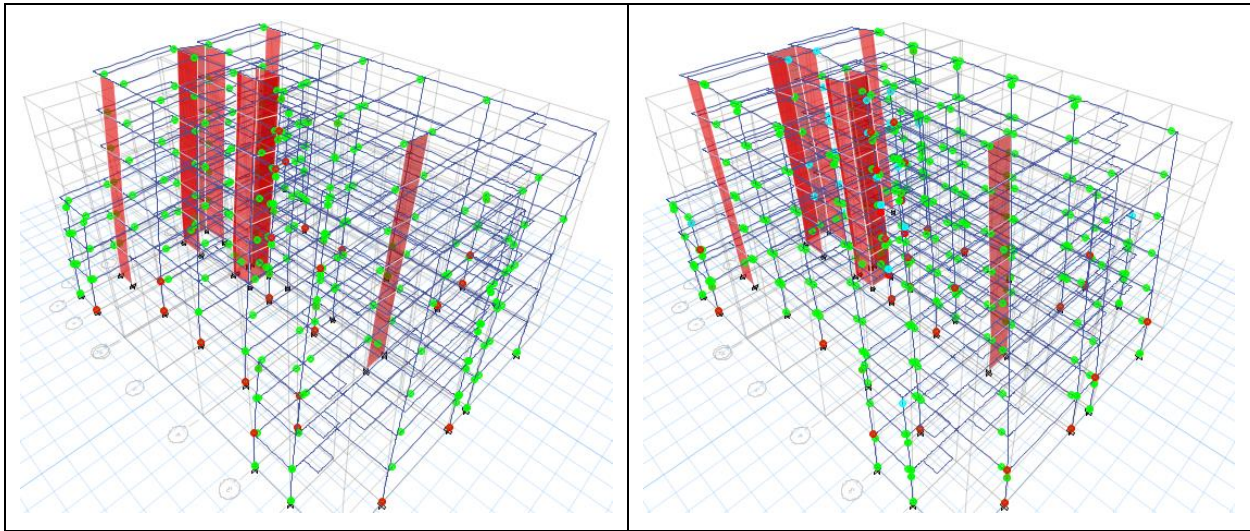


Figura 37. Mecanismos de formación de rótulas plásticas tanto en la dirección X como en la dirección Y del edificio No. 04.

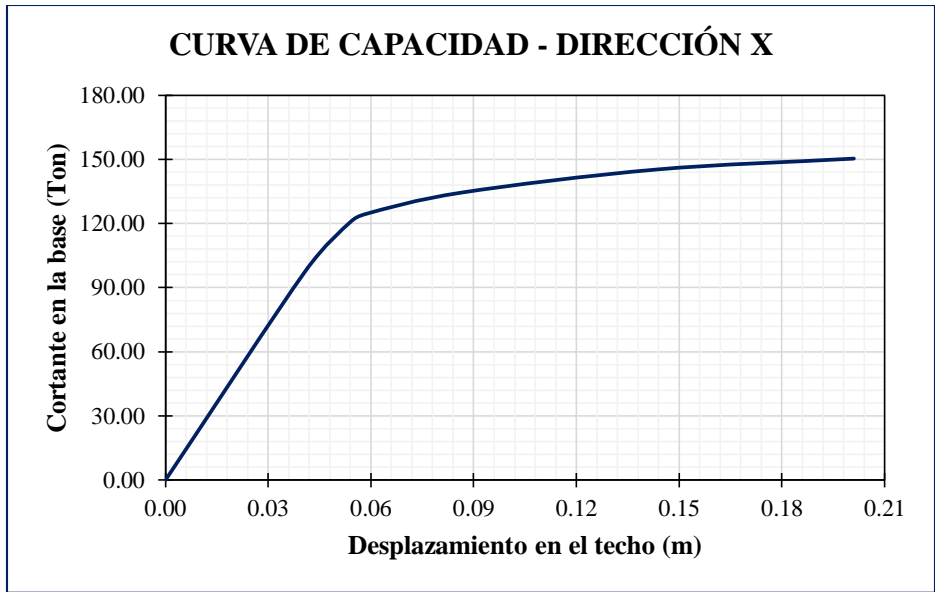


Figura 38. Curva de capacidad en la dirección X del edificio No. 05.

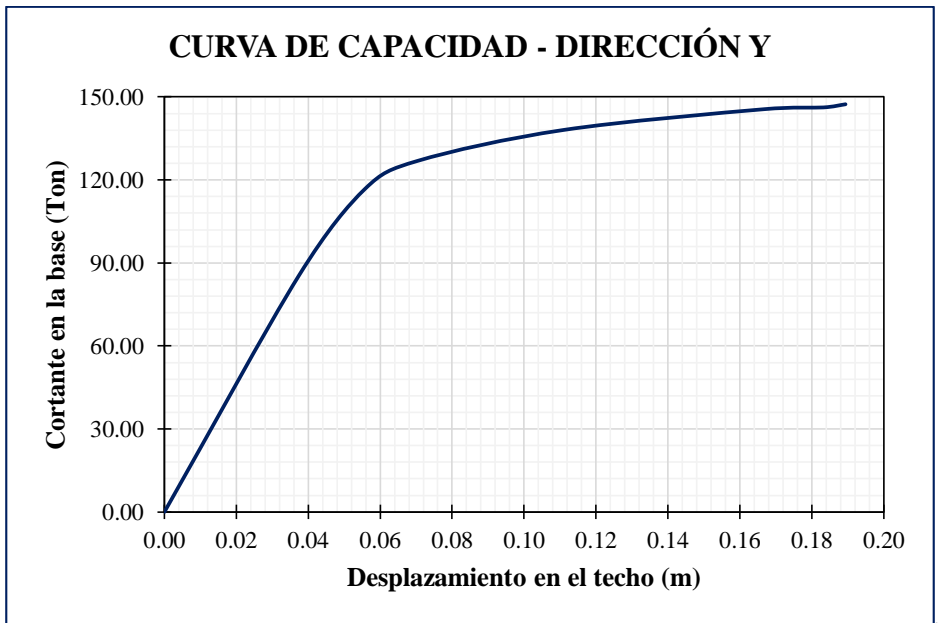


Figura 39. Curva de capacidad en la dirección Y del edificio No. 05.

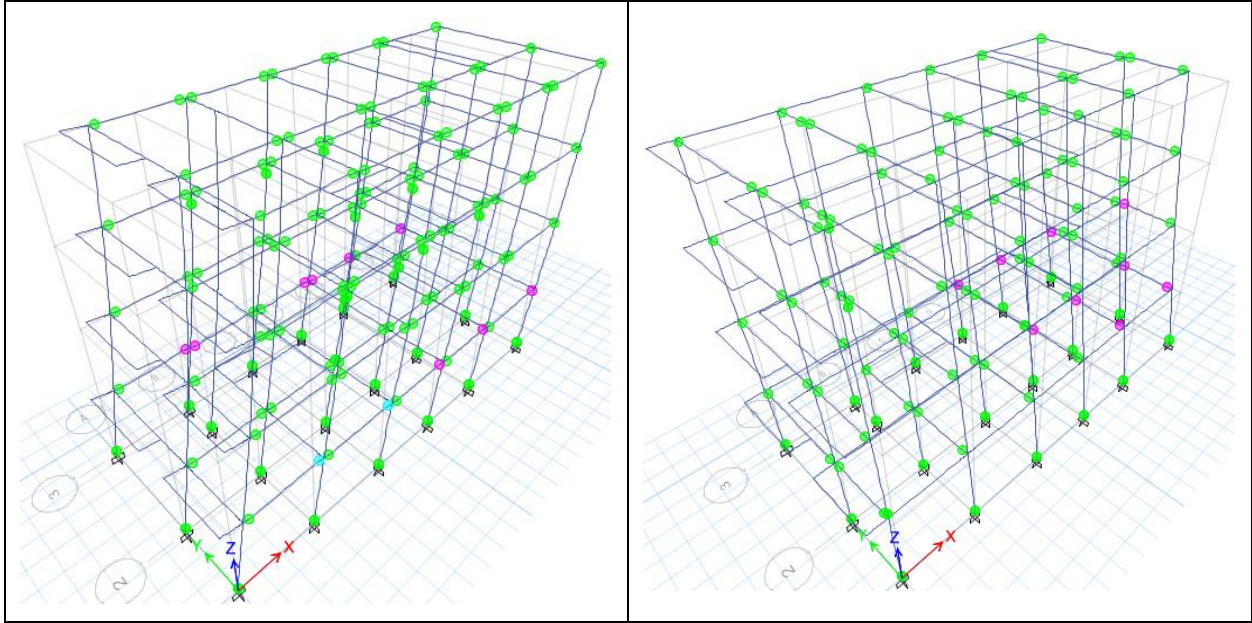


Figura 40. Mecanismos de formación de rótulas plásticas tanto en la dirección X como en la dirección Y del edificio No. 05.

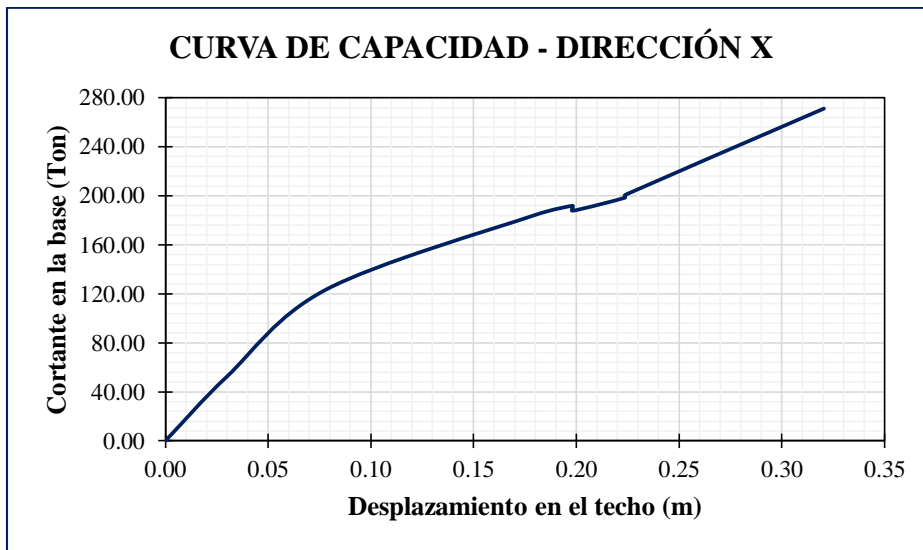


Figura 41. Curva de capacidad en la dirección X del edificio No. 06.

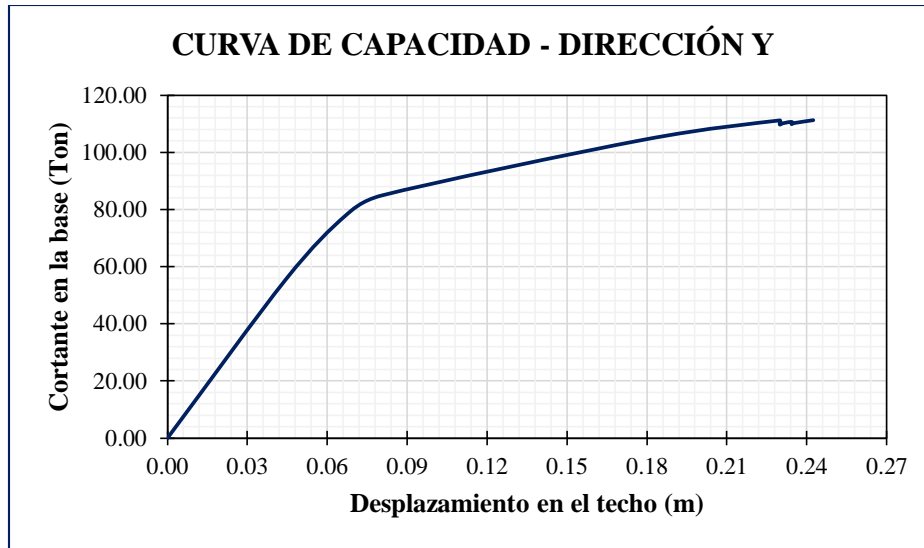


Figura 42. Curva de capacidad en la dirección Y del edificio No. 06.

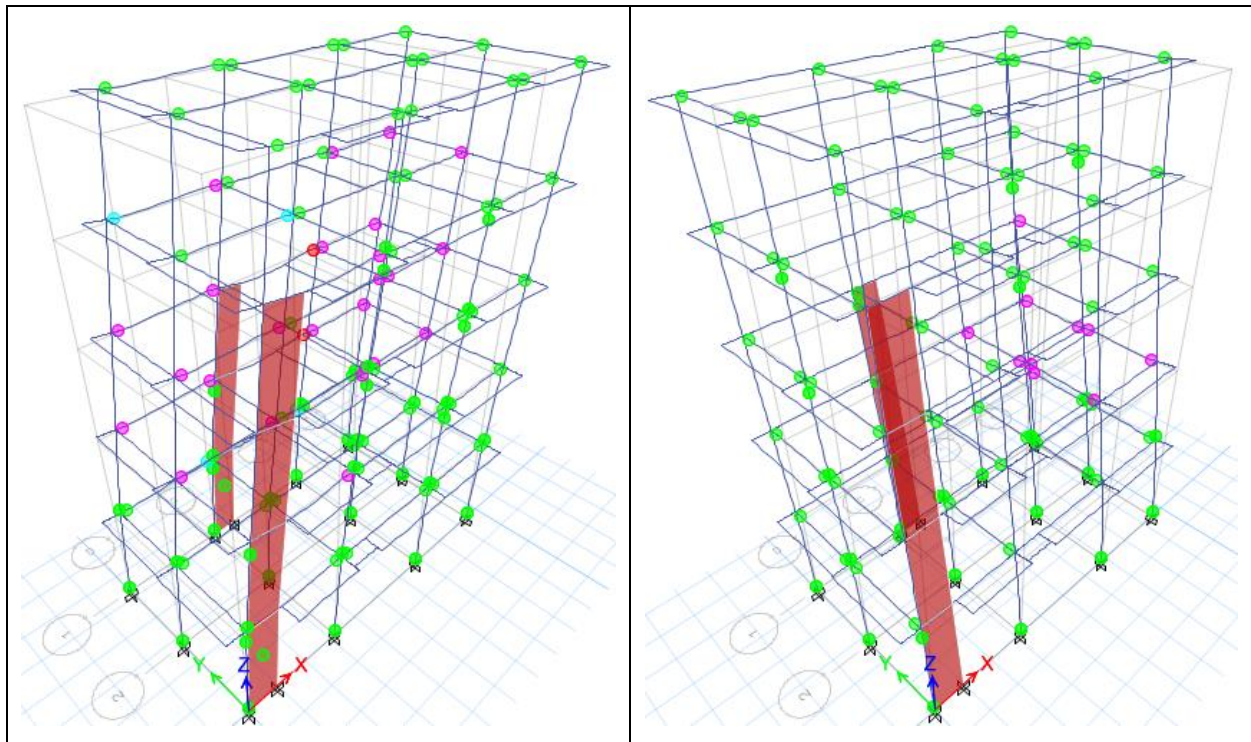


Figura 43. Mecanismos de formación de rótulas plásticas tanto en la dirección X como en la dirección Y del edificio No. 06.

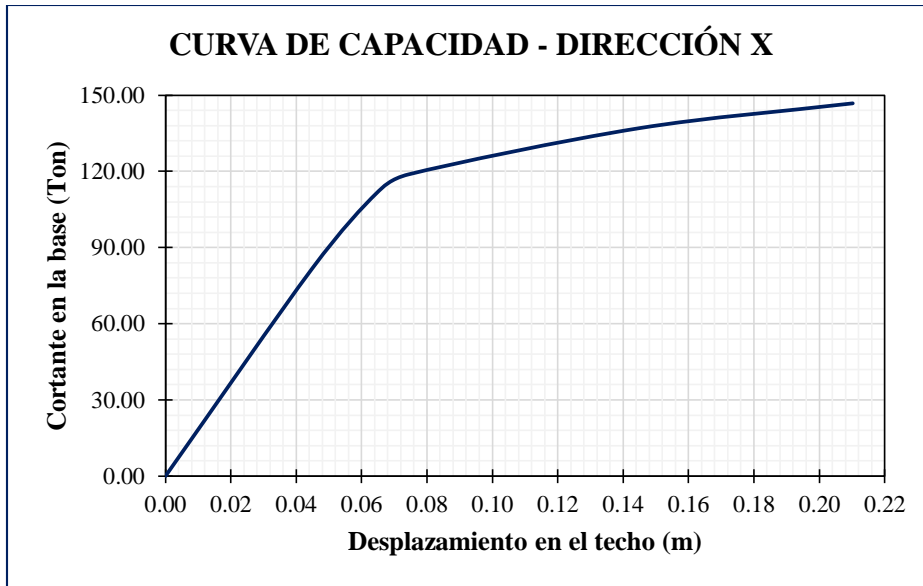


Figura 44. Curva de capacidad en la dirección X del edificio No. 07.

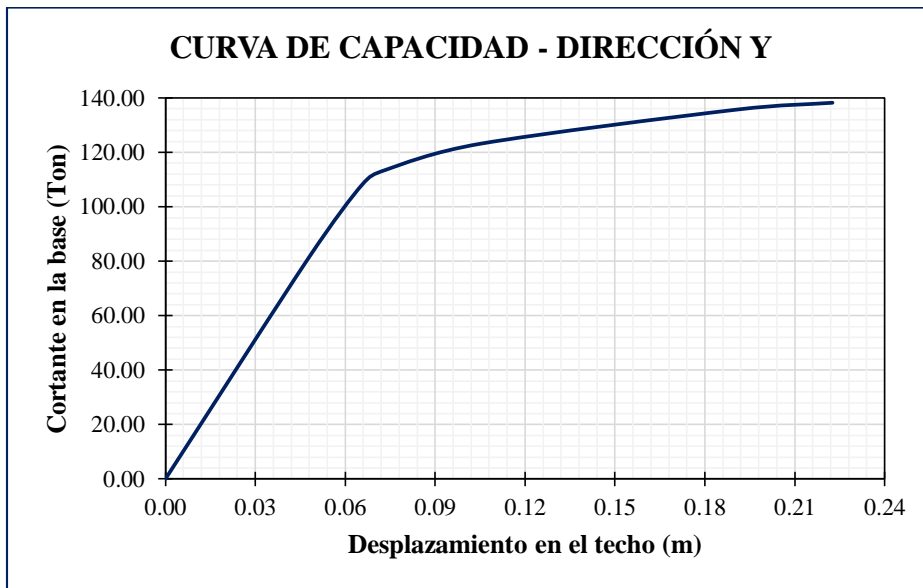


Figura 45. Curva de capacidad en la dirección Y del edificio No. 07.

