



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO SISMORRESISTENTE DE SISTEMAS DUALES DE
CONCRETO REFORZADO BASADO EN EL DISEÑO POR
DESEMPEÑO**

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO
presentado ante la
UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
como parte de los requisitos para optar al título de
INGENIERO CIVIL

Realizado por:

José Angel Ferrero Cafiero

Ana Isabel Pirrone Osuna

Profesor Guía:

Ing. Eduardo López

Fecha:

Octubre 2018



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO SISMORRESISTENTE DE SISTEMAS DUALES DE CONCRETO
REFORZADO BASADO EN EL DISEÑO POR DESEMPEÑO**

Este Jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo ha evaluado su
contenido con el resultado: veinte (20) puntos.

JURADO EXAMINADOR

Firma: [Firma] Firma: [Firma] Firma: [Firma]
Nombre: Eduardo López Nombre: DEXIS RODRIGUEZ Nombre: MARIA BACCETTO

Realizado por:

Profesor Guía:

Fecha:



José Angel Ferrero Cañero

Ana Isabel Pirrone Osuna

Ing. Eduardo López

Octubre 2018

*A nuestros padres y hermanos, por ser nuestro
ejemplo, fuente de apoyo e inspiración. Por
ayudarnos a creer que somos capaces de lograr
lo que nos propongamos*

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, queremos agradecer a nuestros padres, por enseñarnos a ser cada día mejores personas, motivarnos y acompañarnos a lo largo de este camino, y por confiar en nosotros y en nuestras decisiones, siempre teniendo como norte nuestra felicidad.

A nuestros hermanos, por permitirnos tomarlos como ejemplo de perseverancia y fortaleza; cada día nos regalan nuevas oportunidades para seguir aprendiendo de ustedes y creciendo con ustedes.

A nuestro tutor, el Ingeniero Eduardo López, por apadrinarnos y apoyarnos durante la elaboración de este Trabajo Especial de Grado. Nada hubiese sido posible sin su incansable motivación, curiosidad, paciencia y esfuerzo. Fue un honor descubrir y desarrollar este tema bajo su tutela, introduciéndonos en el mundo de la ingeniería estructural.

A nuestra alma mater, la Universidad Católica Andrés Bello, por darnos la oportunidad de formarnos como ingenieros civiles de la mano de los mejores profesionales, cultivando la excelencia y el crecimiento, tanto personal como académico. Con ello, agradecemos a nuestros profesores, en especial a nuestro padrino de promoción, el Ingeniero José Miguel Divasson, por apoyarnos a lo largo de la carrera, dándonos las herramientas necesarias para ser mejores ingenieros.

Por último, a Dios, a quien le debemos todo lo que somos hoy en día, y a quien le encomendamos hacia dónde vamos y los nuevos retos que nos propongamos. A Ti y a los que ya no están con nosotros hoy, les agradecemos por iluminar nuestro camino día tras día.

Ana Isabel y Jose Angel

RESUMEN

Durante muchos años, el estudio del comportamiento de los materiales se vio limitado dentro del rango elástico, principalmente por el alto grado de incertidumbre y la complejidad de cálculos que implicaba; sin embargo, debido a la necesidad de evaluar edificaciones existentes, surge la filosofía del Estudio por Desempeño de la respuesta estructural. Con el pasar del tiempo, estas prácticas fundamentadas en análisis no lineales se han empezado a implementar como herramienta útil para obtener información en el diseño de estructuras en etapa de proyecto.

En el presente Trabajo Especial de Grado, planteando una metodología para la realización de un Diseño Basado en Desempeño, se realizó un diseño inicial de una estructura de concreto reforzado de sistema dual (pórticos y muros) mediante el método dinámico espectral elástico cumpliendo con los requerimientos sismorresistentes del Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión). Posteriormente, se evaluó mediante un análisis dinámico inelástico de historia en el tiempo utilizando dos niveles de amenaza sísmica diferentes, y con base en esos resultados, se modificó el diseño, para así alcanzar el desempeño deseado. Los acelerogramas utilizados fueron generados de manera sintética tomando como objetivo los respectivos espectros definidos en el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión) y como esqueleto, los acelerogramas correspondientes a los registros del sismo de México de 1985, El Centro de 1940 y Upland de 1990.

En el primer caso se modificó la estructura para que su desempeño cumpliera con el de “Ocupación Inmediata” bajo la acción de un sismo extremo y en el segundo caso se modificó la estructura para que su desempeño cumpliera con el de “Seguridad de Vida” ante un sismo de diseño. Con los resultados obtenidos se puede concluir que, mediante el uso del Diseño por Desempeño como práctica, se pueden obtener diseños que se ajusten mejor a las necesidades y requerimientos especiales de cada proyecto, bien sea para tener un mejor desempeño o una disminución de costos.

ÍNDICE DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS.....	iii
RESUMEN	iv
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	viii
CAPÍTULO I – INTRODUCCIÓN	1
1.1 Planteamiento del Problema	1
1.2 Antecedentes	2
1.3 Alcance y Limitaciones	4
1.4 Objetivos.....	4
1.4.1 Objetivo General	4
1.4.2 Objetivos Específicos	5
CAPÍTULO II – MARCO TEÓRICO	6
2.1 Diseño Basado en Desempeño	6
2.2 Aspectos Generales Relacionados con la Amenaza Sísmica	8
2.2.1 Acelerogramas.....	9
2.3 No Linealidad.....	11
2.3.1 P-DELTA.....	11
2.3.2 Análisis No Lineal Estático.....	13
2.3.3 Análisis No Lineal Dinámico	15
2.4 Curvas de Esfuerzo-Deformación	19
2.4.1 Curvas de Esfuerzo-Deformación del Acero de Refuerzo.....	20
2.4.2 Curvas de Esfuerzo-Deformación del Concreto Confinado y No Confinado	21
2.4.3 Curvas de Momento-Rotación	23
2.4.4 Curvas de Momento-Curvatura.....	25
2.5 Modelos de Histéresis.....	26
2.5.1 <i>Kinematic</i>	27
2.5.2 <i>Takeda</i>	28
2.5.3 <i>Pivot</i>	28
2.5.4 <i>Concrete</i>	30
2.6 Modelos de Inelasticidad en los Elementos Estructurales	30
2.6.1 Rótulas Plásticas	31
2.6.2 Solicitaciones Controladas por Fuerza y Controladas por Deformación.....	32

2.6.3	Rótulas Plásticas por Flexión	32
2.6.4	Rótulas Plásticas por Flexocompresión Biaxial	33
2.6.5	Rótulas por Fibra	34
2.7	Herramientas de Cálculo	36
CAPÍTULO III – MARCO METODOLÓGICO		38
3.1.	Tipo de investigación.....	38
3.2.	Diseño de investigación.....	38
3.3.	Herramientas para la obtención y análisis de datos.....	38
3.4.	Procedimiento	39
CAPÍTULO IV – DESARROLLO		41
4.1	Características generales de la edificación	41
4.2	Definición de información básica	42
4.3	Predimensionado	52
4.4	Proceso de Diseño	55
4.4.1	Pórticos	57
4.4.2	Muros estructurales.....	58
4.5	Verificación del nivel de desempeño de “Ocupación Inmediata” según el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión).....	61
4.6	Definición de elementos en rango no lineal.....	66
4.6.1	Vigas	66
4.6.2	Columnas	68
4.6.3	Muros estructurales.....	69
4.7	Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo para el Sismo Extremo	73
4.7.1	Verificación del nivel de desempeño de “Prevención de Colapso” según el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión)	75
4.7.2	Verificación del nivel de desempeño de “Ocupación Inmediata” según la ASCE 41-13	79
4.8	Diseño Basado en Desempeño para el Sismo Extremo	82
4.9	Diseño Basado en Desempeño para el Sismo de Diseño.....	85
CAPÍTULO V – CONCLUSIONES.....		99
CAPÍTULO VI – RECOMENDACIONES		102
BIBLIOGRAFÍA		103