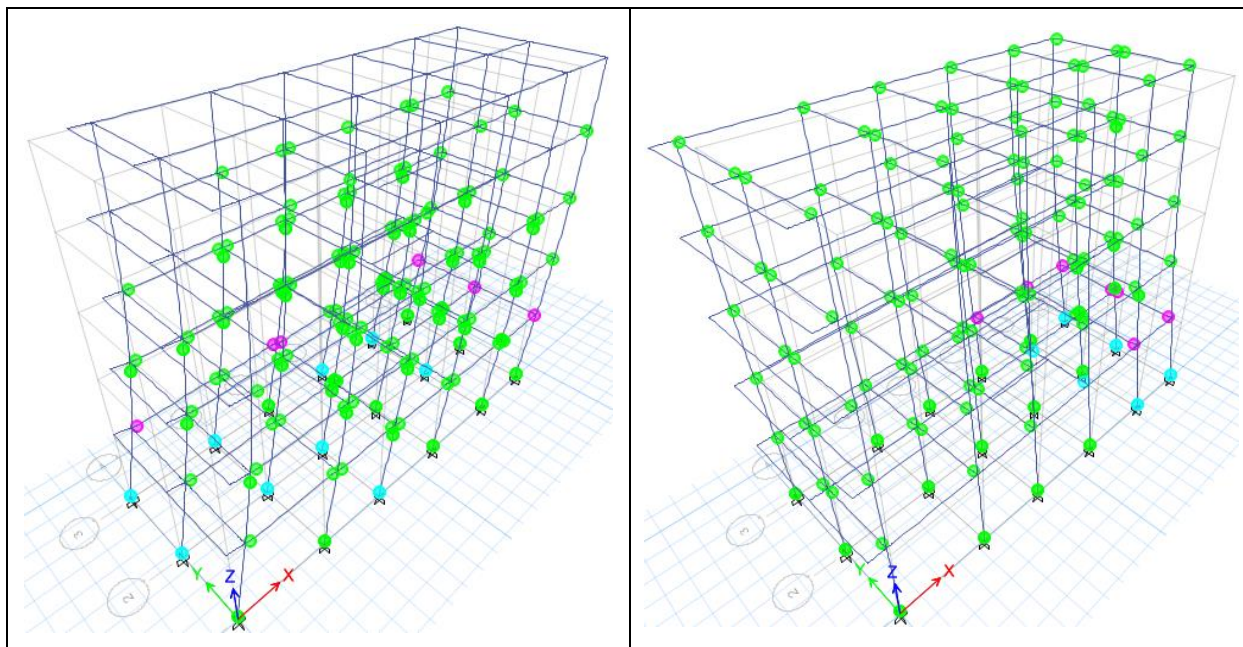


Figura 46. Mecanismos de formación de rótulas plásticas tanto en la dirección X como en la dirección Y del edificio No. 07.

6.5. Espectro de demanda, capacidad y puntos de desempeño

A partir de los resultados obtenidos del análisis estático no lineal pushover y de las curvas de capacidad, se procede a realizar la conversión tanto del espectro de demanda sísmica como de la curva de capacidad al formato ADRS de acuerdo con la formulación del numeral 5.2., es de anotar que en el caso del edificio No. 4 se tuvo en cuenta el espectro de demanda sísmica correspondiente a la Zona 6: Llanura Aluvial del estudio de microzonificación sísmica de Santiago de Cali, Valle del Cauca, ya que de acuerdo a la información obtenida se pudo determinar que este edificio se encuentra ubicado en dicha zona; sin embargo, para los demás edificios con la información recolectada no fue posible determinar su ubicación exacta dentro de la ciudad de Cali razón por la cual no se tuvieron en cuenta los espectros de demanda sísmica de la microzonificación; posteriormente se procede a realizar el cálculo del punto de desempeño de cada uno de los edificios objeto del presente estudio, lo cual nos permite obtener el nivel de daño y nivel de desempeño sísmico de cada edificación. En las siguientes figuras y tablas se pueden observar los espectros de demanda en formato ADRS, las curvas de capacidad en formato ADRS y los puntos de desempeño de cada edificio.

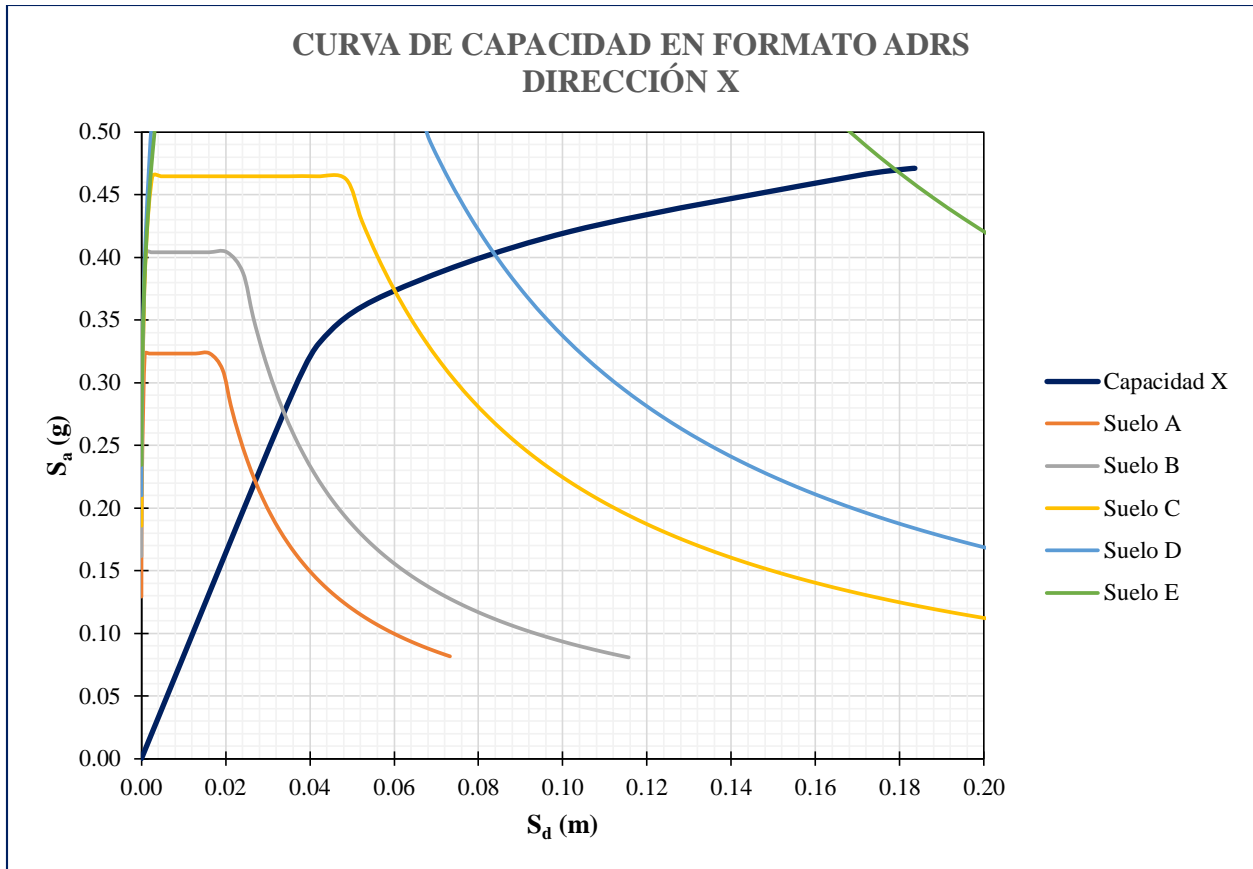


Figura 47. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 01.

Tabla 30. Puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 01.

TIPO DE SUELO	PUNTOS DE DESEMPEÑO EN LA DIRECCIÓN X	
	S _a (g)	S _d (m)
Suelo A	0.222	0.027
Suelo B	0.277	0.034
Suelo C	0.376	0.060
Suelo D	0.409	0.082
Suelo E	0.465	0.179

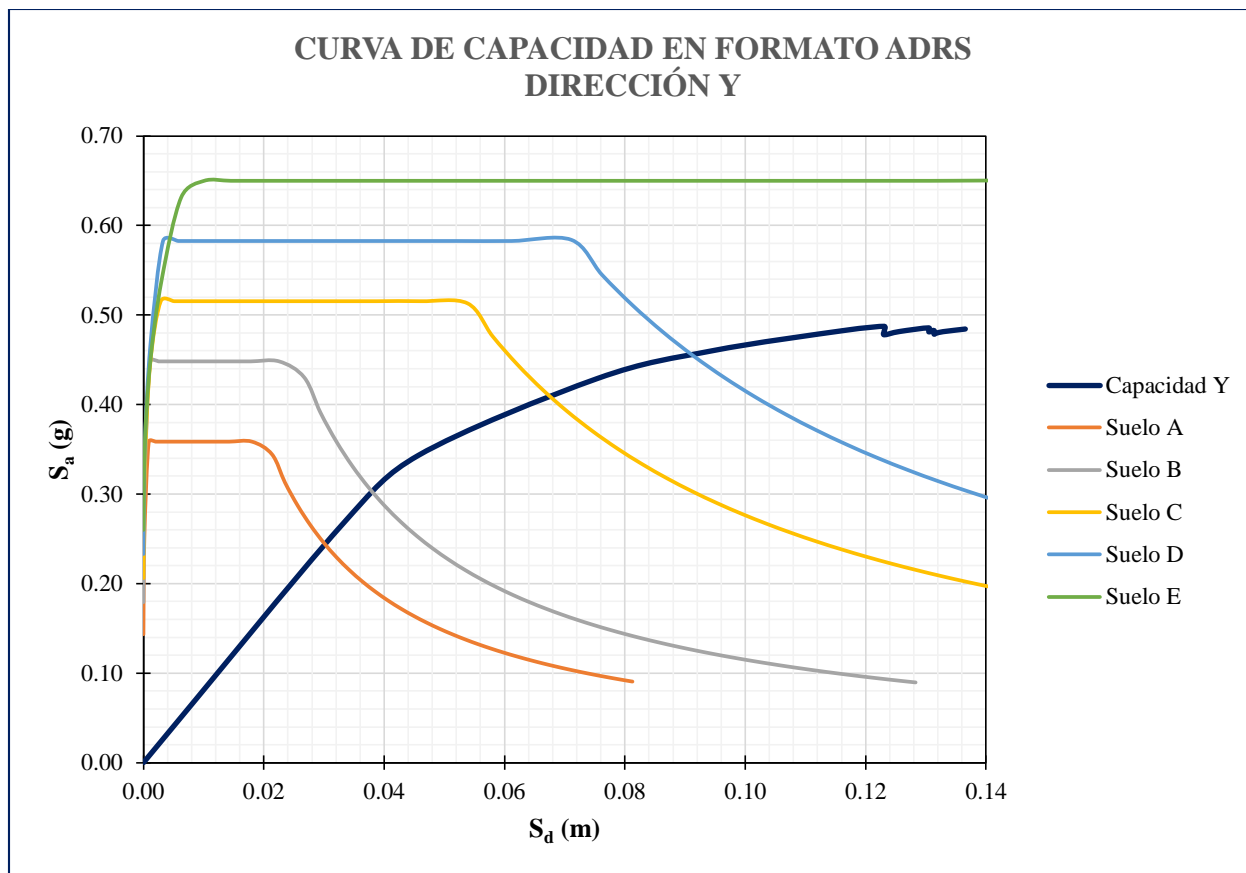


Figura 48. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 01.

Tabla 31. Puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 01.

TIPO DE SUELO	PUNTOS DE DESEMPEÑO EN LA DIRECCIÓN Y	
	S_a (g)	S_a (m)
Suelo A	0.246	0.030
Suelo B	0.307	0.037
Suelo C	0.417	0.066
Suelo D	0.454	0.091
Suelo E	No Genera	No Genera

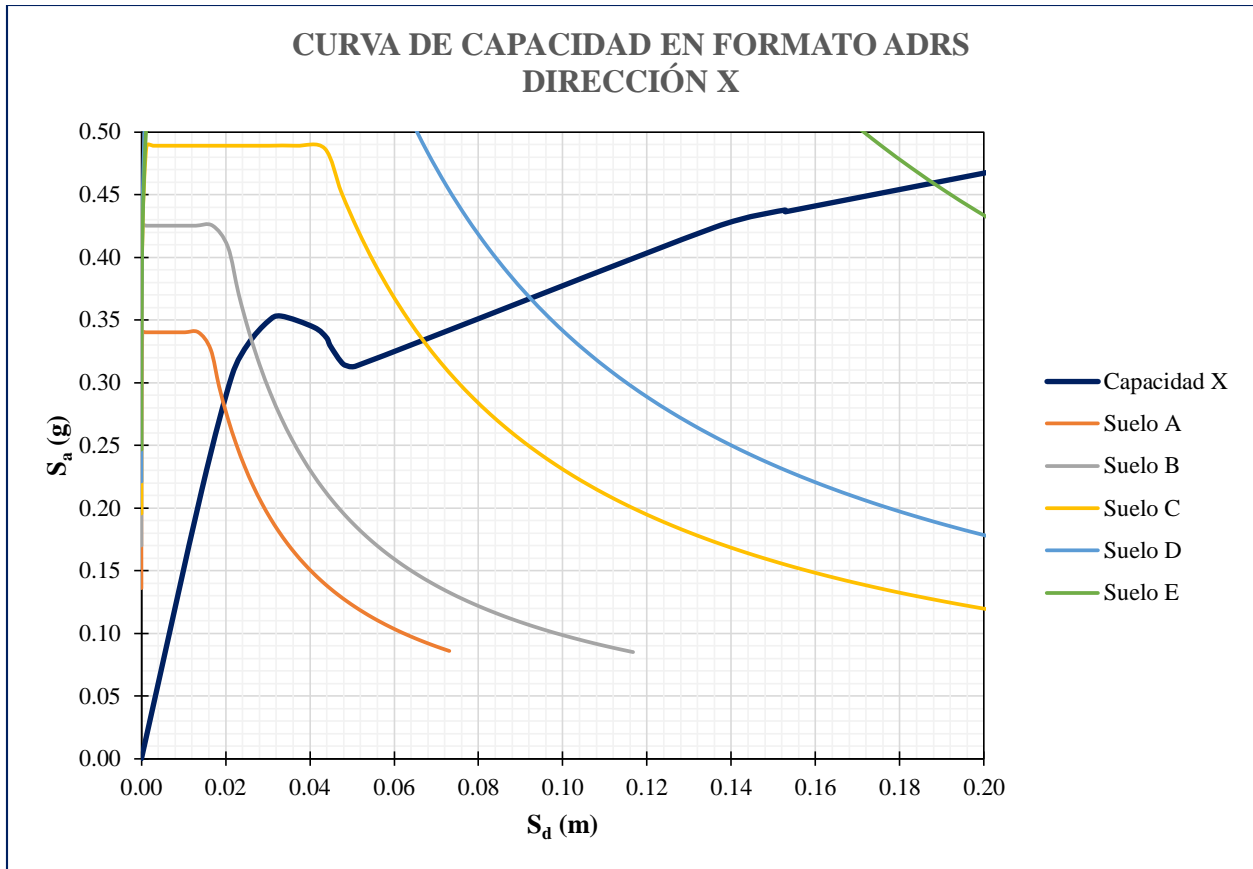


Figura 49. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 02.

Tabla 32. Puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 02.

TIPO DE SUELO	PUNTOS DE DESEMPEÑO EN LA DIRECCIÓN X	
	S _a (g)	S _a (m)
Suelo A	0.283	0.019
Suelo B	0.333	0.026
Suelo C	0.333	0.067
Suelo D	0.369	0.092
Suelo E	0.461	0.188

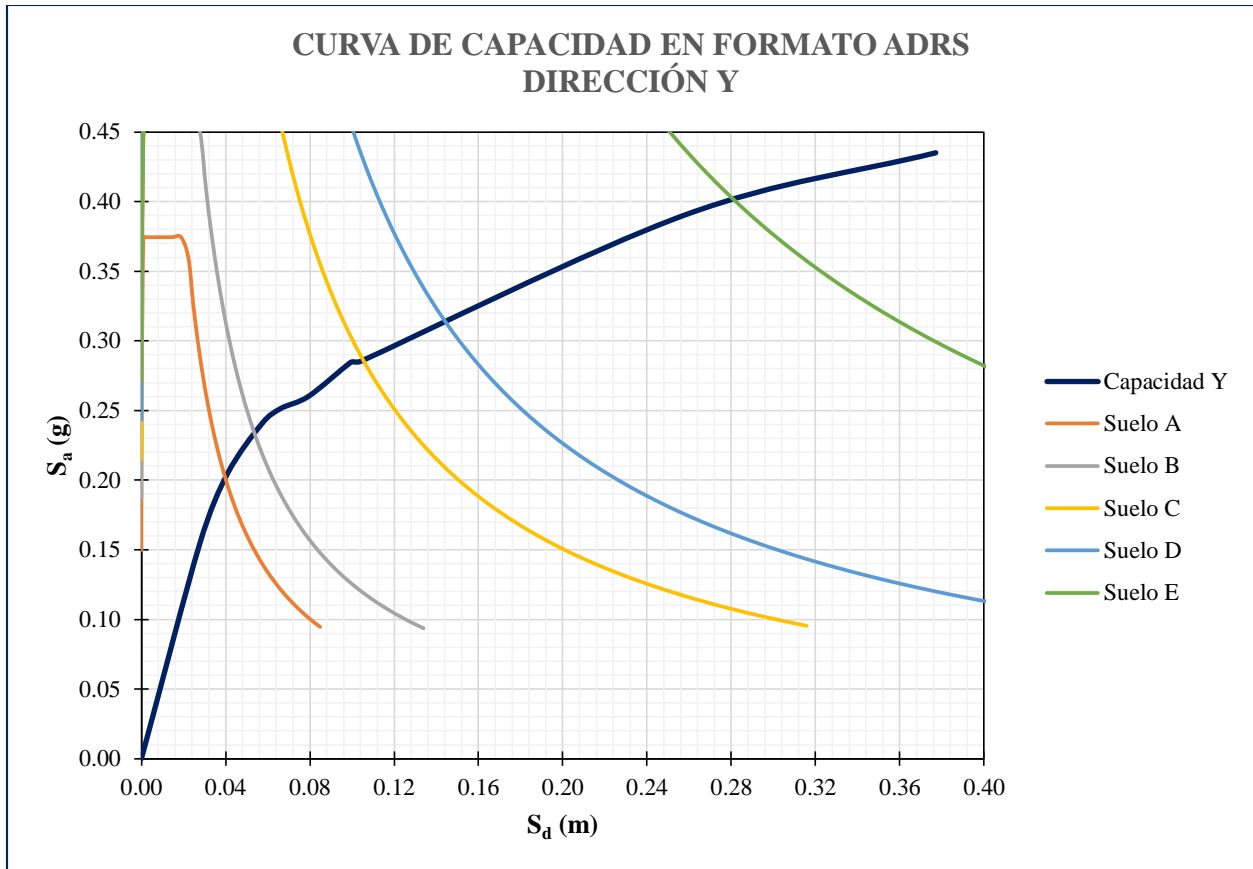


Figura 50. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 02.