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1. Propiedades lineales de los materiales	42
Tabla 4.2. Cargas de diseño según norma venezolana Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones 2002 (en Kg/m ²)	42
Tabla 4.3. Factor de Importancia (α) para los distintos niveles de amenaza sísmica en Edificaciones del Grupo A2	43
Tabla 4.4. Factores asociados a efectos geotécnicos.....	43
Tabla 4.5. Resumen de parámetros necesarios para la definición de los espectros	47
Tabla 4.6. Predimensionado de las vigas	53
Tabla 4.7. Predimensionado de las columnas	53
Tabla 4.8. Dimensiones de las columnas según análisis espectral con sismo de diseño	58
Tabla 4.9. Dimensiones de las vigas ^a según análisis espectral con sismo de diseño	59
Tabla 4.10. Dimensiones de los muros según análisis espectral con sismo de diseño	59
Tabla 4.11. Relación D/C en los muros para la flexocompresión ante la acción del sismo frecuente	66
Tabla 4.12. Comparativa de los criterios de aceptación para vigas que cumplen con acero transversal conforme según ASCE 41-13 y la Norma Venezolana ^a	76
Tabla 4.13. Comparativa de los criterios de aceptación para columnas en condición “i” presentados en ASCE 41-13 y el Proyecto de Norma Venezolana ^a	76
Tabla 4.14. Comparativa de diseño en columnas con respecto al diseño espectral y por desempeño	89
Tabla 4.15. Comparativa de diseño en vigas ^a con respecto al diseño espectral y por desempeño	89
Tabla 4.16. Comparativa de diseño en muros con respecto al diseño espectral y por desempeño	90
Tabla 4.17. Relación D/C en los muros para la flexocompresión ante la acción del espectro de diseño aplicado al diseño optimizado	98

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Niveles de desempeño	8
Figura 2.2. Fuerzas de volcamiento debido al desplazamiento de los pesos de los pisos	12
Figura 2.3. Curva de Pushover típica e idealizada	13
Figura 2.4. Representación de la descarga a partir del rango plástico	20
Figura 2.5. Curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo como resultado de la aplicación de una carga monotónica	21
Figura 2.6. Curva de esfuerzo-deformación del concreto confinado y sin confinar como resultado de la aplicación de una carga monotónica	22
Figura 2.7. Curva de esfuerzo deformación del concreto Simple	23
Figura 2.8. Curva de fuerza-desplazamiento	24
Figura 2.9. Curva de momento-curvatura	26
Figura 2.10. Modelo de histéresis tipo Kinematic	27
Figura 2.11. Modelo de histéresis tipo Takeda	28
Figura 2.12. Modelo de histéresis tipo Pivot	29
Figura 2.13. Modelo de histéresis tipo Concrete	30
Figura 2.14. Modelos idealizados de plasticidad en elementos estructurales	31
Figura 2.15. Tabla de parámetros de modelado y capacidades para procedimientos no lineales de vigas de concreto reforzado	33
Figura 2.16. Tabla de parámetros de modelado y capacidades para procedimientos no lineales de columnas de concreto reforzado	34
Figura 2.17. Discretización de la sección transversal de un muro de corte en fibras de concreto y acero	35
Figura 2.18. Rotación y deformación de las fibras	36
Figura 2.19. Encuesta sobre los programas utilizados para hacer análisis no lineal	37
Figura 4.1. Vista en planta y render de la edificación	41
Figura 4.2. Expresión genérica del espectro de respuesta elástica (aceleraciones)	45
Figura 4.3. Espectros respectivos a los diferentes niveles de amenaza sísmica asociados a la estructura en cuestión	47
Figura 4.4. Acelerograma registrado en el sismo de México de 1985 en la estación de Zacatula, dirección NS	49
Figura 4.5. Acelerograma registrado en el sismo de México de 1985 en la estación de Zacatula, dirección EW	49
Figura 4.6. Acelerograma registrado en el sismo de El Centro, California 1940 en la dirección NS	50
Figura 4.7. Acelerograma registrado en el sismo de El Centro, California 1940 en la dirección EW	50
Figura 4.8. Acelerograma registrado en el sismo de Upland en la dirección NS	51
Figura 4.9. Acelerograma registrado en el sismo de Upland en la dirección EW	51

Figura 4.10. Generación de acelerograma sintético con el registro del sismo de México de 1985 dirección Norte-Sur y el espectro correspondiente al sismo extremo	52
Figura 4.11. Definición del caso modal según el método de los autovalores y autovectores	56
Figura 4.12. Definición del caso de carga correspondiente al análisis espectral.....	56
Figura 4.13. Dimensiones (en centímetros) obtenidas mediante un análisis dinámico espectral elástico cumpliendo con los requerimientos normativos	60
Figura 4.14. Indicación de las columnas que componen el “núcleo central”	61
Figura 4.15. Relación D/C en las columnas para la interacción P-M-M ante la acción del sismo frecuente	62
Figura 4.16. Proporción de los coeficientes D/C en las vigas para momento negativo ante la acción del sismo frecuente.....	63
Figura 4.17. Proporción de los coeficientes D/C en las vigas para momento positivo ante la acción del sismo frecuente.....	63
Figura 4.18. Relación D/C en las vigas para momento negativo ante la acción del sismo frecuente (dirección X).....	64
Figura 4.19. Relación D/C en las vigas para momento negativo ante la acción del sismo frecuente (dirección Y).....	64
Figura 4.20. Relación D/C en las vigas para momento positivo ante la acción del sismo frecuente (dirección X).....	65
Figura 4.21. Relación D/C en las vigas para momento positivo ante la acción del sismo frecuente (dirección Y).....	65
Figura 4.22. Definición automática de rótulas por flexión en vigas	67
Figura 4.23. Modificación de rótulas en vigas para que trabajen con el modelo de histéresis tipo Takeda	68
Figura 4.24. Definición de rótulas en columnas según la condición “i”	69
Figura 4.25. Curva de esfuerzo-deformación del concreto no confinado ($f'_c=280 \text{ Kg/cm}^2$)	70
Figura 4.26. Curva de esfuerzo-deformación del concreto confinado según el confinamiento de los elementos de borde de los muros estructurales entre piso 1 y 3 ($f'_c=280 \text{ Kg/cm}^2$).....	71
Figura 4.27. Curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo ($f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$)	71
Figura 4.28. Proceso de asignación de rótulas en muros estructurales	72
Figura 4.29. Definición del caso modal según el método de los vectores de Ritz	73
Figura 4.30. Definición del caso de carga correspondiente a la aplicación de las cargas gravitacionales (FNA)	74
Figura 4.31. Definición del caso de carga tipo FNA para el sismo extremo partiendo de un caso de carga gravitacional inicial.....	75
Figura 4.32. Resultados de deriva por piso de la estructura en la dirección X bajo los diferentes niveles de amenaza sísmica y sus respectivos valores máximos	78
Figura 4.33. Resultados de deriva por piso de la estructura en la dirección Y bajo los diferentes niveles de amenaza sísmica y sus respectivos valores máximos	78

Figura 4.34. Coeficientes $DC_{rotación}$ para un desempeño de IO según los parámetros de la ASCE 41-13 para los resultados en muro y pórticos más desfavorable evaluado para el SEM	79
Figura 4.35. Coeficientes $DC_{rotación}$ para un desempeño de IO según los parámetros de la ASCE 41-13 para los resultados en muro y pórticos más desfavorable evaluado para el SEU	80
Figura 4.36. Coeficientes $DC_{rotación}$ para un desempeño de IO según los parámetros de la ASCE 41-13 para los resultados en muro y pórticos más desfavorable evaluado para el SEC	80
Figura 4.37. Respuesta histerética de la viga y el muro más desfavorable en la evaluación a la estructura resultante del diseño espectral mediante análisis no lineal dinámico para el SEM	81
Figura 4.38. Coeficientes $DC_{rotación}$ para un desempeño de IO según los parámetros de la ASCE 41-13 para el diseño modificado evaluado con el SEM	82
Figura 4.39. Coeficientes $DC_{rotación}$ para un desempeño de IO según los parámetros de la ASCE 41-13 para el diseño modificado evaluado con el SEU	83
Figura 4.40. Coeficientes $DC_{rotación}$ para un desempeño de IO según los parámetros de la ASCE 41-13 para el diseño modificado evaluado con el SEC	84
Figura 4.41. Coeficientes $DC_{rotación}$ para un desempeño de IO según los parámetros de la ASCE 41-13 para el diseño con las segundas modificaciones evaluado con el SEU (pórtico D)	84
Figura 4.42. Coeficientes $DC_{rotación}$ para un desempeño de IO según los parámetros de la ASCE 41-13 para el diseño con las segundas modificaciones evaluado con el SEC (pórtico A)	85
Figura 4.43. Espectros asociados al sismo de diseño	87
Figura 4.44. Coeficientes $DC_{rotación}$ para un desempeño IO según los parámetros de la ASCE 41-13 para la evaluación inicial con el SDM	88
Figura 4.45. Dimensiones (en centímetros) obtenidas mediante la optimización bajo el estudio del desempeño	91
Figura 4.46. Coeficientes $DC_{rotación}$ para un desempeño LS según los parámetros de la ASCE 41-13 con el SDM para el diseño optimizado	92
Figura 4.47. Comparación de derivas en la dirección X según análisis lineal y no lineal para el sismo de diseño	93
Figura 4.48. Comparación de derivas en la dirección Y según análisis lineal y no lineal para el sismo de diseño	93
Figura 4.49. Relación D/C en las columnas para la interacción P-M-M ante la acción del sismo de diseño mediante un análisis espectral aplicado al diseño optimizado	94
Figura 4.50. Proporción de los coeficientes D/C de las vigas para momento negativo ante la acción del espectro de diseño aplicado al diseño optimizado	95
Figura 4.51. Proporción de los coeficientes D/C de las vigas para momento positivo ante la acción del espectro de diseño aplicado al diseño optimizado	95
Figura 4.52. Relación D/C en vigas para momento negativo ante la acción del espectro de diseño (dirección X)	96
Figura 4.53. Relación D/C en vigas para momento negativo ante la acción del espectro de diseño (dirección Y)	96

Figura 4.54. Relación D/C en vigas para momento positivo ante la acción del espectro de diseño (dirección X).....	97
Figura 4.55. Relación D/C en vigas para momento positivo ante la acción del espectro de diseño (dirección Y).....	97

CAPÍTULO I – INTRODUCCIÓN

1.1 Planteamiento del Problema

El estudio del comportamiento de los materiales se vio limitado durante muchos años dentro del rango elástico, principalmente por el alto grado de incertidumbre y la complejidad de cálculos que implicaba el estudio del comportamiento inelástico. Con el paso del tiempo, la innovación y los avances tecnológicos, se ha desarrollado una metodología para realizar el estudio de las estructuras, el análisis no lineal, el cual se apoya en las herramientas existentes para estudiar el comportamiento de los componentes estructurales después del rango elástico. Este tipo de análisis contempla la degradación de la rigidez y de la fuerza asociada con el comportamiento inelástico de los materiales y los efectos de segundo orden. Inicialmente, los análisis no lineales fueron previstos para estructuras existentes debido a que estas fueron diseñadas mediante métodos lineales o elásticos sin tomar en cuenta que, durante un sismo, la estructura incursionaría en el rango inelástico debido a las deformaciones que se originarían; sin embargo, en vista de que se pueden obtener resultados semejantes a la realidad, se está utilizando este tipo de análisis en estructuras en etapa de diseño.

Actualmente, se ha desarrollado una filosofía que se basa en el desempeño de la estructura a la hora de un sismo, conocida como Diseño o Análisis por Desempeño, en inglés, *Performance Based Design* (PBD). El PBD es una tendencia relativamente reciente que le da un enfoque racional al diseño de una edificación a ser construida, o a la evaluación de una estructura ya existente aprovechando las herramientas disponibles. Esta evaluación generalmente da resultados más eficientes que aquellos que se obtendrían con la aplicación de la normativa vigente.

Mediante el uso del PBD, el ingeniero estructural trabaja de la mano con el proyectista para poder identificar el nivel de desempeño objetivo que se fijará en términos del estado límite de resistencia y de ductilidad, capturando el comportamiento aproximado de la estructura ante la eventualidad de un sismo. Una vez definido, la estructura se diseña y evalúa de manera que se verifique el desempeño esperado y acordado entre las partes, basado en la ductilidad post-cedencia y la disipación de energía que ocurre en los miembros que componen a la estructura a la hora de un sismo.

Una de las herramientas que se utilizará en el trabajo de grado propuesto para poder realizar un PBD es el análisis no lineal dinámico, un método de análisis estructural en el cual una estructura es sometida a cargas sísmicas que varían en función del tiempo, permitiendo estudiar la respuesta de la estructura paso a paso. El resultado de este método es evaluar las zonas más susceptibles a daños, dando a conocer cuáles elementos estructurales hay que modificar para poder cumplir con los criterios de aceptación que se estén utilizando.

El propósito del trabajo de grado propuesto viene dado porque, en la actualidad, la información con la que se cuenta sobre sistemas duales es dispersa, por lo cual se busca establecer las directrices para modelar el comportamiento de estos realizando un análisis no lineal basado en el PBD, considerando que la difusión de la información sobre esta filosofía ha sido poca en Venezuela.

Aunado a lo antes expuesto, este tema es relevante debido a que Venezuela se encuentra en una zona de vulnerabilidad sísmica, y es por esto por lo que se debe tener especial cuidado al diseñar y analizar las estructuras, cumpliendo con los requerimientos normativos vigentes, y a su vez, utilizando metodologías de análisis recientes haciendo uso de los avances científicos y así poder obtener resultados semejantes a los que se obtendrían en la realidad. Esto podría asegurar construcciones sismorresistentes en edificaciones futuras y reforzar estructuras que no lo contemplen.

Este tema resulta de gran interés para los ingenieros y promotores de los proyectos, debido a que el análisis por desempeño puede ser utilizado para establecer los criterios de diseño de una edificación, permitiendo estimar las condiciones de una estructura ante la ocurrencia de un sismo dependiendo del perfil de respuesta con el que se diseñe, entendiendo que una estructura donde la resistencia y rigidez no se vean afectados, tendrá un costo mayor en comparación con aquella cuyos daños lleven a la estructura al límite de sufrir un colapso total o parcial.

1.2 Antecedentes

El avance de la tecnología ha sido fundamental para los ingenieros estructurales debido al desarrollo de programas computacionales que permiten llevar a cabo los procesos de modelado, diseño y análisis de estructuras. Dicho esto, el primer trabajo que se utilizó como antecedente corresponde a Edward Wilson y su libro titulado “*Three Dimensional Static and Dynamic Analysis*

of Structures”. Wilson (1998) trabajó en el desarrollo de estos programas desde 1961, y el objetivo de este libro es resumir los conceptos fundamentales y los métodos numéricos en los que se basan dichos programas, lo cual es de gran utilidad para la comprensión de los análisis que se realizarán y la interpretación de los resultados.

Un segundo antecedente es la conferencia que dictó Graham Powell en el 2007 en la Universidad de Berkeley, California, llamada “*Performance Based Design Using Nonlinear Analysis. A Practical Seminar on Nonlinear Modeling and Analysis using CSI’s PERFORM 3D Software*”, la cual presenta los aspectos fundamentales del comportamiento no lineal de los materiales y de los elementos estructurales y cómo modelar estas respuestas, explica los tipos de análisis no lineal, ya sea estático y dinámico, y sus respectivas consideraciones, y expone sobre el PBD, comentando sobre los niveles de desempeño y criterios de aceptación. Este antecedente sirve de base para el estudio de la filosofía que se utilizará en este Trabajo Especial de Grado, facilitando la comprensión e implantación de esta.