Tabla 33. Puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 02.

TIPO DE SUELO	PUNTOS DE DESEMPEÑO EN LA DIRECCIÓN Y	
	S _a (g)	S _a (m)
Suelo A	0.200	0.040
Suelo B	0.236	0.053
Suelo C	0.286	0.104
Suelo D	0.316	0.143
Suelo E	0.401	0.281

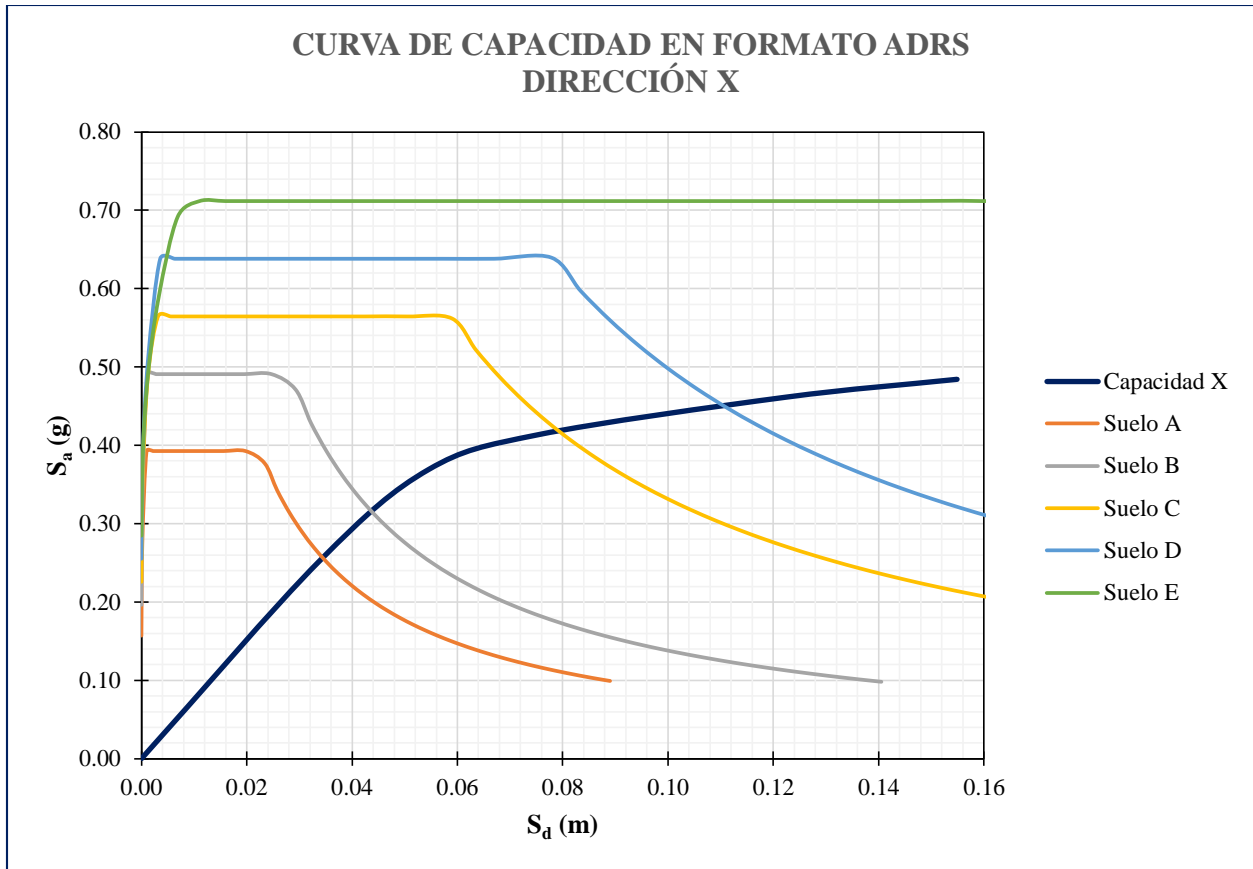


Figura 51. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 03.

Tabla 34. Puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 03.

TIPO DE SUELO	PUNTOS DE DESEMPEÑO EN LA DIRECCIÓN X	
	S _a (g)	S _a (m)
Suelo A	0.256	0.034
Suelo B	0.314	0.044
Suelo C	0.415	0.079
Suelo D	0.451	0.110
Suelo E	No Genera	No Genera

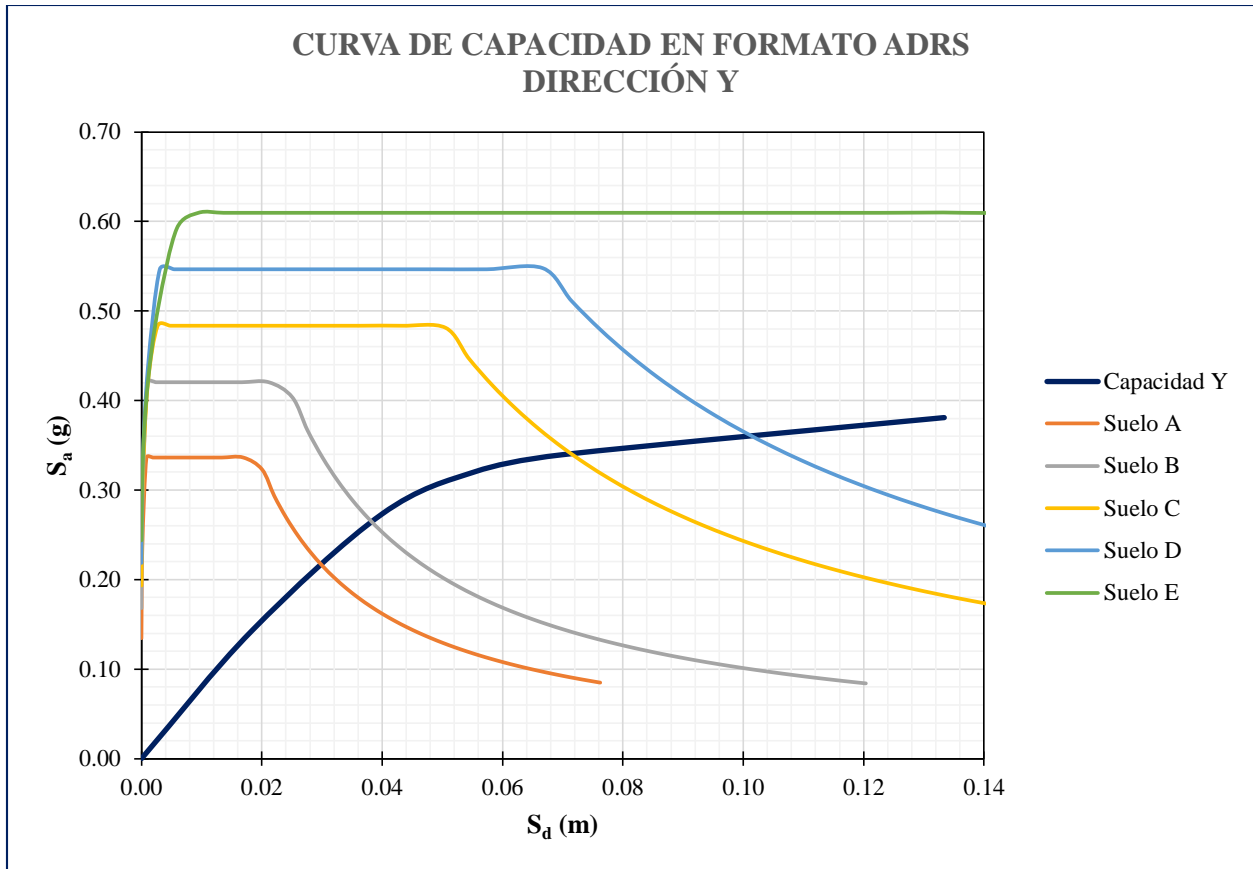


Figura 52. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 03.

Tabla 35. Puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 03.

TIPO DE SUELO	PUNTOS DE DESEMPEÑO EN LA DIRECCIÓN Y	
	S _a (g)	S _a (m)
Suelo A	0.215	0.030
Suelo B	0.265	0.038
Suelo C	0.340	0.070
Suelo D	0.361	0.102
Suelo E	No Genera	No Genera

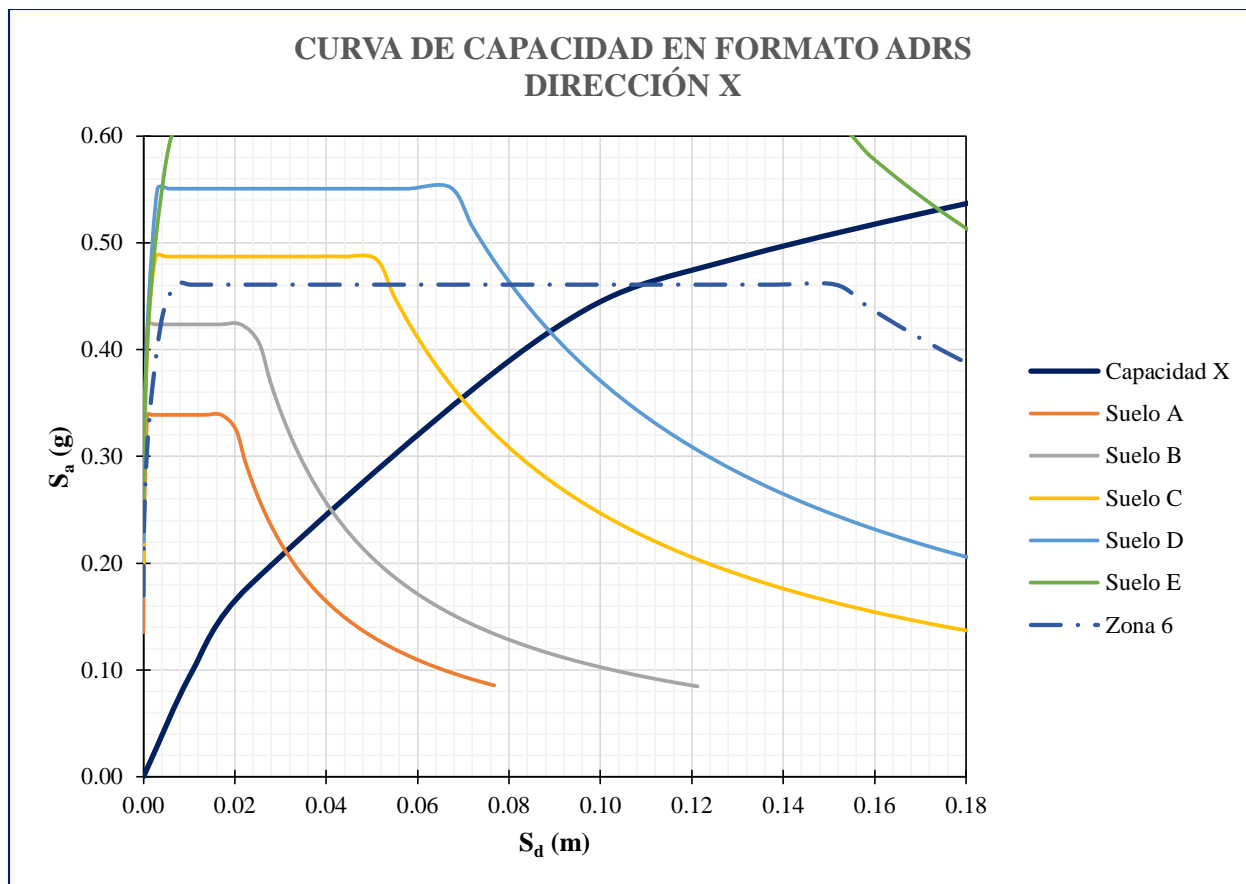


Figura 53. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 04.

Tabla 36. Puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 04.

TIPO DE SUELO	PUNTOS DE DESEMPEÑO EN LA DIRECCIÓN X	
	S_a (g)	S_d (m)
Suelo A	0.210	0.031
Suelo B	0.250	0.041
Suelo C	0.355	0.069
Suelo D	0.417	0.089
Suelo E	0.530	0.174
Zona 6	0.460	0.108

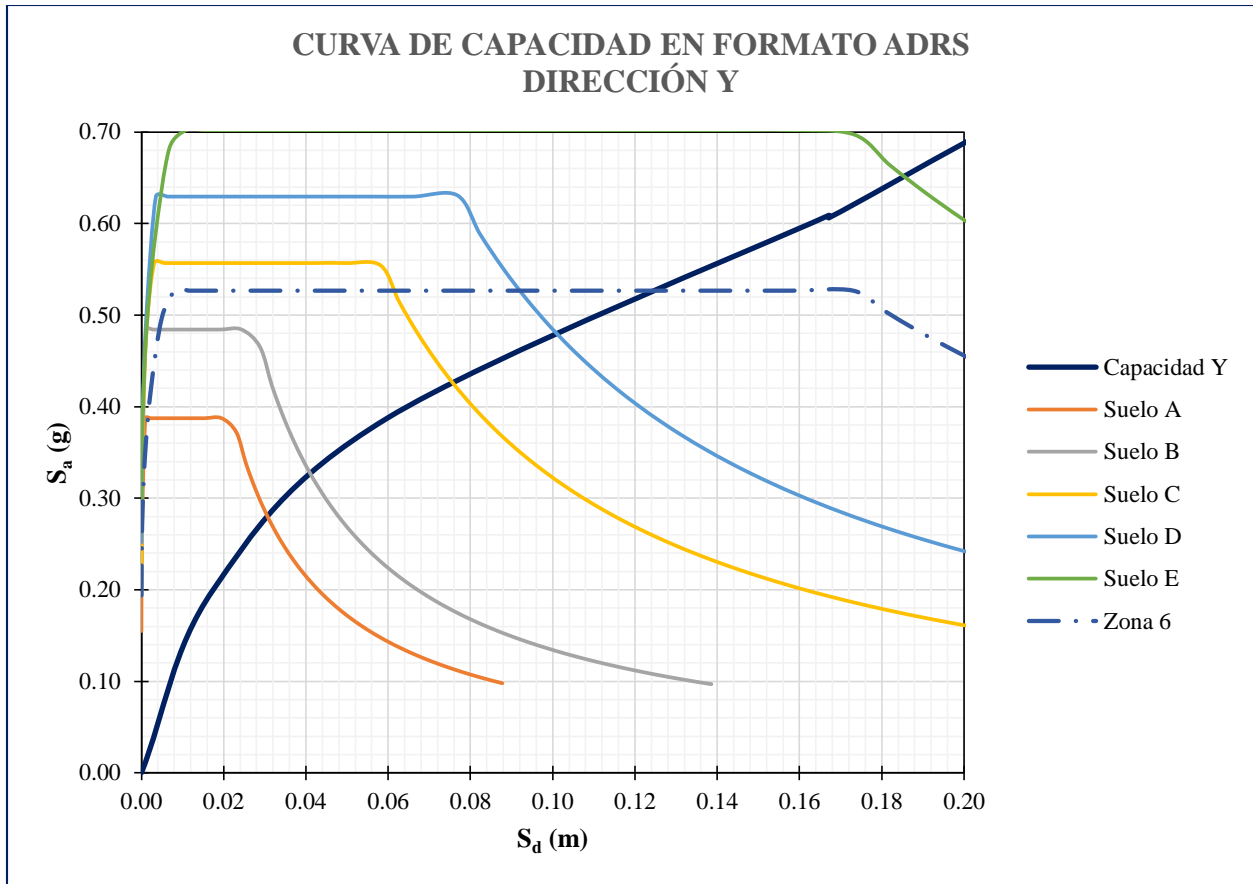


Figura 54. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 04.

Tabla 37. Puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 04.