Adicionalmente, se utilizó como antecedente el trabajo desarrollado por *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER) titulado “*Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings*”. Este documento tiene como objetivo presentar los lineamientos para llevar a cabo el PBD, los cuales servirán de guía para establecer las directrices del diseño de la estructura de concreto reforzado conformado por un sistema dual basado en el desempeño bajo las acciones sísmicas determinadas según el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión).

Por último, se hace referencia al Trabajo Especial de Grado realizado por Alfonso Moya y Ricardo Sotillo (2016) titulado “*Estudio del comportamiento no lineal de muros de corte basados en el Diseño por Desempeño*”, cuyo objetivo es analizar una estructura conformada por muros estructurales de concreto reforzado, buscando optimizar su desempeño ante las acciones sísmicas mediante el estudio de las respuestas no lineales de estos elementos. Tras estos análisis, las conclusiones obtenidas presentan los distintos espesores que deben tener los muros para cumplir con los distintos niveles de desempeño presentados en la ASCE 41-13. Adicionalmente, este trabajo presenta un estudio del comportamiento de los muros de corte, determinando que, para relaciones de esbeltez mayores a uno, la falla del muro será por flexión, lo cual será de gran utilidad

al determinar los mecanismos de falla de los muros estructurales que forman parte del sistema dual que se modelará.

1.3 Alcance y Limitaciones

En este Trabajo Especial de Grado se modelará el comportamiento de un edificio de concreto reforzado con sistema dual mediante el Análisis por Desempeño con el uso del programa ETABS, para así poder evaluar los resultados obtenidos de la edificación estudiada. Estos resultados no serán corroborados con otro programa ni mediante la ejecución de ensayos.

Para realizar un análisis no lineal, se requiere estimar dónde ocurrirá la disipación de energía, es decir, cuáles elementos serán los que alcanzarán la cedencia. Por esto, la estructura que se analizará será de planta regular.

Al no disponer de una base de datos con los registros sísmicos ocurridos en Venezuela, las acciones que serán utilizadas para realizar los análisis no lineales corresponden a sismos que presentan semejanzas con respecto al máximo esperado para la ciudad de Caracas en función del pico de aceleración máxima. Con base en estos esqueletos y en el espectro de respuesta elástica para el sismo extremo y sismo de diseño, se generarán acelerogramas sintéticos tal como lo permite el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión). A pesar de que se recomienda generar los acelerogramas sintéticos en el dominio del tiempo, el escalado se realizará en el dominio de la frecuencia por problemas de convergencia inherentes al primer método cuando se trabaja con intervalos de tiempo muy pequeños.

La duración del sismo que será evaluado en el análisis no lineal estará limitado a 50 segundos debido a la exigencia computacional que implica este tipo de análisis, con lo cual se obtendrá una respuesta representativa ante los distintos sismos que se podrá evaluar paso a paso.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Estudiar el comportamiento no lineal de estructuras con sistemas duales de concreto reforzado basado en un Análisis por Desempeño y establecer el procedimiento para llevarlo a cabo.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Establecer las directrices del procedimiento de diseño sismorresistente para definir el nivel de comportamiento esperado en edificaciones con sistema dual de concreto reforzado con base en el Análisis por Desempeño.
- Realizar un análisis no lineal a una estructura con sistema dual, cumpliendo con las especificaciones del Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes 2017 (en revisión).
- Diseñar una edificación con sistema sismorresistente dual de concreto reforzado mediante la filosofía basada en el desempeño, según el criterio de aceptación requerido.

CAPÍTULO II – MARCO TEÓRICO

2.1 Diseño Basado en Desempeño

El estudio del comportamiento de los materiales y las estructuras se vio limitado durante muchos años principalmente debido a la gran complejidad de los cálculos que implica el estudio del comportamiento no lineal.

Las bases de un análisis lineal están respaldadas en el concepto del factor de reducción de respuesta R , donde la estructura en cuestión es diseñada considerando que la sollicitación reducida por dicho factor será tomada por la resistencia límite de la estructura (método de los estados límites), y las sollicitaciones que superen esos valores, por la capacidad dúctil. Como ejemplo, en concreto reforzado se detallan los elementos de tal manera que la estructura pueda tomar las sollicitaciones sin colapsar estando en un punto entre la capacidad límite y su capacidad por ductilidad.

Una de las grandes desventajas que presenta el diseñar simplemente siguiendo las normativas sismorresistentes y de detallado constructivo, es que la respuesta de la estructura en rango no lineal no es una simple extrapolación o un comportamiento dúctil con una capacidad por deformación predecible. Esto último se debe a varias razones: cambio en la rigidez de los miembros debido a cedencia o rotura, efectos P-Delta, cambios en la fuerza sísmica última estimada, etc.

Actualmente, el diseño sismorresistente está atravesando una transformación donde, partiendo de utilizar análisis lineales como herramienta suficiente para diseño elástico y dúctil a la vez, pasa a utilizar análisis no lineales exclusivos para el estudio del desempeño global, que finalmente influyen el diseño como un todo.

Uno de los campos asociados a la sismorresistencia de estructuras es el Diseño por Desempeño, en inglés, *Performance Based Design (PBD)*, donde a pesar de ser un tema que sigue bajo exhaustiva investigación, ha ganado auge en documentos normativos de diseño y en el área de trabajo de muchos ingenieros calculistas gracias a los grandes avances tecnológicos disponibles.

“El objetivo no es obtener una predicción exacta del comportamiento, esto es literalmente imposible. El objetivo es obtener información muy útil para el diseño, esto es definitivamente posible” (Powell, 2007)

Esta nueva tendencia o filosofía consiste en la definición de distintos niveles de desempeño en los que se pueda categorizar el comportamiento de las estructuras bajo solicitaciones (Figura 2.1), y que el diseño consista en alcanzar el comportamiento deseado. Dentro de los niveles aceptados comúnmente se encuentran:

- Ocupación Inmediata o *Immediate Occupancy* (IO): Estado en el que durante el evento sísmico la edificación sufre daño estructural muy limitado. El sistema resistente de fuerzas gravitacionales y laterales mantiene la mayoría de su rigidez y resistencia previo al sismo. Aunque algunas reparaciones pueden ser apropiadas, estas no tendrán que ser realizadas como requisito para que la reocupación de la edificación sea considerada segura.
- Seguridad de Vida, Daño Estructural Reparable o *Life Safety* (LS): *“Estado con un margen confortable por encima del colapso”* (Moehle, 2015). Según la ASCE 41, este nivel de desempeño corresponde a daño significativo en la estructura pasado el evento sísmico debido a la incursión en el rango inelástico. Puede que existan lesionados, sin embargo, el riesgo global de pérdida de vidas es bajo. Aunque la estructura afectada no se encuentra bajo un peligro inminente de colapso, es prudente reparar antes de permitir la reocupación, aunque esto quizás no sea económicamente factible.
- Prevención del Colapso o *Collapse Prevention* (CP): Una vez pasado el evento sísmico, la estructura es capaz de resistir las cargas gravitacionales, pero no existe margen al colapso total o parcial. La edificación ha sufrido daño sustancial, potencialmente incluyendo degradación de la resistencia y rigidez del sistema diseñado para soportar fuerzas laterales, existiendo posible deformación lateral permanente. La edificación puede no ser reparable desde un punto de vista técnico-práctico o económico y tampoco es seguro que se permita la reocupación o utilización.

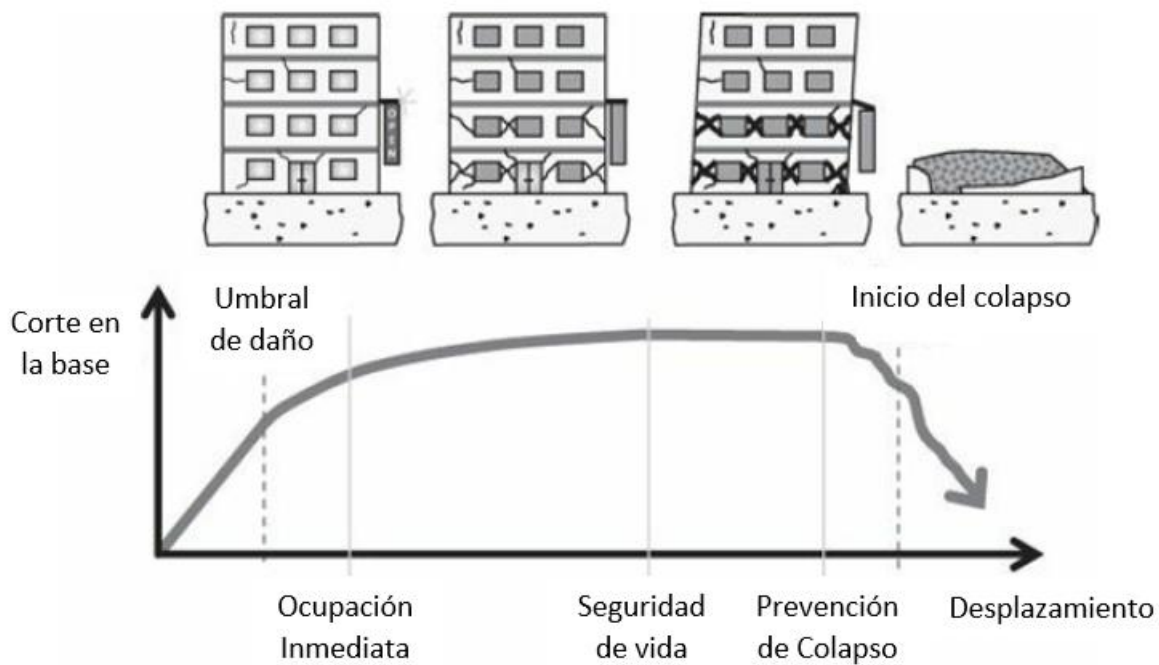


Figura 2.1. Niveles de desempeño

Fuente: Moehle, 2015

2.2 Aspectos Generales Relacionados con la Amenaza Sísmica

En diseño estructural, la acción sísmica y los métodos de análisis para determinar la respuesta ante dicha acción están íntimamente relacionados, siendo necesario definir mediante un acelerograma la sollicitación para realizar un análisis paso a paso en el tiempo, mientras que, en un análisis modal espectral, la acción sísmica se deberá definir mediante un espectro sísmico de respuesta.

La filosofía del Diseño por Desempeño trabaja con la definición de distintos niveles de acción sísmica mediante las cuales se evalúa la respuesta de la edificación. Bajo los lineamientos del Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión), existen tres posibles sismos bajo los cuales se deberá estudiar la estructura en cuestión, dependiendo del grupo de uso al que corresponda.

a. Sismo Frecuente

Corresponde a un sismo para el cual la construcción debe mantenerse en operación, es decir, se espera que la edificación responda con daño no estructural menor. El procedimiento y las ecuaciones que se deben utilizar para la construcción del espectro asociado se explican en la Sección 7.1 (espectro de respuesta elástica) del Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión). Este sismo se asocia a un período de retorno menor al correspondiente al sismo de diseño y al extremo, variando según el grupo de uso al que corresponda la edificación en cuestión.

b. Sismo de Diseño

Corresponde a un sismo para el cual se limita el daño estructural y no estructural de la construcción, manteniéndolo de naturaleza reparable. El procedimiento para la construcción del espectro correspondiente está indicado en la Sección 7.2 (espectro de diseño) del Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión). El período de retorno asociado a este sismo es intermedio entre el sismo frecuente y el extremo.

c. Sismo Extremo

Sismo para el cual la construcción debe mantener su integridad y estabilidad global, protegiendo la vida de sus ocupantes, aun cuando pueda no ser reparable. Corresponde al evento sísmico más severo contemplado en las normativas, está asociado al mayor período de retorno y su definición viene dada según la Sección 7.1 (espectro de respuesta elástica).

Los parámetros necesarios para definir los diferentes espectros se encuentran en los Capítulos 4 y 5 del Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión), y los lineamientos asociados al factor de reducción de respuesta necesario para la elaboración del espectro de diseño se especifican en el Capítulo 6.

2.2.1 Acelerogramas

Para la realización de un análisis dinámico del tipo “tiempo-historia” se requiere utilizar registros de eventos sísmicos (acelerogramas). En algunos casos, las condiciones locales del sitio de interés y su condición asociada a la sismicidad pueden ser similares a otros donde existan

registros reales de eventos sísmicos que hayan ocurrido, sin embargo, tal como explica Kramer (1996) esto no es lo usual y se deben generar acelerogramas sintéticos. El reto en el proceso de generación es poder asegurar que sean consistentes con los parámetros que se establezcan como objetivo a alcanzar, como por ejemplo un espectro base.

Actualmente existen varios métodos para la generación de acelerogramas sintéticos, partiendo de un acelerograma base o esqueleto y ajustándolo a un espectro de referencia, dentro de los que se encuentran:

2.2.1.1 Generación en el dominio de la frecuencia (*Frequency-Domain*)

Tal como explican Alonso, F. y Ayes, J., (2018), el escalado de un acelerograma en el dominio de la frecuencia consiste en ajustar el espectro de amplitud de Fourier partiendo de la relación que existe entre el espectro de respuesta de la señal original y el utilizado como objetivo. A pesar de que este método permite obtener un ajuste completo del espectro de respuesta, generalmente no tiene una buena convergencia, corrompiendo la velocidad y el desplazamiento de la historia de tiempo (HDT), tendiendo a aumentar el contenido de energía en el registro y modificando el carácter no estacionario propio de las ondas del fenómeno sísmico.

2.2.1.2 Generación en el dominio del tiempo (*Time-Domain*)

Este método suele ser considerado una mejor propuesta para la generación de acelerogramas sintéticos, ya que ajusta la función de aceleración en el tiempo en el dominio del tiempo mediante la adición de ondas del tipo “*wavelets*”. Esta es una herramienta matemática desarrollada a mediados de los años 80 y tal como indica Cabrelli (2006), es eficiente para el análisis local (no sólo en el tiempo, sino también en frecuencia) de señales no estacionarias y de rápida transitoriedad, como los registros sísmicos.

Según Alonso, F. y Ayes, J., (2018), este método no siempre es estable y diverge si se utilizan períodos espaciados muy cercanos entre ellos.

2.3 No Linealidad

Estructuralmente, la no linealidad se puede clasificar según la causa que la genere. Aquella donde los materiales entran en rango inelástico (cedencia, rotura, fractura, etc.) se denomina *no linealidad material*, y cuando la estructura sufre desplazamientos laterales suficientes para que el equilibrio en la configuración deformada sea significativamente diferente a la configuración original, o cuando la relación de compatibilidad de los elementos sea significativamente no lineal, se habla entonces de *no linealidad geométrica* (Powell, 2010).

2.3.1 P-DELTA

Según Powell (2010), en el caso de *no linealidad geométrica* existen tres tipos de análisis que se pueden llevar a cabo para considerar estos efectos:

- a. Pequeños desplazamientos (“*small displacements*”)
- b. Grandes desplazamientos (“*large displacements*”)
- c. Efecto P-Delta

El análisis de pequeños desplazamientos considera el equilibrio en la configuración original de la estructura y la relación de compatibilidad se asume lineal, así que en este caso la no linealidad geométrica es ignorada. Por otro lado, en el análisis por grandes desplazamientos, el equilibrio es considerado en la configuración deformada y la relación de compatibilidad es no lineal; en este caso la no linealidad geométrica es considerada sin aproximaciones. Por lo tanto, se concluye que estos dos análisis son casos extremos en cuanto a cómo contemplan la no linealidad.