TIPO DE SUELO	PUNTOS DE DESEMPEÑO EN LA DIRECCIÓN Y	
	S_a (g)	S_d (m)
Suelo A	0.280	0.031
Suelo B	0.329	0.041
Suelo C	0.424	0.076
Suelo D	0.480	0.101
Suelo E	0.651	0.185
Zona 6	0.529	0.124

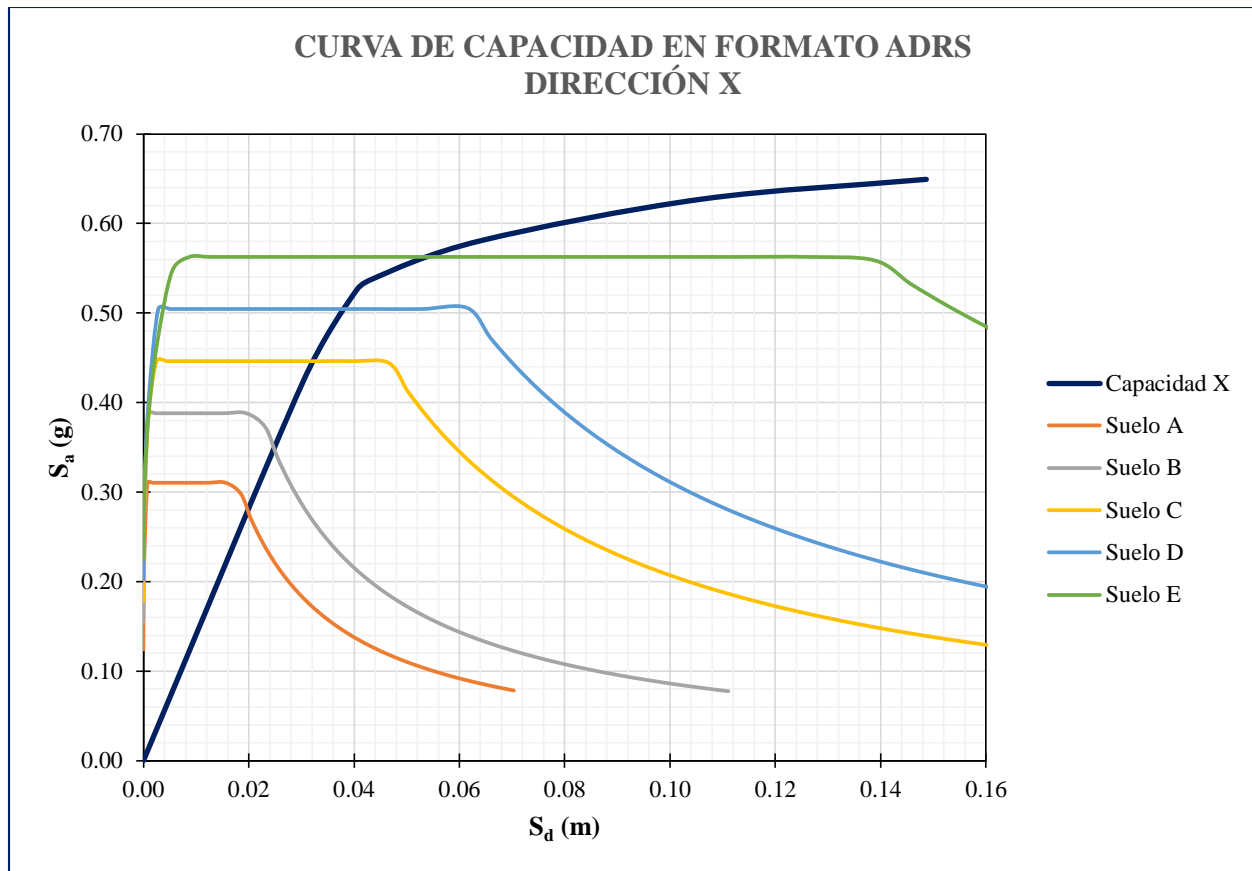


Figura 55. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 05.

Tabla 38. Puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 05.

TIPO DE SUELO	PUNTOS DE DESEMPEÑO EN LA DIRECCIÓN X	
	S _a (g)	S _a (m)
Suelo A	0.277	0.020
Suelo B	0.350	0.025
Suelo C	0.449	0.032
Suelo D	0.504	0.038
Suelo E	0.562	0.054

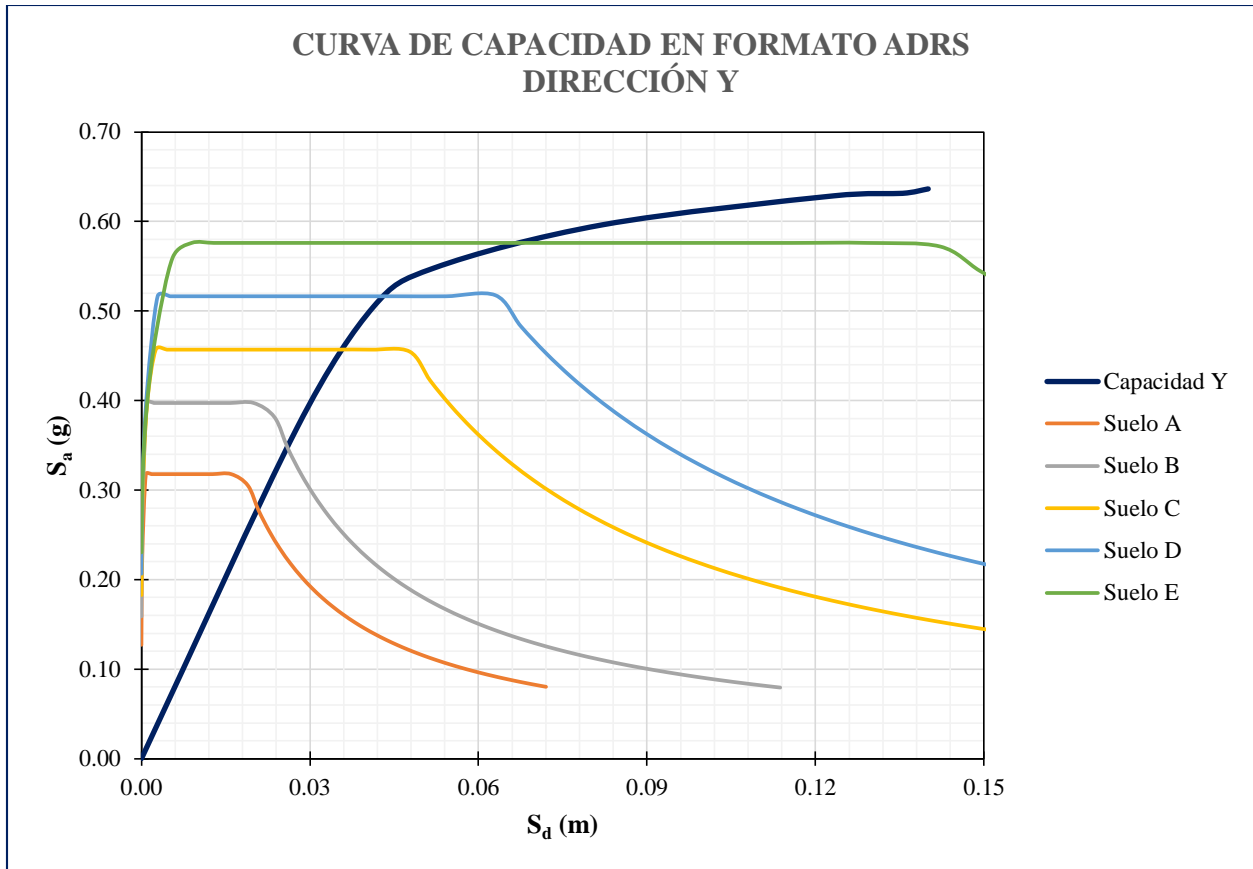


Figura 56. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 05.

Tabla 39. Puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 05.

TIPO DE SUELO	PUNTOS DE DESEMPEÑO EN LA DIRECCIÓN Y	
	S_a (g)	S_a (m)
Suelo A	0.277	0.021
Suelo B	0.347	0.026
Suelo C	0.459	0.036
Suelo D	0.516	0.043
Suelo E	0.575	0.066

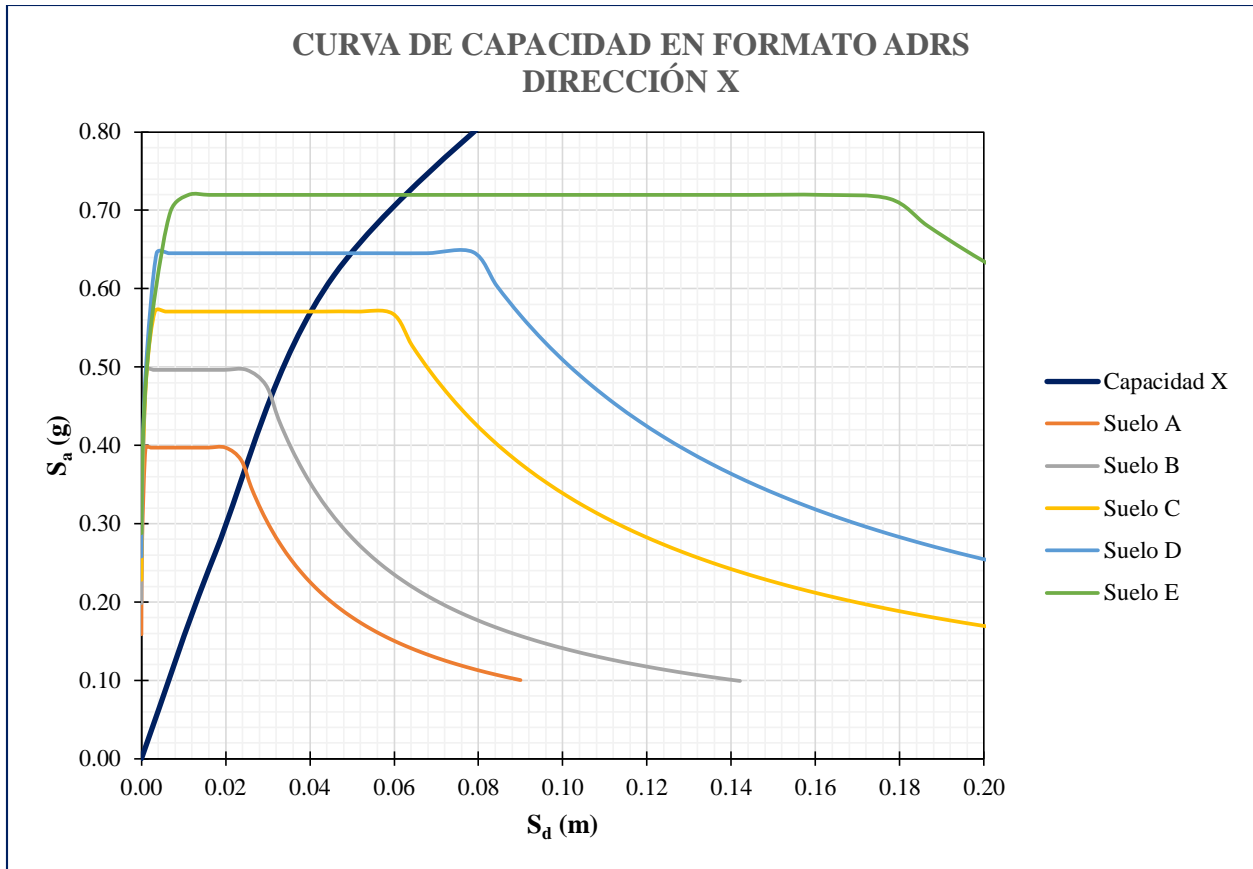


Figura 57. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 06.

Tabla 40. Puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 06.

TIPO DE SUELO	PUNTOS DE DESEMPEÑO EN LA DIRECCIÓN X	
	S _a (g)	S _a (m)
Suelo A	0.370	0.025
Suelo B	0.460	0.031
Suelo C	0.570	0.040
Suelo D	0.645	0.049
Suelo E	0.720	0.063

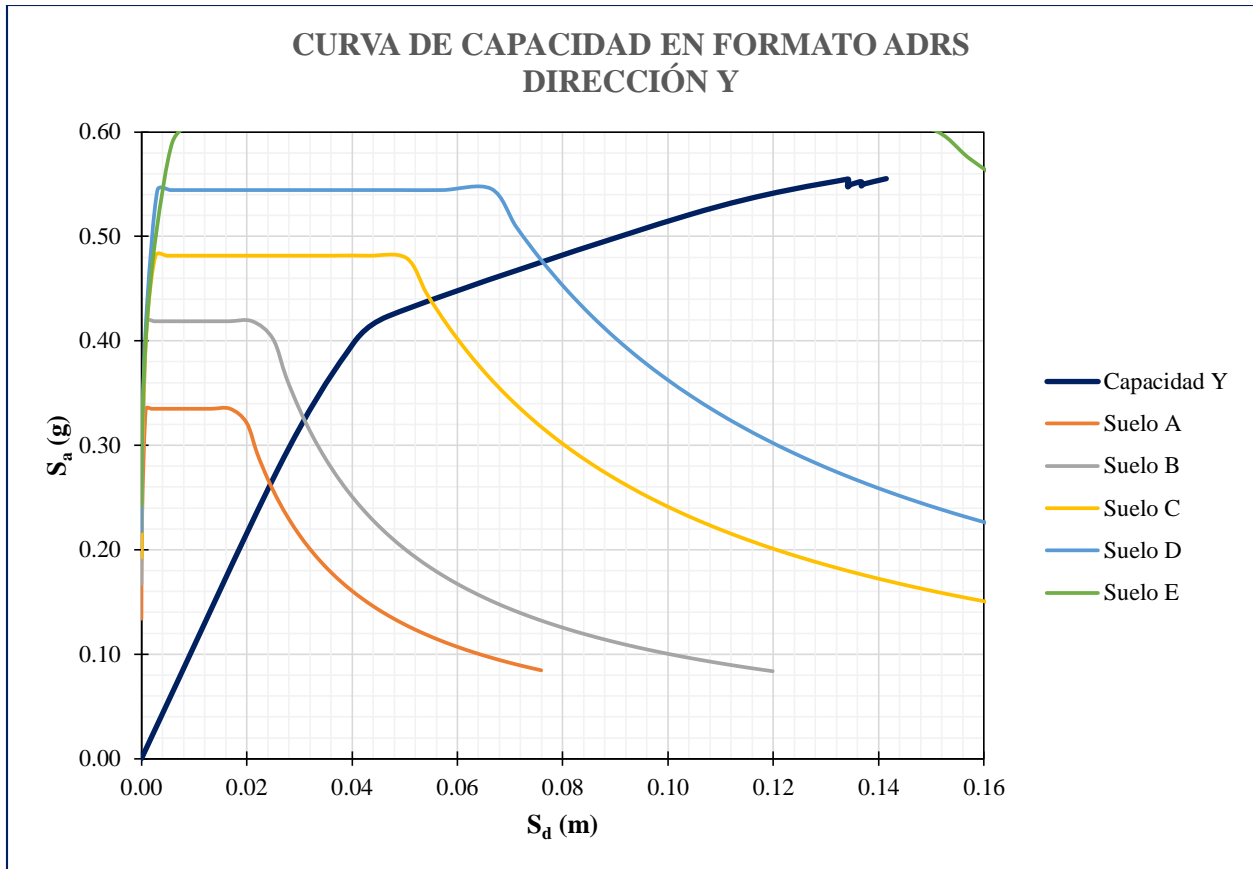


Figura 58. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 06.

Tabla 41. Puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 06.

TIPO DE SUELO	PUNTOS DE DESEMPEÑO EN LA DIRECCIÓN Y	
	S_a (g)	S_a (m)
Suelo A	0.261	0.025
Suelo B	0.324	0.031
Suelo C	0.440	0.045
Suelo D	0.477	0.076
Suelo E	No Genera	No Genera

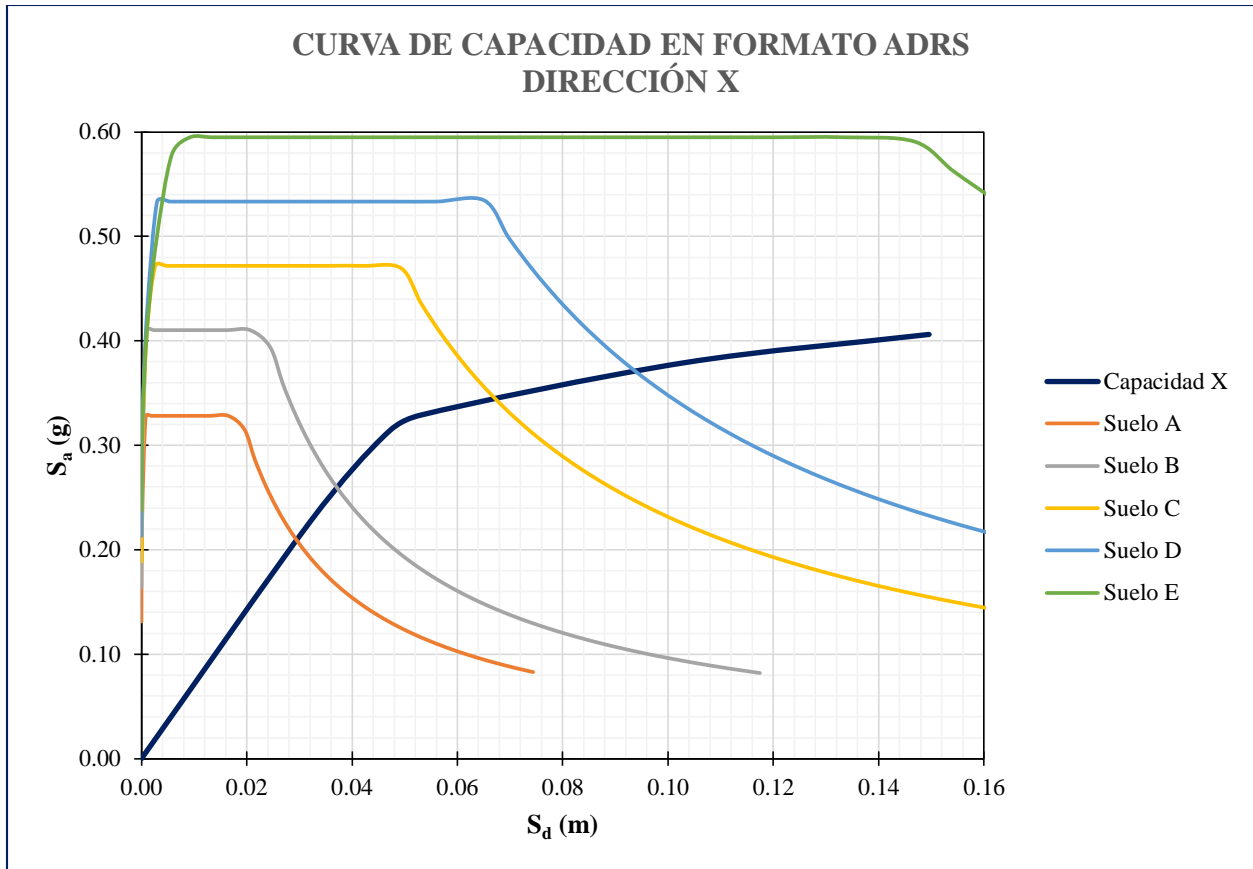


Figura 59. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 07.

Tabla 42. Puntos de desempeño en la dirección X del edificio No. 07.