El efecto “P-Delta” toma en cuenta la acción de cargas sobre la configuración deformada de la estructura, pero la relación de compatibilidad se asume lineal, por lo cual se considera el punto medio entre los métodos de análisis mencionados anteriormente y suficientemente preciso para ser utilizado en la mayoría de los casos que ameriten estas consideraciones, exceptuando aquellos en los que la estructura sea sumamente flexible, como por ejemplo cables, donde es aconsejable utilizar el análisis mediante grandes desplazamientos.

En la estructura global se puede considerar el efecto P-Delta, siendo consecuencia de la aplicación de las cargas gravitacionales sobre la juntas o nodos de la estructura desplazada, o de manera localizada causado por las cargas actuando sobre los miembros deformados entre las

juntas. Esta última forma de considerar el efecto rara vez cobra importancia en análisis sísmicos, y se consideran entonces de manera global cuando los desplazamientos laterales provocados por la acción sísmica son elevados (PEER/ATC, 2010).

“Este comportamiento de segundo orden ha sido denominado efecto P-Delta porque el momento de volcamiento adicional de la edificación es igual a la suma de los pesos de los pisos “P” multiplicado por el desplazamiento lateral DELTA”. (Wilson, 1998)

Si se analiza de manera estática, el efecto P-Delta global se puede simplificar como una carga lateral adicional que incrementa las fuerzas en los miembros y desplazamientos laterales, reduce la resistencia a cargas laterales de la estructura y puede evidenciarse como una caída en la relación de carga lateral y desplazamiento de la estructura. Desde una perspectiva dinámica, la consideración de dichos efectos puede conllevar a amplificación en los desplazamientos.

Algunas metodologías propuestas se basan en procesos iterativos para la obtención de la solución. Sin embargo, E. Wilson (1998) sugiere que estos no son apropiados para análisis dinámicos donde el efecto P-Delta genera alargamiento en los períodos de vibración.

En la Figura 2.2 (a) se aprecia el problema básico, donde la edificación se ve sometida a desplazamientos significativos y en la Figura 2.2 (b) se muestra la simplificación de fuerzas equivalentes que producen el mismo momento de volcamiento.

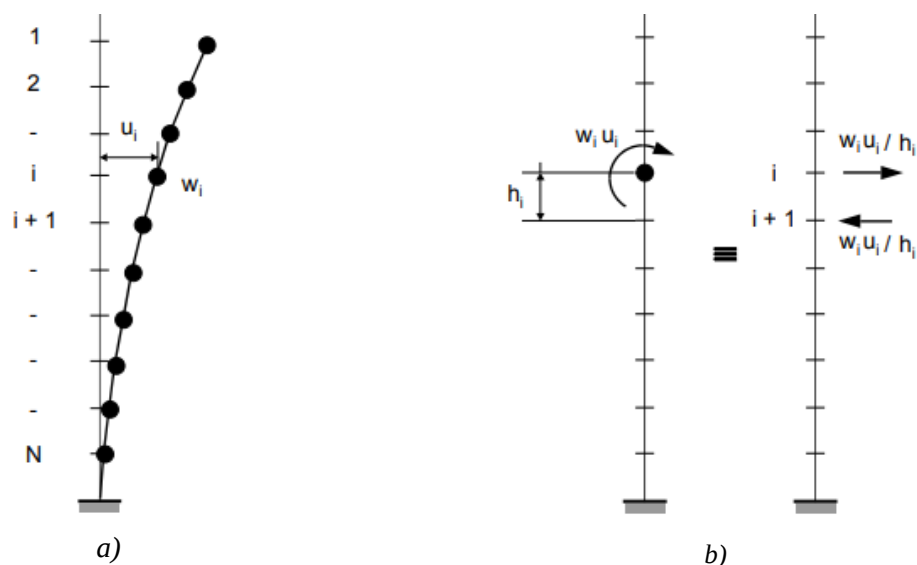


Figura 2.2. Fuerzas de volcamiento debido al desplazamiento de los pesos de los pisos

Fuente: Wilson, 1998

2.3.2 Análisis No Lineal Estático

Tal como lo reseña el NIST (2017) en su documento “*Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings*”, a mediados de los años 90 cuando los métodos no lineales fueron introducidos a la práctica del diseño sismorresistente, realizar un análisis no lineal dinámico no era una opción práctica o viable para los ingenieros estructurales debido a la demanda de cálculo que requiere el método y las limitaciones tanto de software, como de tecnología disponibles para la época. Por esta razón y por su simplicidad, el análisis estático no lineal, o *Pushover* como es conocido popularmente, cobra auge ya que logra que los ingenieros puedan estimar la capacidad de la estructura después de incursionada en el rango no lineal y predice zonas potencialmente débiles sin demandar softwares altamente sofisticados. Sin embargo, es necesario resaltar que el método tiene limitaciones que, si bien son aceptadas, cada vez es más común el uso de métodos no lineales dinámicos.

El *Pushover* intenta aproximar la respuesta dinámica bajo solicitaciones sísmicas, y consiste en la aplicación de cargas gravitacionales, y posteriormente, en aplicar un patrón de fuerza estática lateral equivalente que incrementa progresivamente hasta alcanzar un desplazamiento fijado como objetivo. A partir de esto, se construye la gráfica típica que relaciona la fuerza cortante en la base que se genera debido a la aplicación progresiva de la carga lateral con el desplazamiento en el centro de masas del último nivel.

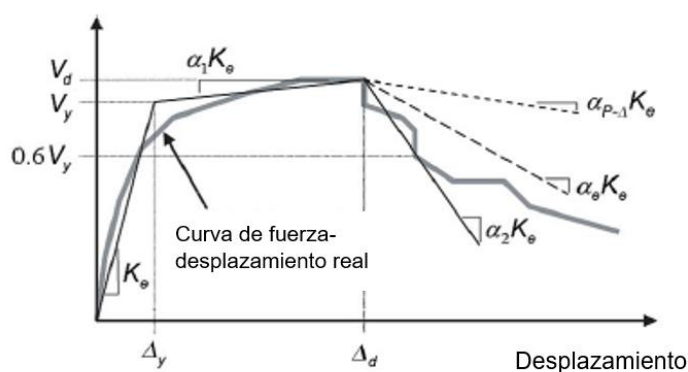


Figura 2.3. Curva de Pushover típica e idealizada

Fuente: ASCE, 2014

En la Figura 2.3 se puede apreciar una curva de *Pushover* general o típica con una relación idealizada superpuesta conformada por rectas. En la norma ASCE 41-13 se propone esta curva idealizada principalmente para calcular la rigidez lateral efectiva, donde esta se toma como la pendiente de la recta secante que une el origen con el punto correspondiente a la deformación asociada al 60% de la fuerza cedente de la estructura. El segundo segmento de la curva idealizada es la unión del punto correspondiente al desplazamiento objetivo o el asociado al máximo corte basal (cual sea el menor), y un punto en la prolongación del primer tramo buscando un balance entre las áreas inscritas entre la curva idealizada y la real; la pendiente de este tramo es una fracción de la rigidez lateral efectiva expresada como $\alpha_1 K_e$. El tercer tramo parte del segundo, pasando por un punto asociado a una degradación de 60% del esfuerzo efectivo, este último tramo representa la postcedencia negativa con pendiente $\alpha_2 K_e$.

La norma ASCE 41-13 dicta que este método puede ser aplicado cuando la estructura en estudio cumpla con las siguientes características:

- a. La relación de fuerzas (μ_{strength}) determinada según la ecuación 7-31 de la ASCE 41-13 no debe superar la relación de fuerza máxima (μ_{max}) calculada con la ecuación 7-32 de esta norma. Los parámetros requeridos para resolver dichas ecuaciones provienen de la curva idealizada (Figura 2.3) y de características propias de la estructura.
- b. Los efectos de los modos de vibración superiores son insignificantes

Para la determinación del punto *b*, la norma indica que se deben realizar dos análisis espectrales, el primer análisis utilizando suficientes modos para producir 90% de participación de masas, y el segundo, considerando únicamente el modo de vibración con mayor porcentaje de participación. Realizado esto, los efectos generados por modos superiores serán considerados no significativos si el corte por piso en el primer análisis no supera el 130% del corte por piso del segundo análisis.