TIPO DE SUELO	PUNTOS DE DESEMPEÑO EN LA DIRECCIÓN X	
	S _a (g)	S _a (m)
Suelo A	0.210	0.029
Suelo B	0.263	0.037
Suelo C	0.345	0.067
Suelo D	0.370	0.093
Suelo E	No Genera	No Genera

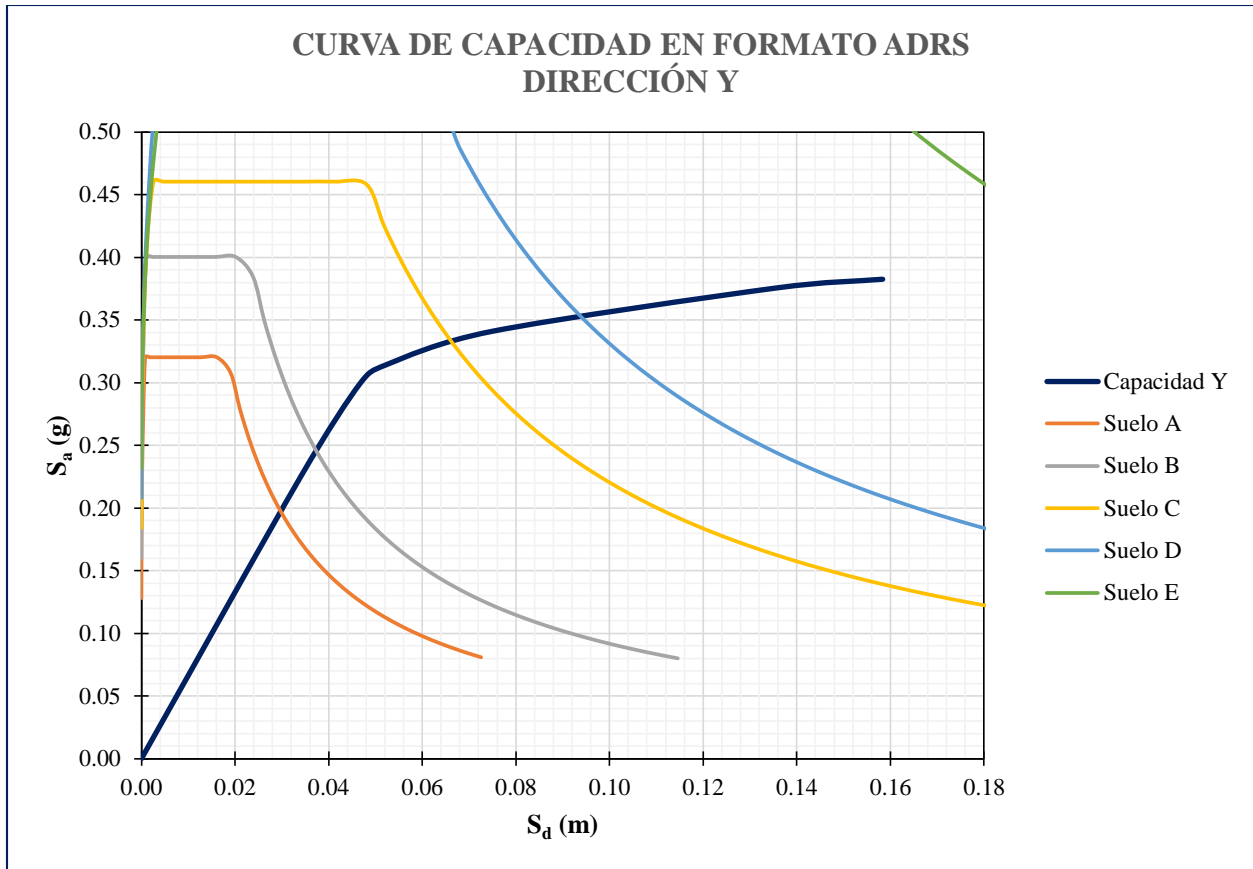


Figura 60. Espectros de demanda en formato ADRS, curva de capacidad en formato ADRS y puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 07.

Tabla 43. Puntos de desempeño en la dirección Y del edificio No. 07.

TIPO DE SUELO	PUNTOS DE DESEMPEÑO EN LA DIRECCIÓN Y	
	S_a (g)	S_a (m)
Suelo A	0.196	0.029
Suelo B	0.245	0.037
Suelo C	0.331	0.067
Suelo D	0.352	0.094
Suelo E	No Genera	No Genera

6.6. Nivel de desempeño sísmico

En la tabla 44 se pueden observar los niveles de desempeño sísmico de cada uno de los edificios de acuerdo a los límites de distorsión global de la estructura estipulados por ATC 40 y el Comité VISION 2000; para el cálculo de la ductilidad global de la estructura se realizó la relación entre el desplazamiento último y el desplazamiento cedente, el desplazamiento cedente se obtuvo mediante una conversión de la curva de capacidad real a una curva de capacidad bilineal en el software y el desplazamiento último se tomó como el desplazamiento máximo inelástico correspondiente al máximo cortante de la curva de capacidad de la estructura; es decir, el punto donde la curva de capacidad inicia el descenso y ya no es capaz de resistir más carga lateral.

Tabla 44. Niveles de desempeño sísmico tanto en la dirección X como en la dirección Y de los edificios.

NIVELES DE DESEMPEÑO SISMICO DE LOS EDIFICIOS OBJETO DEL PRESENTE ESTUDIO																
EDIFICIO No.	LOCALIZACIÓN	No. DE PISOS	ALTURA (m)	TIPO DE SUELO	DIRECCIÓN X			COMITÉ VISION 2000	ATC-40	DIRECCIÓN Y			COMITÉ VISION 2000	ATC-40		
					PUNTO DE DESEMPEÑO		DISTORSIÓN GLOBAL DEL EDIFICIO ψ_g (%)			DUCTILIDAD GLOBAL	PUNTO DE DESEMPEÑO				DISTORSIÓN GLOBAL DEL EDIFICIO ψ_g (%)	DUCTILIDAD GLOBAL
					S_x (g)	S_x (cm)					S_y (g)	S_y (cm)				
1	Santiago de Cali	3	10.80	Suelo A	0.222	2.70	0.25	4.36	Ocupación Inmediata	SP-2	0.246	2.99	0.28	2.70	Ocupación Inmediata	SP-2
				Suelo B	0.277	3.37	0.31		Ocupación Inmediata	SP-2	0.307	3.74	0.35		Ocupación Inmediata	SP-2
				Suelo C	0.376	5.98	0.55		Seguridad de Vida	SP-3	0.417	6.63	0.61		Seguridad de Vida	SP-3
				Suelo D	0.409	8.24	0.76		Seguridad de Vida	SP-3	0.454	9.14	0.85		Seguridad de Vida	SP-3
				Suelo E	0.465	17.90	1.66		Prevención de Colapso	SP-4	No Genera	No Genera				
2	Santiago de Cali	5	16.225	Suelo A	0.283	1.90	0.12	12.76	Operacional	SP-1	0.200	4.02	0.25	7.79	Ocupación Inmediata	SP-2
				Suelo B	0.333	2.60	0.16		Operacional	SP-1	0.236	5.30	0.33		Ocupación Inmediata	SP-2
				Suelo C	0.333	6.70	0.41		Ocupación Inmediata	SP-2	0.286	10.40	0.64		Seguridad de Vida	SP-3
				Suelo D	0.369	9.18	0.57		Seguridad de Vida	SP-3	0.316	14.32	0.88		Seguridad de Vida	SP-3
				Suelo E	0.461	18.80	1.16		Seguridad de Vida	SP-3	0.401	28.10	1.73		Prevención de Colapso	SP-4
3	Santiago de Cali	5	14.45	Suelo A	0.256	3.41	0.24	3.01	Ocupación Inmediata	SP-2	0.215	3.01	0.21	2.30	Ocupación Inmediata	SP-2
				Suelo B	0.314	4.39	0.30		Ocupación Inmediata	SP-2	0.265	3.80	0.26		Ocupación Inmediata	SP-2
				Suelo C	0.415	7.90	0.55		Seguridad de Vida	SP-3	0.340	7.00	0.48		Ocupación Inmediata	SP-2
				Suelo D	0.451	11.00	0.76		Seguridad de Vida	SP-3	0.361	10.20	0.71		Seguridad de Vida	SP-3
				Suelo E	No Genera	No Genera					No Genera	No Genera				
4	Santiago de Cali	6	18.20	Suelo A	0.210	3.10	0.17	5.58	Operacional	SP-1	0.280	3.05	0.17	8.48	Operacional	SP-1
				Suelo B	0.250	4.10	0.23		Ocupación Inmediata	SP-2	0.329	4.10	0.23		Ocupación Inmediata	SP-2
				Suelo C	0.355	6.90	0.38		Ocupación Inmediata	SP-2	0.424	7.61	0.42		Ocupación Inmediata	SP-2
				Suelo D	0.417	8.90	0.49		Ocupación Inmediata	SP-2	0.480	10.10	0.55		Seguridad de Vida	SP-3
				Suelo E	0.530	17.43	0.96		Seguridad de Vida	SP-3	0.651	18.45	1.01		Seguridad de Vida	SP-3
				Zona 6	0.460	10.80	0.59		Seguridad de Vida	SP-3	0.529	12.40	0.68		Seguridad de Vida	SP-3
5	Santiago de Cali	4	10.63	Suelo A	0.277	1.99	0.19	3.74	Operacional	SP-1	0.277	2.08	0.20	3.43	Ocupación Inmediata	SP-2
				Suelo B	0.350	2.50	0.24		Ocupación Inmediata	SP-2	0.347	2.61	0.25		Ocupación Inmediata	SP-2
				Suelo C	0.449	3.21	0.30		Ocupación Inmediata	SP-2	0.459	3.59	0.34		Ocupación Inmediata	SP-2

NIVELES DE DESEMPEÑO SISMICO DE LOS EDIFICIOS OBJETO DEL PRESENTE ESTUDIO

EDIFICIO No.	LOCALIZACIÓN	No. DE PISOS	ALTURA (m)	TIPO DE SUELO	DIRECCIÓN X			COMITÉ VISION 2000	ATC-40	DIRECCIÓN Y			COMITÉ VISION 2000	ATC-40		
					PUNTO DE DESEMPEÑO		DISTORSIÓN GLOBAL DEL EDIFICIO Ψ_G (%)			DUCTILIDAD GLOBAL	PUNTO DE DESEMPEÑO				DISTORSIÓN GLOBAL DEL EDIFICIO Ψ_G (%)	DUCTILIDAD GLOBAL
					S _s (g)	S _d (cm)					S _s (g)	S _d (cm)				
				Suelo D	0.504	3.80	0.36		Ocupación Inmediata	SP-2	0.516	4.30	0.40		Ocupación Inmediata	SP-2
				Suelo E	0.562	5.40	0.51		Seguridad de Vida	SP-3	0.575	6.60	0.62		Seguridad de Vida	SP-3
6	Santiago de Cali	5	13.82	Suelo A	0.370	2.50	0.18	5.23	Operacional	SP-1	0.261	2.50	0.18	3.64	Operacional	SP-1
				Suelo B	0.460	3.10	0.22		Ocupación Inmediata	SP-2	0.324	3.10	0.22		Ocupación Inmediata	SP-2
				Suelo C	0.570	4.00	0.29		Ocupación Inmediata	SP-2	0.440	4.50	0.33		Ocupación Inmediata	SP-2
				Suelo D	0.645	4.90	0.35		Ocupación Inmediata	SP-2	0.477	7.59	0.55		Seguridad de Vida	SP-3
				Suelo E	0.720	6.30	0.46		Ocupación Inmediata	SP-2	No Genera	No Genera				
7	Santiago de Cali	5	13.94	Suelo A	0.210	2.94	0.21	3.26	Ocupación Inmediata	SP-2	0.196	2.90	0.21	3.39	Ocupación Inmediata	SP-2
				Suelo B	0.263	3.67	0.26		Ocupación Inmediata	SP-2	0.245	3.70	0.27		Ocupación Inmediata	SP-2
				Suelo C	0.345	6.70	0.48		Ocupación Inmediata	SP-2	0.331	6.66	0.48		Ocupación Inmediata	SP-2
				Suelo D	0.370	9.30	0.67		Seguridad de Vida	SP-3	0.352	9.40	0.67		Seguridad de Vida	SP-3
				Suelo E	No Genera	No Genera				No Genera	No Genera					

7. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

A partir de los resultados obtenidos del análisis no lineal estático pushover para los edificios en cuestión diseñados bajo los lineamientos de la NSR-10, es posible observar que la mayoría de ellos se encuentran entre un nivel de desempeño Operacional (FO) y de Seguridad de Vida (LS) tanto en la dirección X como Y.

Por otra parte, el edificio No. 01 para los tipos de suelo A y B presentan un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO) tanto en la dirección X como en la dirección Y, para los tipos de suelo C y D presenta un nivel de desempeño de Seguridad de Vida (LS) para las direcciones X y Y; sin embargo para el tipo de suelo E en la dirección X presenta un nivel de desempeño de Prevención de Colapso (CP) y en la dirección Y no genera nivel de desempeño alguno, ya que la curva de capacidad en formato ADRS no se intersecta con el espectro de demanda en formato ADRS.

En cuanto al edificio No. 02, es posible observar que para los tipos de suelo A y B en la dirección X presenta un nivel de desempeño Operacional (FO); sin embargo en la dirección Y para estos tipos de suelo el nivel de desempeño es de Ocupación Inmediata (IO), además para el tipo de suelo C en la dirección X su nivel de desempeño es de Ocupación Inmediata (OI), para los tipos de suelo D y E el nivel de desempeño en X es de Seguridad de Vida (LS); mientras que para los tipos de suelo C y D en la dirección Y el nivel de desempeño es de Seguridad de Vida (LS) y para el tipo de suelo E en Y genera un nivel de desempeño de Prevención de Colapso (CP).

Para el edificio No. 03 se genera un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO) en la dirección X para los tipos de suelo A y B y en la dirección Y para los tipos de suelo A, B y C; además para los tipos de suelo C y D en la dirección X se presenta un nivel de desempeño de Seguridad de Vida (LS), mientras que en la dirección Y este nivel de desempeño se da en el suelo tipo D; sin embargo, para el tipo de suelo E la edificación no presenta nivel de desempeño alguno ya que no se genera la intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda sísmica.

En lo que concierne al edificio No. 04 en el tipo de suelo A presenta un nivel de desempeño Operacional (FO) en ambas direcciones, para los tipos de suelo B y C se da un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO) en las dos direcciones; para el tipo de suelo D en la dirección X sigue presentando un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), pero para este tipo de suelo en

la dirección Y presenta un nivel de desempeño de Seguridad de Vida (LS); además para el tipo de suelo E presenta un nivel de desempeño de Seguridad de Vida (LS) en las dos direcciones. En el caso de este edificio que se encuentra clasificado dentro de la Zona 6: Llanura Aluvial de acuerdo con el estudio de microzonificación sísmica de Santiago de Cali, es posible observar que el nivel de desempeño que presenta la edificación en la dirección X y Y es de Seguridad de Vida (LS).

Con respecto al edificio No. 05 para el tipo de suelo A en la dirección X presenta un nivel de desempeño Operacional (FO), mientras que en la dirección Y para el tipo de suelo A presenta un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO); para los tipos de suelo B, C y D genera un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (OI) en las direcciones X y Y; y para el tipo de suelo E el nivel de desempeño de la estructura es de Seguridad de Vida (LS) en ambas direcciones.

En el edificio No. 06 para los tipos de suelo B, C, D y E presenta un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO) en X, siendo únicamente para el tipo de suelo A donde se presenta un nivel de desempeño Operacional (FO) en esta dirección; en cuanto a la dirección Y el nivel de desempeño para el tipo de suelo A es Operacional (FO), mientras que para los tipos de suelo B y C el nivel de desempeño es de Ocupación Inmediata (IO), para el tipo de suelo D el nivel de desempeño es de Seguridad de Vida (LS) y para el tipo de suelo E no presenta nivel de desempeño alguno.

Finalmente para el edificio No. 07 tanto en la dirección X como en la dirección Y el nivel de desempeño para los tipos de suelo A, B y C corresponde a Ocupación Inmediata (IO), para el tipo de suelo D corresponde a Seguridad de Vida (LS) y para el tipo de suelo E no presenta un nivel de desempeño.

Los valores de distorsión de piso de los edificios No. 03, 05 y 07 en ambas direcciones son similares, lo que ocasiona que los niveles de desempeño tanto en X como en Y para cada uno de ellos sean de igual manera similares en cada tipo de suelo. Caso contrario ocurre con los edificios No. 01, 02, 04 y 06 donde los valores de distorsión de piso para cada uno de ellos de una dirección con respecto a la otra difieren en un amplio rango, lo que conlleva a que los niveles de desempeño difieran para cada tipo de suelo de una dirección a otra.

8. CONCLUSIONES

- Del total de edificios analizados, un 57% de ellos presentan un nivel de desempeño Operacional (FO) para al menos un tipo de suelo, el 100% de los edificios presenta un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO) y de Seguridad de Vida (LS) para algún tipo de suelo, el 29% presenta un nivel de desempeño de Prevención de Colapso (CP) para el suelo tipo E en una de las dos direcciones, y el 57% de los mismos no genera nivel de desempeño en una y/o en las dos direcciones en el tipo de suelo E.
- Para el tipo de suelo E en los edificios en los cuales no se generan nivel de desempeño alguno, es probable que se de esta condición debido a que de por sí este tipo de suelo presenta además unas condiciones geotécnicas deficientes; además estos edificios presentan configuraciones tanto en planta como en altura indeseables o que las hacen susceptibles a efectos torsionales extremos.
- De los 7 edificios analizados, 4 de ellos se encuentran contruidos sobre tipo de suelo E; sin embargo con los resultados obtenidos se puede observar que para este tipo de suelo 2 de ellos no alcanzan un nivel de desempeño estipulado por el Comité VISION 2000 o ATC 40, lo cual muestra que estas estructuras no presentan una adecuada ductilidad y por consiguiente no tienen una buena capacidad de disipación de energía para el tipo de suelo mencionado anteriormente dentro del rango inelástico.
- Es importante conocer la curva de capacidad de una estructura, ya que a través de ella se pueden determinar parámetros importantes tanto del punto de fluencia como del punto de falla de la misma; dichos parámetros nos ayudan a establecer si la estructura tiene una adecuada ductilidad o no.
- De los resultados encontrados se puede concluir que los valores de las distorsiones de piso en el nivel de desempeño de Seguridad de Vida se encuentran en un rango entre el 0,51% y 1,16%, valores que según el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 en el Título A – Requisitos Generales de Diseño y

Construcción Sismo Resistente, numeral A.6.4.1.2 permite multiplicar por 0,7 en un análisis inelástico lo cual haría cumplir el límite de deriva del 1,0 % para estructuras de concreto reforzado.