El NIST nombra las siguientes limitaciones que son inherentes al método como consecuencia de que no captura la respuesta dinámica, las cuales consisten en la incapacidad de modelar:

- a. El comportamiento bajo carga cíclica y la degradación consecuente de los materiales y componentes.
- b. Las características únicas de los registros sísmicos, incluyendo forma espectral, duración, cercanía con la falla, etc.
- c. El comportamiento dinámico con participación de varios modos, que es relevante en edificaciones altas (mayores a 4 pisos) y aquellas con irregularidades geométricas o estructurales.
- d. El comportamiento de los sistemas sísmicamente aislados
- e. Los efectos dependientes de la velocidad, los cuales son importantes para los sistemas que emplean amortiguadores viscosos.

A pesar de las limitaciones que el método presenta, puede cumplir un rol valioso si se implementa de manera conjunta con análisis dinámicos. De manera particular, el uso del *Pushover* puede ser de gran utilidad para:

- a. Verificar y corregir análisis no lineales previo a la realización de análisis dinámicos.
- b. Estudiar una estructura para entender su comportamiento no lineal.
- c. Refinar diseños sismorresistentes.

2.3.3 Análisis No Lineal Dinámico

El análisis no lineal dinámico es frecuentemente llamado análisis tiempo historia no lineal, y actualmente es considerado como la mejor herramienta disponible para la simulación y predicción de la respuesta de la estructura ante distintas acciones sísmicas (PEER/ATC, 2010).

Los análisis tiempo historia son representaciones paso a paso de la respuesta dinámica de una estructura sujeta a una carga que varía en función del tiempo, como por ejemplo la acción sísmica. Esta respuesta dinámica está dada según la ecuación de equilibrio dinámico:

$$Ku(t) + C\dot{u}(t) + M\ddot{u}(t) = r(t) \quad \text{Ec-2.1}$$

Donde:

- K : Matriz de rigidez
- C : Matriz de amortiguamiento

- M : Matriz de masa
- $u(t)$, $\dot{u}(t)$, $\ddot{u}(t)$: Desplazamientos, velocidades y aceleraciones de la estructura
- $r(t)$: Carga aplicada

El uso de este análisis permite modelar los efectos de la degradación cíclica, los cuales cobran importancia cuando la estructura se encuentra sujeta a grandes demandas cíclicas inelásticas, y predice los mecanismos de falla y la distribución de fuerzas a medida que los elementos van entrando en cedencia.

Para llevar a cabo un análisis no lineal dinámico, es necesario identificar las zonas o elementos donde se espera comportamiento no lineal, conocer la variación de la aceleración sísmica en función del tiempo (acelerogramas), definir el modelo de histéresis que se desee modelar y los criterios de aceptación que se implementarán en función de la norma con la que se esté diseñando.

La no linealidad de una estructura es modelada principalmente a través de las rótulas plásticas o por fibra de los elementos, asignando propiedades no lineales a los materiales (cedencia, rotura, aplastamiento, deslizamiento) y considerando los efectos de la no linealidad geométrica (P-Delta). Dicho esto, se hace referencia a la filosofía actual de diseño: “*una estructura bien diseñada debería tener una cantidad limitada de miembros que requieren ductilidad y que el mecanismo de falla pueda ser claramente definido*”. (Wilson, 1998)

Existen dos métodos a partir de los cuales se pueden llevar a cabo los análisis de tiempo historia no lineales: *Fast Nonlinear Analysis* (FNA) y el método de integración directa.

El FNA, propuesto por Edward Wilson en 1989, se basa en la resolución de la ecuación de equilibrio dinámico a través de la superposición modal, a diferencia del método de integración directa, el cual consiste en la resolución de dicha ecuación paso a paso.

En este Trabajo Especial de Grado se hará uso del método de FNA debido a las ventajas que ofrece sobre el método de integración directa, como por ejemplo una menor exigencia computacional, mayor velocidad en el análisis, independencia del tamaño de los intervalos de tiempo y la captura de la respuesta de los modos de vibración de alta frecuencia.

Según Ashraf Habibullah (2014), el punto clave del FNA es que *“los modos de vibración generados con los vectores de Ritz y determinados a partir de las cargas originadas por las deformaciones no lineales son utilizados para modificar los modos de vibración naturales de la estructura cuando los elementos no lineales incursionan en el rango inelástico”*.

2.3.3.1 Análisis Modal

Para poder realizar un análisis estructural, es necesario determinar los modos de vibración de la estructura, los cuales corresponden a los posibles movimientos armónicos que pueden tener lugar en ella, permitiendo estudiar el comportamiento de la estructura. Cada modo de vibración tiene una forma y una frecuencia asociada. Adicionalmente, estos modos son utilizados como base para los análisis que consisten en la superposición modal, como por ejemplo los análisis espectrales y el FNA.

Existen dos tipos de análisis modal, el método de autovalores y autovectores, y los vectores de Ritz. Para los análisis espectrales, se recomienda utilizar autovalores y autovectores para así trabajar con los modos naturales de la estructura, los cuales permiten representar satisfactoriamente la respuesta de esta. Sin embargo, para el análisis dinámico inelástico de respuesta en el tiempo, que en este Trabajo Especial de Grado se utilizará FNA, se recomienda utilizar los vectores de Ritz debido a que es más rápido, provee más precisión con un menor número de modos y permite capturar la respuesta local (Habibullah, 2014). Los modos de vibración determinados según este método consideran la distribución espacial del proceso de carga dinámico, sirviendo como vector para iniciar el procedimiento. Esto implica que cada patrón de carga definido tendrá asociado un vector de carga inicial. En el caso de realizar un FNA, adicionalmente es necesario determinar un vector de carga inicial para cada deformación no lineal independiente, los cuales afectan a una región local y excita únicamente los modos naturales de alta frecuencia.

Es importante hacer notar que los modos de vibración están sujetos a la rigidez de la estructura, por lo que a medida que se van formando rótulas dentro de la estructura, se va degradando la rigidez de esta, generando cambios en los modos de vibración.

Cuando se realiza un análisis modal, es necesario definir el número de modos de vibración que se deben determinar, de manera que la participación de cada modo sea significativa en la vibración de la estructura, y para ello, el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones

Sismorresistentes (en revisión) establece en el artículo 9.4.2.2 que *“se debe considerar el número de modos necesario para que la sumatoria de las masas participativas de estos excedan el 90% de la masa correspondiente al peso sísmico efectivo de la estructura por encima del nivel base para cada dirección del análisis.”*

2.3.3.2 Amortiguamiento

El amortiguamiento en las estructuras generalmente está asociado a la reducción de la respuesta dinámica debido a la disipación de la energía a través de los componentes estructurales y no estructurales del edificio y la fundación (PEER/ATC, 2010). Esta disipación puede ser ocasionada por la fricción en las juntas, el amortiguamiento de los materiales o por el amortiguamiento en los apoyos por irradiación. *“Este último consiste en que las vibraciones ocasionadas por la estructura generan deformaciones en el material de la fundación cercana a los apoyos, causando que las ondas de tensión irradien hacia el suelo de fundación.”* (Wilson, 1998)

Usualmente, el amortiguamiento es modelado a través de los ciclos de histéresis, del amortiguamiento por fricción, o como una fracción del amortiguamiento crítico, conocido como amortiguamiento viscoso o *“viscous damping”*, en cuyo caso la fuerza amortiguadora es proporcional a la velocidad.