- De los resultados obtenidos es posible observar que los edificios cuyo sistema estructural corresponde a pórticos de concreto reforzado presentan una capacidad de carga menor a la de los sistemas duales; lo cual hace que estos edificios incurrieren más rápido en el rango inelástico que los de sistema dual; además los sistemas estructurales de pórticos de concreto reforzado presentan una ductilidad menor que los sistemas duales tanto en la dirección X como en la dirección Y.

9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A F M Salman Akhter and Yoyong Arfiadi (2019) 'Displacement-based design of Reinforced Concrete Special Moment Frame (RC-SMF) with Vertical Irregularity', MATEC Web of Conferences, 258, p. 7. doi: 10.1051/mateconf/201925805014.

Aguiar, R. (2015) Análisis Sísmico por Desempeño.

Arslan, G. and Cihanli, E. (2011) 'Curvature ductility prediction of reinforced high - strength concrete beam sections', Journal of Civil Engineering and Management, 3730. doi: 10.3846/jcem.2010.52.

ASCE/SEI 41-13 (2014) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing. Reston, Virginia.

ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, Virginia. doi: 10.1061/9780784414859.

ASECE/SEI 41-06 (2007) Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. Reston, Virginia. doi: 10.1061/9780784408841.sup.

ATC 40 (1996) Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. California.

Caro, K. (2018) Análisis No Lineal Estático de Una Edificación de Muros Portantes Con Un Modelo de Fibras, Society. Universidad Industrial de Santander. Available at: https://movisa.org.mx/images/NoBS_Report.pdf.

Das, S. and Choudhury, S. (2019) 'Influence of effective stiffness on the performance of RC frame buildings designed using displacement-based method and evaluation of column effective stiffness using ANN', Engineering Structures. Elsevier, 197, p. 21. doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109354.

Escamilla García, M. A. (2010) Estudio Comparativo de Las Tendencias Actuales del Método del Empujón Para la Evaluación de Estructuras Reticulares. Universidad Nacional Autónoma de México. Available at: <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/handle/132.248.52.100/3793>.

Escamilla García, M. A. and Ayala Milián, A. G. (2012) 'Debilidades y Fortalezas de La Curva de Capacidad Obtenida Mediante Análisis de Empuje Lateral Incremental En El Diseño y Evaluación Sísmica de Estructuras', XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, pp. 1–18.

FEMA 273 (1997) ‘NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings’, *Earthquake Spectra*, 16(1), pp. 227–239. doi: 10.1193/1.1586092.

FEMA 274 (1997) ‘NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings: FEMA 274’. Washington, D.C.

FEMA 356 (2000) ‘Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings: FEMA 356’. Washington, D.C.

FEMA 440 (2005) ‘Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures: FEMA 440’. Washington, D.C.

Giannakouras, P. and Zeris, C. (2019) ‘Seismic performance of irregular RC frames designed according to the DDBD approach’, *Engineering Structures*. Elsevier, 182, p. 19. doi: 10.1016/j.engstruct.2018.12.058.

Gioncu, V. (2000) ‘Framed structures . Ductility and seismic response General Report’, *Journal of Constructional Steel Research*, 55, pp. 125–154.

Hakim, R. A., Alama, M. S. and Ashour, S. A. (2014) ‘Seismic Assessment of RC Building According to ATC 40, FEMA 356 and FEMA 440’, *Arabian Journal for Science and Engineering*, 39(11), pp. 7691–7699. doi: 10.1007/s13369-014-1395-x.

López R., Suárez L., Herrera J.C. and Santiago A. ‘Verificación de Curvas de Capacidad de HAZUS para Puerto Rico’, *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, Vol. 1. 2001.

M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M. J. K. (2008) *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press. doi: 10.1193/1.2932170.

Medina, R. and Music, J. (2018) ‘Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena’, *Obras y proyectos*, (23), pp. 63–77. doi: 10.4067/s0718-28132018000100063.

Moehle, J. (2014) *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education. doi: 10.1193/112014eqs197b.

Park, R. and Paulay, T. (1975) *Estructuras de Concreto Reforzado*. Editorial Limusa, S.A. doi: 10.1002/9780470172834.

Peethambaran, K. and Philip, V. (2017) ‘Seismic Performance of Multi-Storeyed RC Moment Resisting Frames Based on Plan Aspect Ratio by Pushover Analysis’, *IJRST –International Journal for Innovative Research in Science & Technology*, 4(4), pp. 418–422.

Rohit Ranjan Singh and P. Polu Raju (2017) ‘Performance Based Seismic Design of RC Framed Building’, *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)*, 8(4), p. 12.

Ruíz D. M., Borrero M. C., León M. P., V. H. A. (2012) ‘Estimación de los niveles de desempeño estructural y de la deriva inelástica de pórticos de concreto considerando la variabilidad de los materiales de Bogotá’, *Ingeniería y Competitividad*, 14(1), pp. 165–183. doi: 10.25100/iyc.v14i1.2646.

Sandesh Giri and S K Madan (2014) ‘Evaluation of RCC Buildings with Typical Plan Irregularities Using Nonlinear Static Pushover Analysis’, *The IUP Journal of Structural Engineering*, Vol. VII, No. 3, 2014, VII(3), p. 10.

Suárez, V. (2009) ‘Diseño Basado en Desplazamientos , una Alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas’, *Revista Tecnológica ESPOL - RTE*, 22, pp. 47–59.

10. ANEXOS

Anexo 1. Cálculo de la fuerza sísmica edificio No. 02, suelo tipo D.

CÁLCULO DE LAS FUERZAS SISMICAS MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10						
DIMENSIONES DE LA EDIFICACIÓN				MÁXIMA ACELERACIÓN HORIZONTAL DE DISEÑO, S_a		
Largo, L:	24.76	m		Coeficiente de Importancia, I:	1.10	
Ancho, B:	10.27	m		Coeficiente de Aceleración Pico Efectiva, A_a :	0.25	
Altura, h:	16.225	m		Coeficiente de Amplificación, F_a :	1.30	
No. de Pisos:	3			$S_a = 2.5A_aF_aI$	0.89	
AVALUO DE CARGAS				CORTANTE SISMICO EN LA BASE, V_s		
Carga Muerta, D:	0.70	Ton/m ²		Aceleración de La Gravedad, g:	9.81	m/s ²
Carga Viva, L:	0.18	Ton/m ²		$V_s = S_a g M$	941.80	Ton
Masa Total del Edificio, M:	107.87	Ton-s ² /m		EXPONENTE RELACIONADO CON EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN, k		
PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE LA EDIFICACIÓN				Para T menor o igual a 0.5 segundos		
$T_a = Ch^\alpha$:				k = 1.0		
C_i :	0.049			Para T entre 0.5 y 2.5 segundos		
α :	0.75			k = 0.75 + 0.5T		
T_a	0.40	s		k:	k = 2.0	
				k:	1.0	
Piso No.	h_i (m)	m_i (Ton-s²/m)	W_i (Ton)	$m_i h_i^k$ (Ton-s²)	C_{vi}	F_i (Ton)
5	16.225	6.72	65.92	109.03	0.14	131.85
4	12.975	7.39	72.50	95.89	0.12	113.02
3	9.725	27.86	273.31	270.94	0.34	320.21
2	6.475	33.58	329.42	217.43	0.27	254.29
1	3.225	32.32	317.06	104.23	0.13	122.43
TOTAL		107.87	1058.21	797.52	1.00	941.80

Anexo 2. Cálculo de la fuerza sísmica edificio No. 03, suelo tipo D.

CÁLCULO DE LAS FUERZAS SISMICAS MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10						
DIMENSIONES DE LA EDIFICACIÓN			MÁXIMA ACELERACIÓN HORIZONTAL DE DISEÑO, S_a			
Largo, L:	24.76	m	Coeficiente de Importancia, I:		1.00	
Ancho, B:	10.27	m	Coeficiente de Aceleración Pico Efectiva, A_a :		0.25	
Altura, h:	10.80	m	Coeficiente de Amplificación, F_a :		1.30	
No. de Pisos:	3		$S_a = 2.5A_aF_aI$		0.81	
AVALUO DE CARGAS			CORTANTE SISMICO EN LA BASE, V_s			
Carga Muerta, D:	0.34	Ton/m ²	Aceleración de La Gravedad, g:		9.81	m/s ²
Carga Viva, L:	0.20	Ton/m ²	$V_s = S_a g M$		379.74	Ton
Masa Total del Edificio, M:	47.79	Ton-s ² /m	EXPONENTE RELACIONADO CON EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN, k			
PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE LA EDIFICACIÓN			Para T menor o igual a 0.5 segundos $k = 1.0$			
$T_a = C_t h^\alpha$:			Para T entre 0.5 y 2.5 segundos $k = 0.75 + 0.5T$			
C_t :	0.047		k :			
α :	0.9		k :			
T_a	0.40	s	k:			
			1.0			
Piso No.	h_i (m)	m_i (Ton-s ² /m)	W_i (Ton)	$m_i h_i^k$ (Ton-s ²)	C_{vi}	F_i (Ton)
5	14.45	3.63	35.61	52.45	0.16	60.76
4	11.65	5.04	49.44	58.72	0.18	68.35
3	8.80	9.89	97.02	87.03	0.27	102.53
2	5.95	13.34	130.87	79.37	0.24	91.14
1	3.10	15.89	155.88	49.26	0.15	56.96
TOTAL		47.79	468.82	326.83	1.00	379.74

Anexo 3. Cálculo de la fuerza sísmica edificio No. 04, suelo tipo D.

CÁLCULO DE LAS FUERZAS SISMICAS						
MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE						
REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10						
DIMENSIONES DE LA EDIFICACIÓN				MÁXIMA ACELERACIÓN HORIZONTAL DE DISEÑO, S_a		
Largo, L:	24.76	m		Coeficiente de Importancia, I:	1.00	
Ancho, B:	10.27	m		Coeficiente de Aceleración Pico Efectiva, A_a :	0.25	
Altura, h:	10.80	m		Coeficiente de Amplificación, F_a :	1.30	
No. de Pisos:	3			$S_a = 2.5A_aF_aI$	0.81	
AVALUO DE CARGAS				CORTANTE SISMICO EN LA BASE, V_s		
Carga Muerta, D:	0.34	Ton/m ²		Aceleración de La Gravedad, g:	9.81	m/s ²
Carga Viva, L:	0.20	Ton/m ²		$V_s = S_a g M$	3097.47	Ton
Masa Total del Edificio, M:	389.81	Ton-s ² /m		EXPONENTE RELACIONADO CON EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN, k		
PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE LA EDIFICACIÓN				Para T menor o igual a 0.5 segundos	k = 1.0	
$T_a = C_i h^\alpha$:				Para T entre 0.5 y 2.5 segundos	k = 0.75 + 0.5T	
C_i :	0.049			k:	k = 2.0	
α :	0.75			k:	1.0	
T_a	0.29	s		Piso No.		
	h_i (m)	m_i (Ton-s ² /m)	W_i (Ton)	$m_i h_i^k$ (Ton-s ²)	C_{vi}	F_i (Ton)
6	18.20	29.47	289.10	536.35	0.15	464.62
5	15.20	66.35	650.89	1008.52	0.27	836.32
4	12.20	66.35	650.89	809.47	0.22	681.44
3	9.20	75.62	741.83	695.70	0.18	557.54
2	6.20	75.62	741.83	468.84	0.12	371.70
1	3.20	76.40	749.48	244.48	0.06	185.85
TOTAL		389.81	3824.02	3763.36	1.00	3097.47

Anexo 4. Cálculo de la fuerza sísmica edificio No. 05, suelo tipo E.

CÁLCULO DE LAS FUERZAS SISMICAS MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10						
DIMENSIONES DE LA EDIFICACIÓN			MÁXIMA ACELERACIÓN HORIZONTAL DE DISEÑO, S_a			
Largo, L:	13.82	m	Coeficiente de Importancia, I:		1.00	
Ancho, B:	6.31	m	Coeficiente de Aceleración Pico Efectiva, A_a :		0.25	
Altura, h:	10.63	m	Coeficiente de Amplificación, F_a :		1.45	
No. de Pisos:	4		$S_a = 2.5A_aF_aI$		0.91	
AVALUO DE CARGAS			CORTANTE SISMICO EN LA BASE, V_s			
Carga Muerta, D:	0.68	Ton/m ²	Aceleración de La Gravedad, g:		9.81	m/s ²
Carga Viva, L:	0.18	Ton/m ²	$V_s = S_a g M$		260.14	Ton
Masa Total del Edificio, M:	29.14	Ton-s ² /m	EXPONENTE RELACIONADO CON EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN, k			
PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE LA EDIFICACIÓN			Para T menor o igual a 0.5 segundos k = 1.0			
$T_a = C_t h^\alpha$:			Para T entre 0.5 y 2.5 segundos k = 0.75 + 0.5T			
C _t :	0.047		k:		k = 2.0	
α:	0.90		k:		1.0	
T_a	0.39	s				
Piso No.	h_i (m)	m_i (Ton-s²/m)	W_i (Ton)	m_ih_i^k (Ton-s²)	C_{vi}	F_i (Ton)
4	10.63	4.04	39.63	42.95	0.25	65.04
3	7.92	8.35	81.91	66.13	0.38	98.85
2	5.22	8.35	81.91	43.59	0.25	65.04
1	2.52	8.40	82.4	21.17	0.12	31.21
TOTAL		29.14	285.85	173.84	1.00	260.14

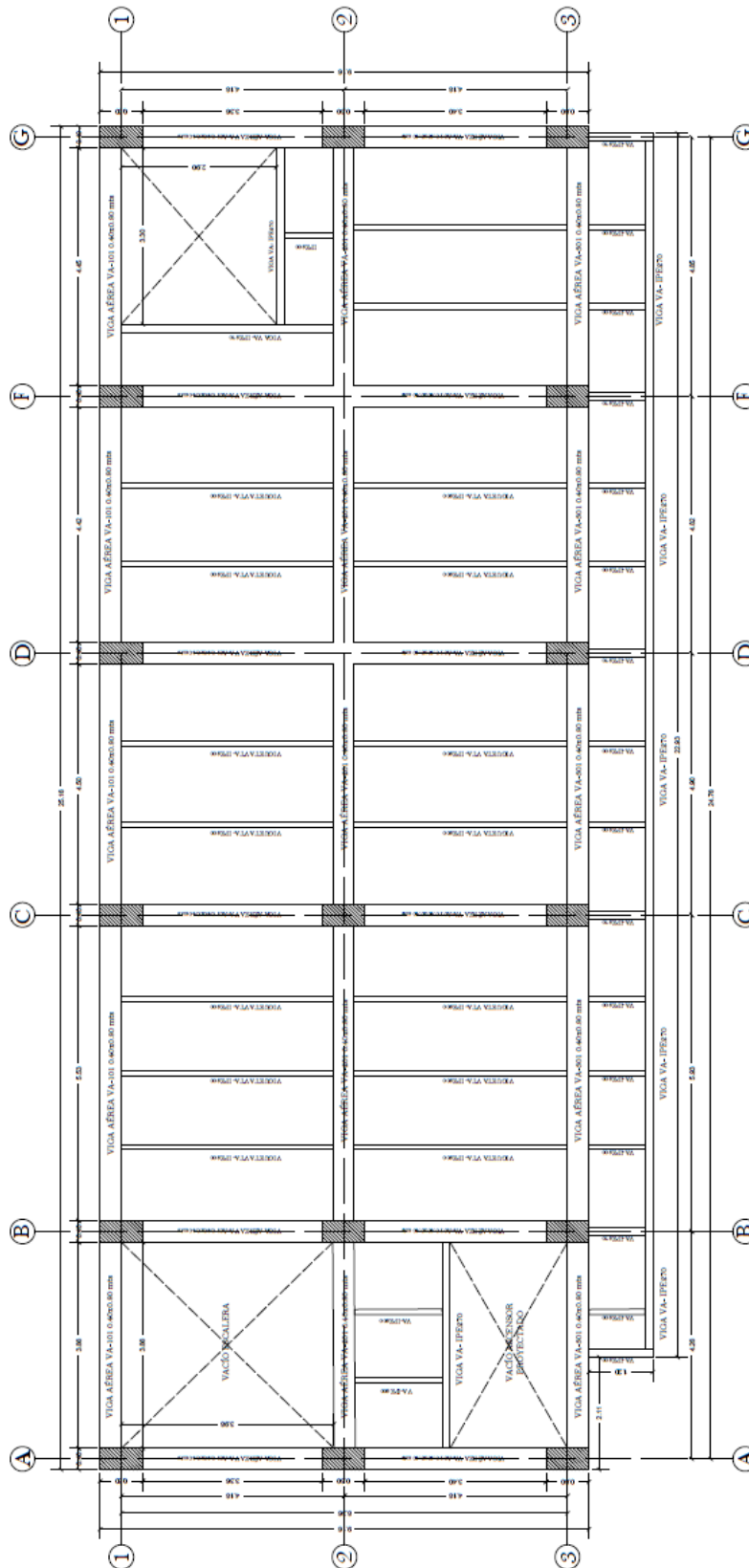
Anexo 5. Cálculo de la fuerza sísmica edificio No. 06, suelo tipo E.

CÁLCULO DE LAS FUERZAS SISMICAS MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10						
DIMENSIONES DE LA EDIFICACIÓN				MÁXIMA ACELERACIÓN HORIZONTAL DE DISEÑO, S_a		
Largo, L:	9.52	m		Coeficiente de Importancia, I:		1.00
Ancho, B:	5.27	m		Coeficiente de Aceleración Pico Efectiva, A_a :		0.25
Altura, h:	13.82	m		Coeficiente de Amplificación, F_a :		1.45
No. de Pisos:	5			$S_a = 2.5A_aF_aI$		0.91
AVALUO DE CARGAS				CORTANTE SISMICO EN LA BASE, V_s		
Carga Muerta, D:	0.61	Ton/m ²		Aceleración de La Gravedad, g:	9.81	m/s ²
Carga Viva, L:	0.18	Ton/m ²		$V_s = S_a g M$	230.77	Ton
Masa Total del Edificio, M:	25.85	Ton-s ² /m		EXPONENTE RELACIONADO CON EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN, k		
PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE LA EDIFICACIÓN				Para T menor o igual a 0.5 segundos k = 1.0		
$T_a = C_t h^\alpha$:				Para T entre 0.5 y 2.5 segundos k = 0.75 + 0.5T		
C_t :		0.049		k:		k = 2.0
α :		0.75		k:		1.0
T_a	0.35	s				
Piso No.	h_i (m)	m_i (Ton-s ² /m)	W_i (Ton)	$m_i h_i^k$ (Ton-s ²)	C_{vi}	F_i (Ton)
5	13.82	2.56	25.11	35.38	0.17	39.23
4	11.16	5.70	55.92	63.61	0.32	73.85
3	8.46	5.80	56.90	49.07	0.25	57.69
2	5.76	5.80	56.90	33.41	0.17	39.23
1	3.06	5.99	58.76	18.33	0.09	20.77
TOTAL		25.85	253.59	199.80	1.00	230.77

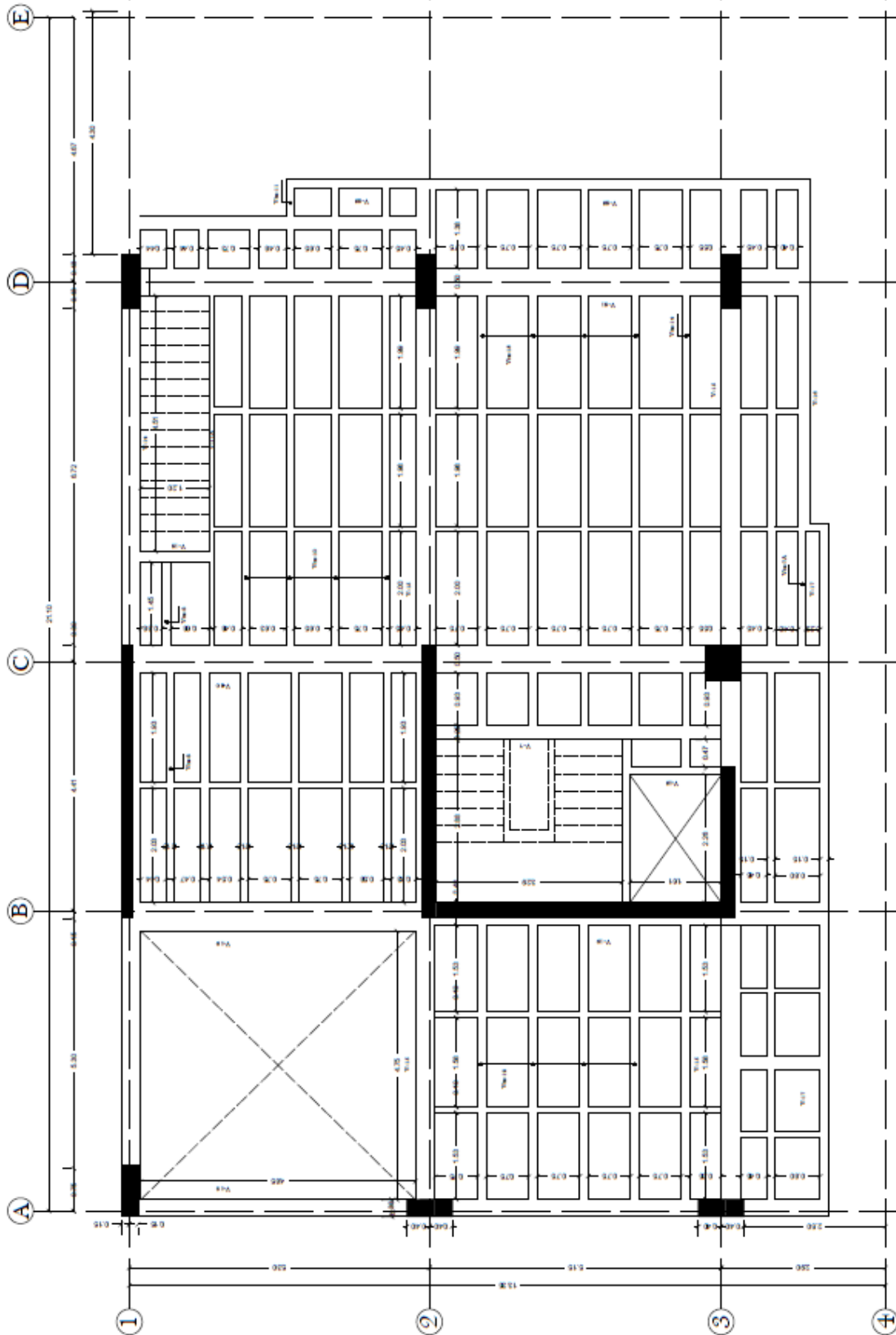
Anexo 6. Cálculo de la fuerza sísmica edificio No. 07, suelo tipo E.

CÁLCULO DE LAS FUERZAS SISMICAS MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10						
DIMENSIONES DE LA EDIFICACIÓN			MÁXIMA ACELERACIÓN HORIZONTAL DE DISEÑO, S_a			
Largo, L:	13.94	m	Coeficiente de Importancia, I:		1.00	
Ancho, B:	6.46	m	Coeficiente de Aceleración Pico Efectiva, A_a :		0.25	
Altura, h:	13.94	m	Coeficiente de Amplificación, F_a :		1.45	
No. de Pisos:	5		$S_a = 2.5A_aF_aI$		0.91	
AVALUO DE CARGAS			CORTANTE SISMICO EN LA BASE, V_s			
Carga Muerta, D:	0.61	Ton/m ²	Aceleración de La Gravedad, g:		9.81	m/s ²
Carga Viva, L:	0.18	Ton/m ²	$V_s = S_a M$		386.90	Ton
Masa Total del Edificio, M:	43.34	Ton-s ² /m	EXPONENTE RELACIONADO CON EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN, k			
PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE LA EDIFICACIÓN			Para T menor o igual a 0.5 segundos k = 1.0			
$T_a = C_t h^\alpha$:			Para T entre 0.5 y 2.5 segundos k = 0.75 + 0.5T			
C_t :	0.047		k:		k = 2.0	
α :	0.90		k:		1.0	
T_a	0.50	s				
Piso No.	h_i (m)	m_i (Ton-s ² /m)	W_i (Ton)	$m_i h_i^k$ (Ton-s ²)	C_{vi}	F_i (Ton)
5	13.94	4.31	42.28	60.08	0.17	65.77
4	11.34	9.45	92.70	107.16	0.32	123.81
3	8.64	9.45	92.7	81.65	0.24	92.86
2	5.94	9.45	92.7	56.13	0.17	65.77
1	3.24	10.68	104.77	34.60	0.10	38.69
TOTAL		43.34	425.15	339.62	1.00	386.90

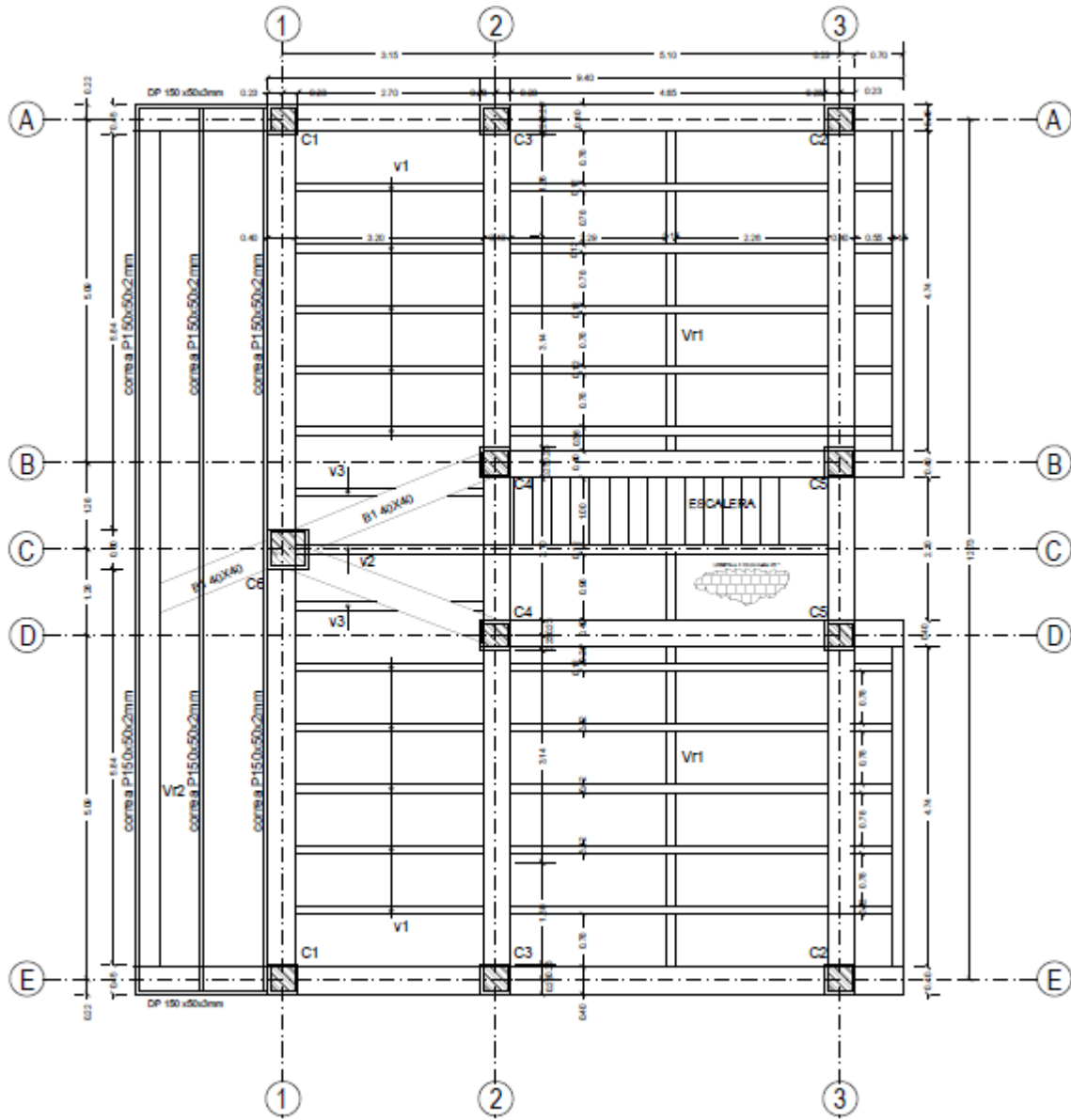
Anexo 7. Planta típica edificio No. 01.



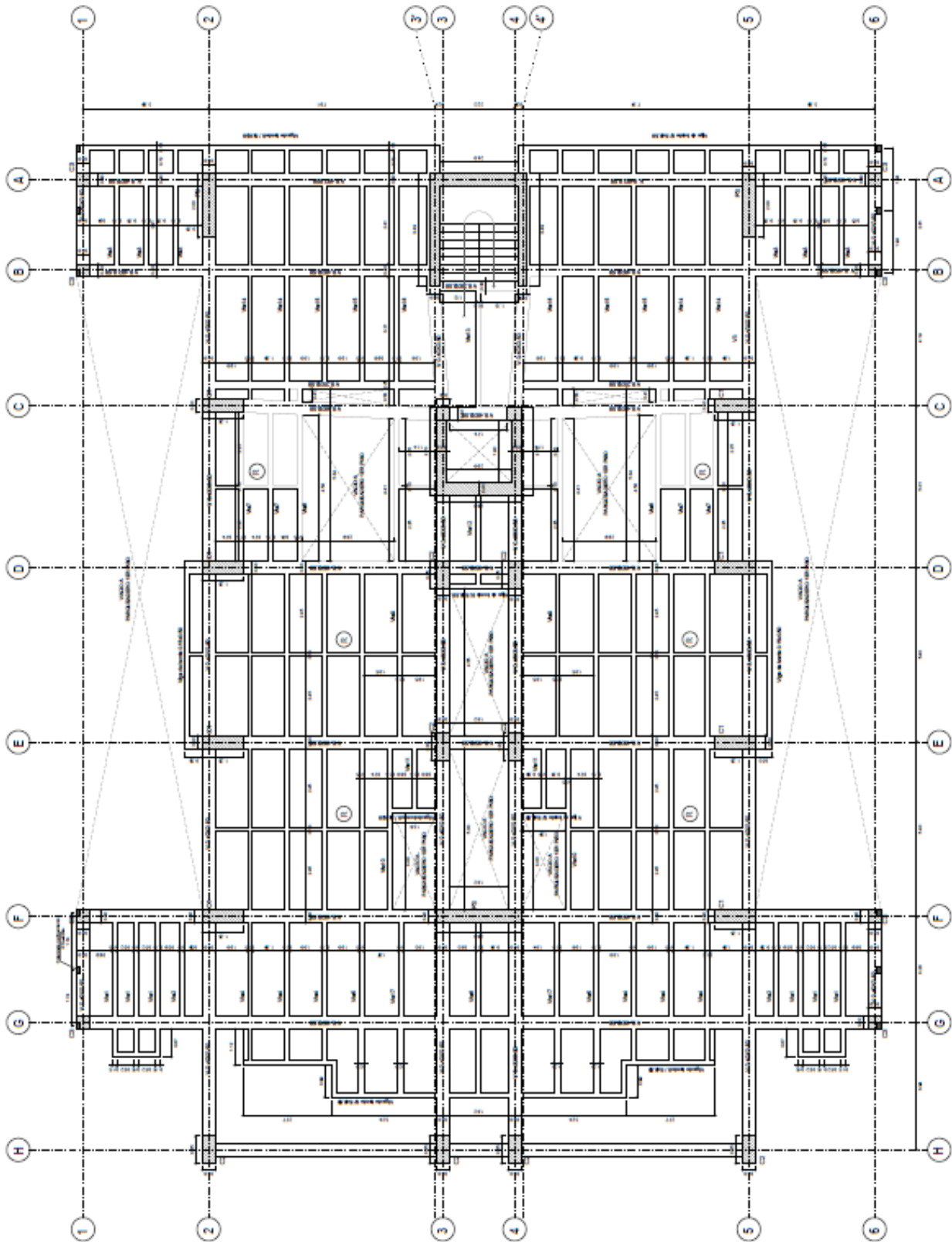
Anexo 8. Planta típica edificio No. 02.



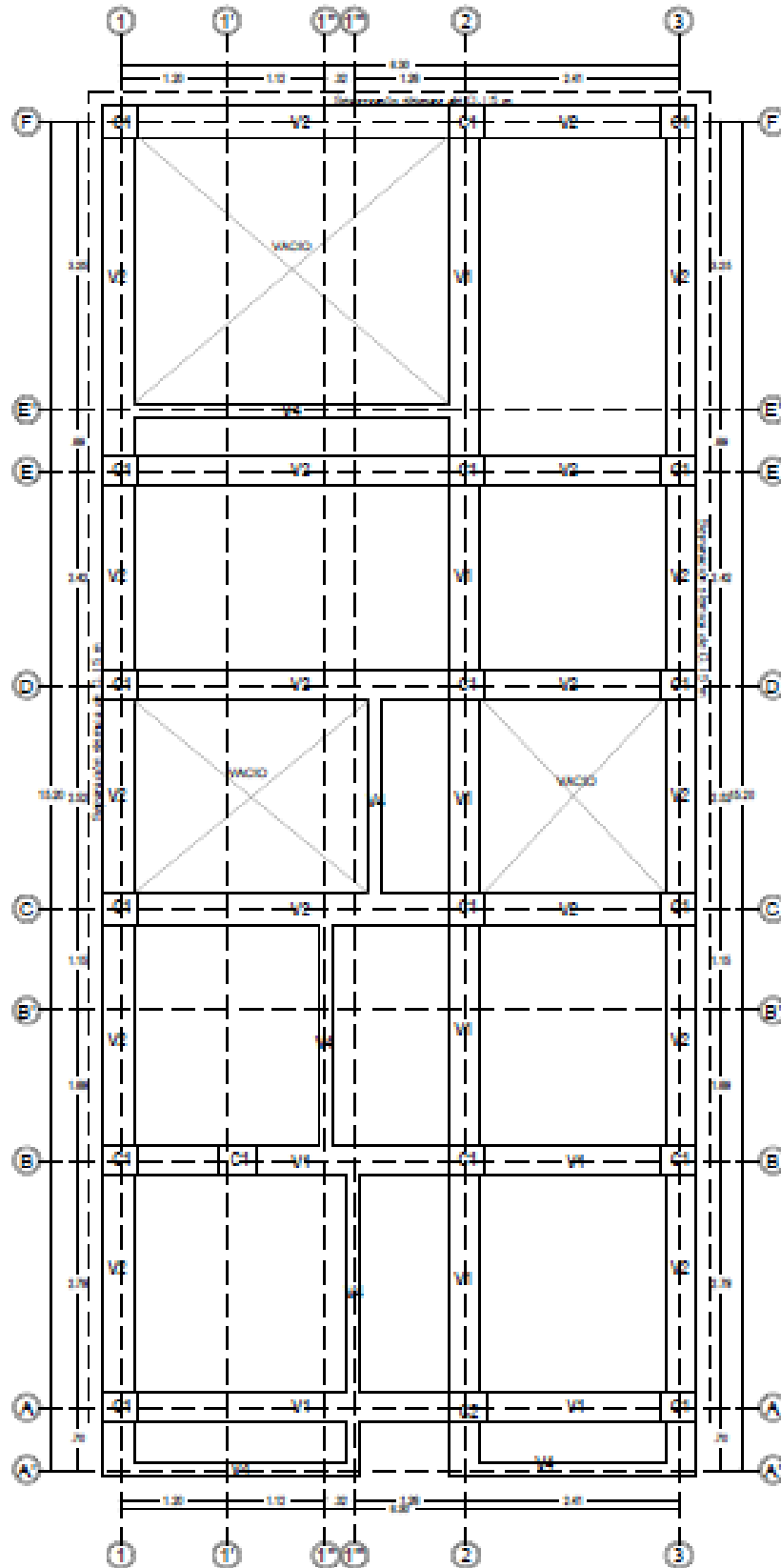
Anexo 9. Planta típica edificio No. 03.



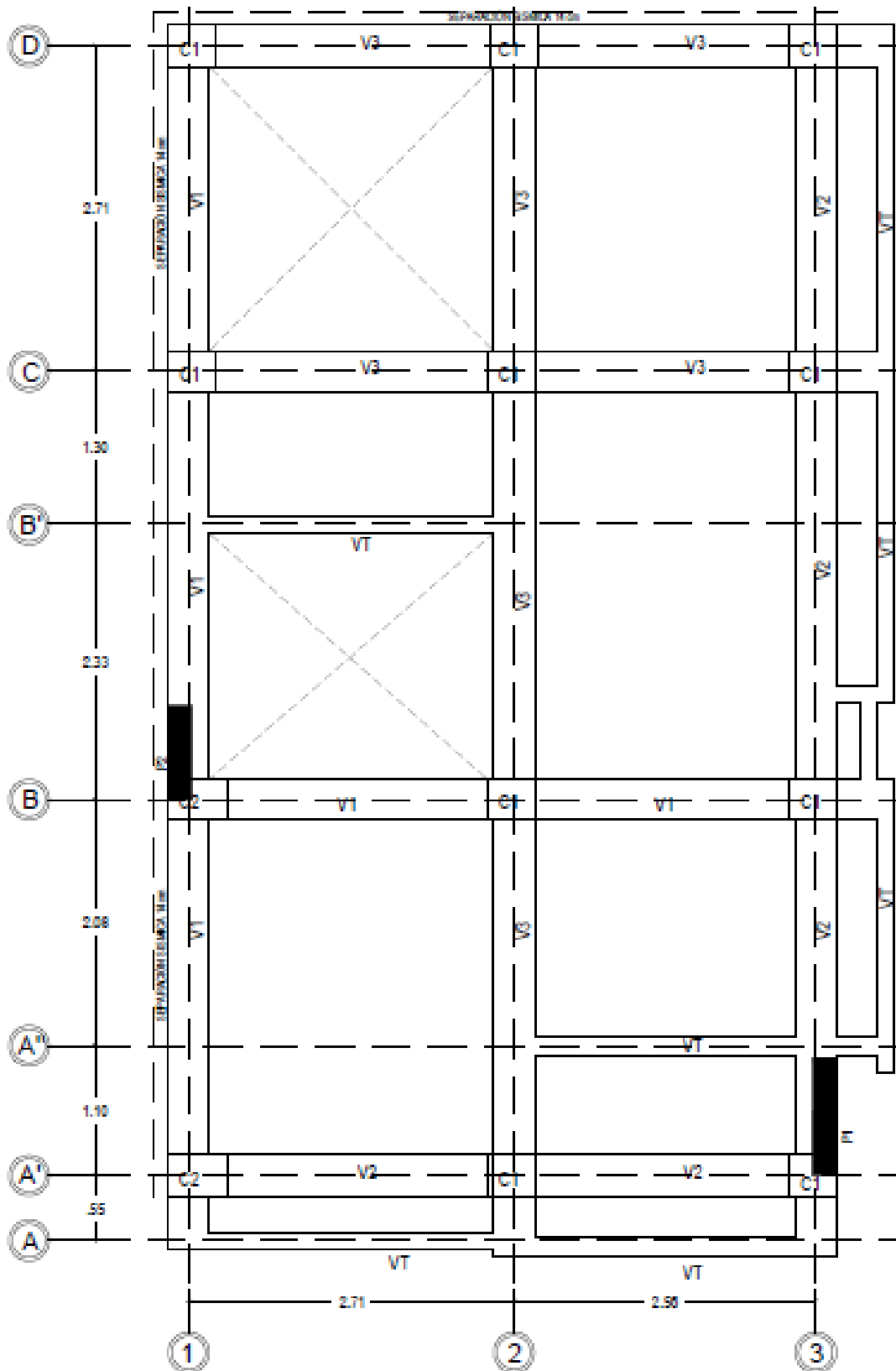
Anexo 10. Planta típica edificio No. 04.



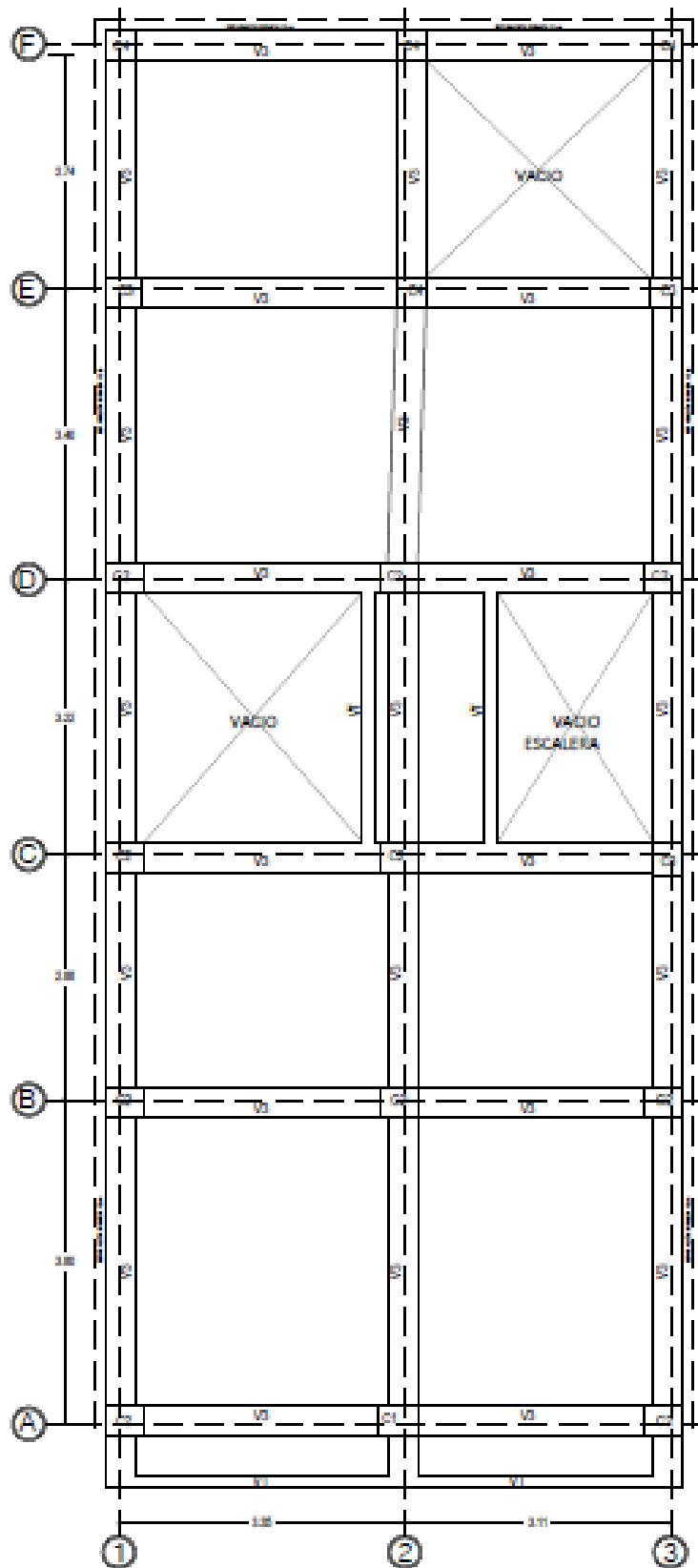
Anexo 11. Planta típica edificio No. 05.



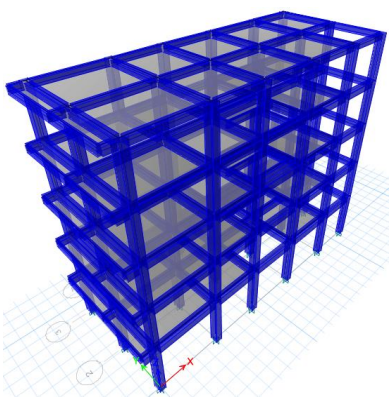
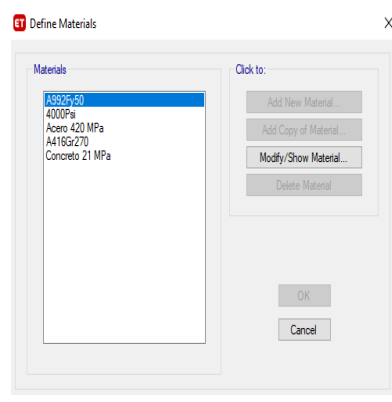
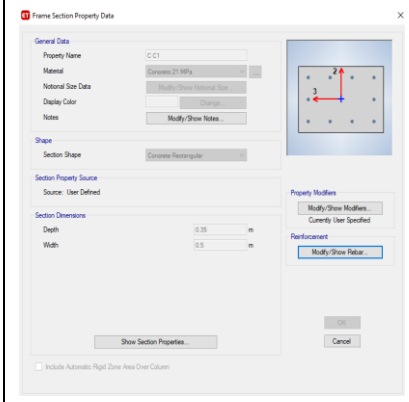
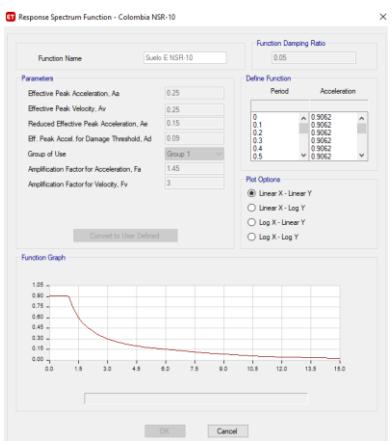
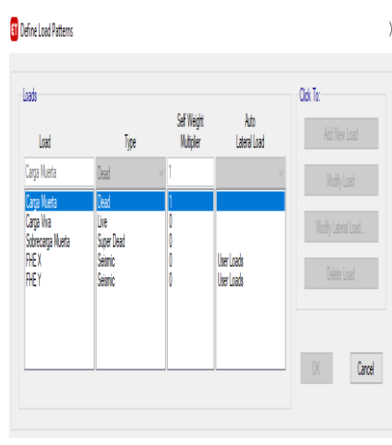
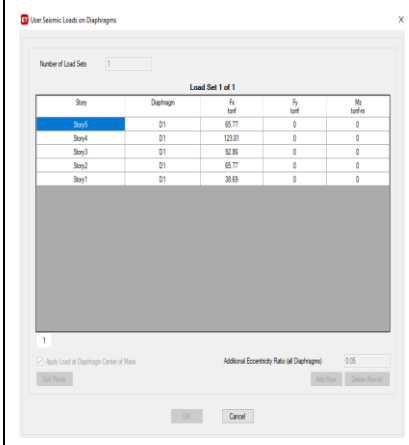
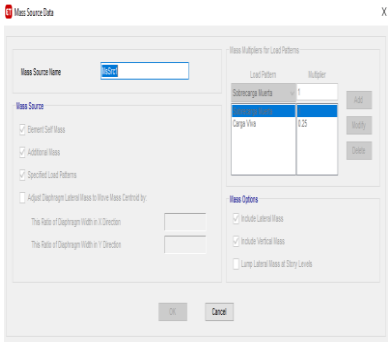
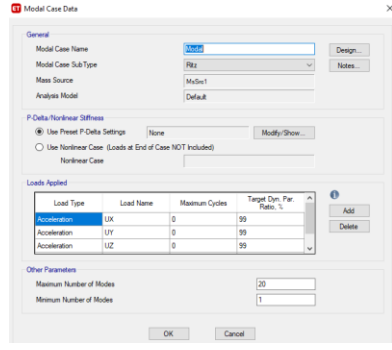
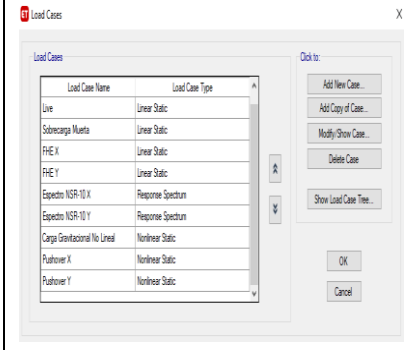
Anexo 12. Planta típica edificio No. 06.



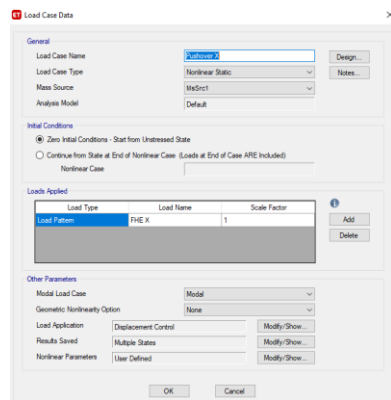
Anexo 13. Planta típica edificio No. 07.



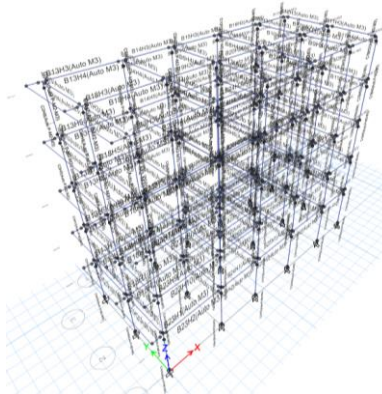
Anexo 14. Modelación del edificio No. 07.

Modelo tridimensional del edificio 	Definición de materiales 	Definición de secciones 																																																						
Definición del espectro de demanda sísmica 	Definición de los patrones de carga  <table border="1" style="margin-top: 10px; width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Load</th> <th>Type</th> <th>Self Weight Multiplier</th> <th>Auto Lateral Load</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Carga Muerta</td> <td>Dead</td> <td>1</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Carga Viva</td> <td>Live</td> <td>0</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Sobrecarga Muerta</td> <td>Super Dead</td> <td>0</td> <td></td> </tr> <tr> <td>FHE X</td> <td>Seismic</td> <td>0</td> <td>User Loads</td> </tr> <tr> <td>FHE Y</td> <td>Seismic</td> <td>0</td> <td>User Loads</td> </tr> </tbody> </table>	Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load	Carga Muerta	Dead	1		Carga Viva	Live	0		Sobrecarga Muerta	Super Dead	0		FHE X	Seismic	0	User Loads	FHE Y	Seismic	0	User Loads	Definición del patrón de carga lateral  <table border="1" style="margin-top: 10px; width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Story</th> <th>Diaphragm</th> <th>Fx (tonf)</th> <th>Fy (tonf)</th> <th>Mz (tonf-m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Story1</td> <td>D1</td> <td>65.77</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Story2</td> <td>D1</td> <td>123.01</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Story3</td> <td>D1</td> <td>92.86</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Story4</td> <td>D1</td> <td>65.77</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Story5</td> <td>D1</td> <td>38.69</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	Story	Diaphragm	Fx (tonf)	Fy (tonf)	Mz (tonf-m)	Story1	D1	65.77	0	0	Story2	D1	123.01	0	0	Story3	D1	92.86	0	0	Story4	D1	65.77	0	0	Story5	D1	38.69	0	0
Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load																																																					
Carga Muerta	Dead	1																																																						
Carga Viva	Live	0																																																						
Sobrecarga Muerta	Super Dead	0																																																						
FHE X	Seismic	0	User Loads																																																					
FHE Y	Seismic	0	User Loads																																																					
Story	Diaphragm	Fx (tonf)	Fy (tonf)	Mz (tonf-m)																																																				
Story1	D1	65.77	0	0																																																				
Story2	D1	123.01	0	0																																																				
Story3	D1	92.86	0	0																																																				
Story4	D1	65.77	0	0																																																				
Story5	D1	38.69	0	0																																																				
Definición de la fuente de masas 	Definición de los casos modales 	Definición de los casos de carga  <table border="1" style="margin-top: 10px; width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Load Case Name</th> <th>Load Case Type</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Viva</td> <td>Linear Static</td> </tr> <tr> <td>Sobrecarga Muerta</td> <td>Linear Static</td> </tr> <tr> <td>FHE X</td> <td>Linear Static</td> </tr> <tr> <td>FHE Y</td> <td>Linear Static</td> </tr> <tr> <td>Espectro NSR-10 X</td> <td>Response Spectrum</td> </tr> <tr> <td>Espectro NSR-10 Y</td> <td>Response Spectrum</td> </tr> <tr> <td>Carga Gravitacional No Lineal</td> <td>Nonlinear Static</td> </tr> <tr> <td>Puffover X</td> <td>Nonlinear Static</td> </tr> <tr> <td>Puffover Y</td> <td>Nonlinear Static</td> </tr> </tbody> </table>	Load Case Name	Load Case Type	Viva	Linear Static	Sobrecarga Muerta	Linear Static	FHE X	Linear Static	FHE Y	Linear Static	Espectro NSR-10 X	Response Spectrum	Espectro NSR-10 Y	Response Spectrum	Carga Gravitacional No Lineal	Nonlinear Static	Puffover X	Nonlinear Static	Puffover Y	Nonlinear Static																																		
Load Case Name	Load Case Type																																																							
Viva	Linear Static																																																							
Sobrecarga Muerta	Linear Static																																																							
FHE X	Linear Static																																																							
FHE Y	Linear Static																																																							
Espectro NSR-10 X	Response Spectrum																																																							
Espectro NSR-10 Y	Response Spectrum																																																							
Carga Gravitacional No Lineal	Nonlinear Static																																																							
Puffover X	Nonlinear Static																																																							
Puffover Y	Nonlinear Static																																																							

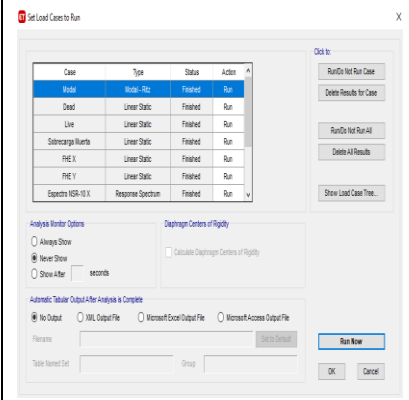
Definición del caso de carga pushover



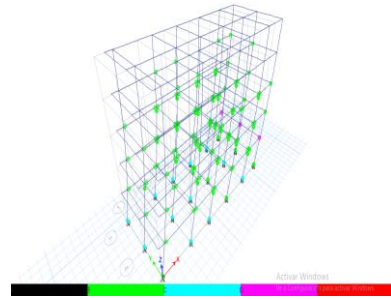
Asignación de rótulas plásticas a elementos estructurales



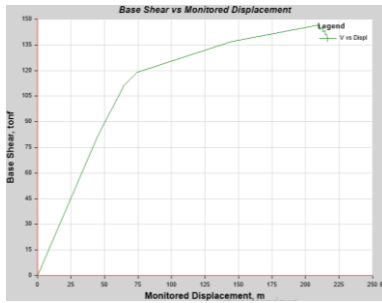
Inicio del análisis



Formación de mecanismos de rótulas plásticas en elementos estructurales



Curva de capacidad



Obtención del punto de desempeño