Para realizar un análisis lineal, el amortiguamiento se modela utilizando un porcentaje igual a 5% del crítico en estructuras de concreto reforzado según estudios y simulaciones realizadas por distintos autores, y del cual existe una amplia bibliografía disponible. Sin embargo, a pesar de que esto es considerado como amortiguamiento clásico o efectivo, es un valor aproximado y basado en suposiciones. Como excepción de lo antes expuesto, se mencionan los edificios altos, es decir, aquellos de más de 30 pisos, en los cuales se toma un porcentaje de amortiguamiento viscoso menor debido a que con la altura, disminuye la importancia y la influencia del amortiguamiento de la fundación y del suelo.

Cuando se trata de un análisis no lineal, el *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER) recomienda utilizar valores de amortiguamiento viscoso menor en comparación con aquellos utilizados en análisis lineales, debido a que cuando se hace un análisis no lineal, el amortiguamiento es modelado a través de los ciclos de histéresis, por lo que el amortiguamiento

viscoso se refiere a la porción de la disipación de energía que no es capturada en la respuesta histerética de los componentes que han sido incluidos en el modelo. Para una estructura de concreto reforzado, se recomienda utilizar un amortiguamiento viscoso de 2%.

2.4 Curvas de Esfuerzo-Deformación

La relación esfuerzo-deformación de un material se determina aplicando una fuerza de manera incremental partiendo desde cero hasta la rotura, donde el *esfuerzo* se mide como la fuerza aplicada entre la sección transversal, y la *deformación*, como el cambio de longitud entre la longitud original del elemento que fue sometido a prueba. De este ensayo, se deriva un gráfico de esfuerzo-deformación, que permite determinar las siguientes propiedades mecánicas de los distintos materiales:

- Rango elástico: Es la zona donde se cumple la Ley de Hooke, es decir, que los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones. En este rango, al retirar la carga aplicada, el material recuperará sus dimensiones originales sin ninguna deformación remanente.
- Rango plástico: Es la zona donde no se cumple la proporcionalidad entre los esfuerzos y las deformaciones, y al retirar la carga aplicada, quedan deformaciones remanentes.
- Resistencia a la cedencia: Es el esfuerzo que debe ser aplicado al material para iniciar la deformación permanente, es decir, cuando pasa al rango plástico.
- Módulo de elasticidad: Representa el grado de rigidez de un material, y se calcula como el esfuerzo aplicado entre la deformación unitaria, es decir, que su valor será igual a la pendiente del rango elástico del material debido a que se cumple la Ley de Hooke.
- Módulo de resiliencia: Corresponde a la energía por unidad de volumen que el material absorbe cuando se deforma elásticamente y se calcula como el área bajo la curva en la zona elástica.
- Esfuerzo último: Es el valor máximo de esfuerzo que puede ser aplicado sobre el material.
- Esfuerzo de rotura: Es el esfuerzo aplicado en el instante que ocurre la rotura, corresponde al último punto de la curva de esfuerzo-deformación.
- Ductilidad: Representa una medida de la cantidad de deformación plástica que puede sufrir un material previo a la rotura. Un material será más dúctil a medida que la deformación plástica sea mayor.

- Tenacidad: Corresponde a la energía que absorbe el material antes de la rotura y se calcula como el área bajo la curva de esfuerzo-deformación.

Para poder estudiar el comportamiento no lineal de los materiales que componen los elementos de concreto reforzado, es necesario definir las curvas de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo, del concreto confinado y del concreto no confinado.

2.4.1 Curvas de Esfuerzo-Deformación del Acero de Refuerzo

Con respecto al acero de refuerzo, es importante que se modele el módulo inicial correspondiente a la respuesta elástica, el cual también es utilizado para la descarga del rango inelástico (Figura 2.4). Adicionalmente, se debe modelar la meseta de cedencia, región en donde el material se comporta plásticamente y continúa deformándose bajo un esfuerzo constante o que fluctúa alrededor de un valor promedio igual al esfuerzo cedente. También debe modelarse la región de endurecimiento por deformación, donde el material retoma tensión para seguir deformándose hasta el punto de esfuerzo máximo y, por último, la zona de tensión post-máxima, región en la cual el material va perdiendo tensión hasta el momento de la fractura, es decir, hasta alcanzar el esfuerzo último. Las regiones previamente mencionadas se pueden ver representadas en la Figura 2.5.

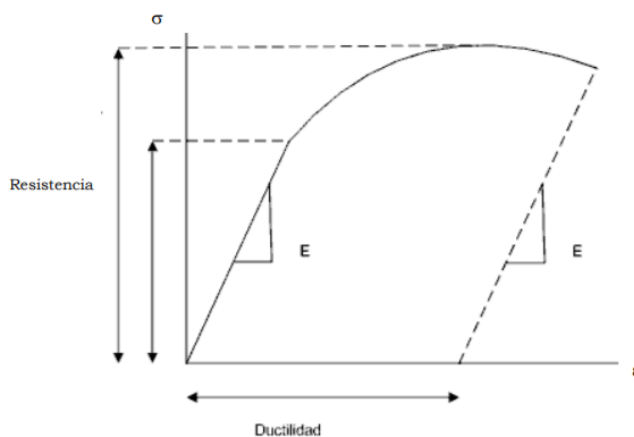


Figura 2.4. Representación de la descarga a partir del rango plástico

Fuente: Castellanos, 2008

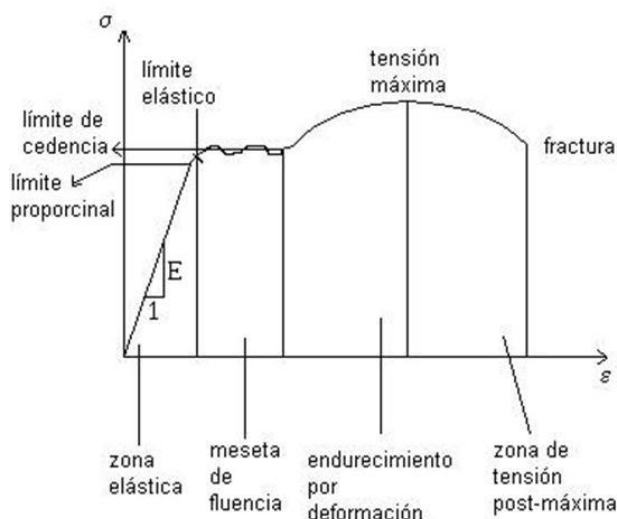


Figura 2.5. Curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo como resultado de la aplicación de una carga monotónica

Fuente: Pinzón, 2017

El programa ETABS permite generar esta curva de esfuerzo-deformación según el método Simple o por el método de Park, los cuales se diferencian únicamente en la zona de endurecimiento por deformación. La curva Simple va a definir esta zona como una parábola, mientras que la curva de Park es definida de manera empírica.

2.4.2 Curvas de Esfuerzo-Deformación del Concreto Confinado y No Confinado

“Para hacer el análisis sísmico de elementos de concreto reforzado pertenecientes a edificios y puentes, la formación de rótulas plásticas debe ser tomada en cuenta con detalle para estudiar la ductilidad y así poder asegurar que las vibraciones ocasionadas por los sismos de gran magnitud no produzcan colapso.” (Mander, Priestley & Park, 1988)

El modelado adecuado de las rótulas plásticas también es necesario para asegurar que ocurra la redistribución de momentos, pero la consideración de diseño más importante en la ductilidad de las rótulas plásticas de elementos de concreto reforzado, es que este tenga suficiente refuerzo transversal para así confinar el concreto, evitando el pandeo del acero longitudinal y la falla por corte. (Mander, Priestley & Park, 1988)

En la Figura 2.6 se pueden observar las dos curvas de esfuerzo-deformación del concreto, donde se diferencia la de concreto confinado y no confinado, siendo la curva de concreto confinado más resistente a flexión y más dúctil debido al acero transversal colocado. Estas dos curvas indican que el concreto no confinado alcanza primero la rotura, mientras que el concreto confinado seguirá deformándose a medida que se vayan incrementando los esfuerzos.

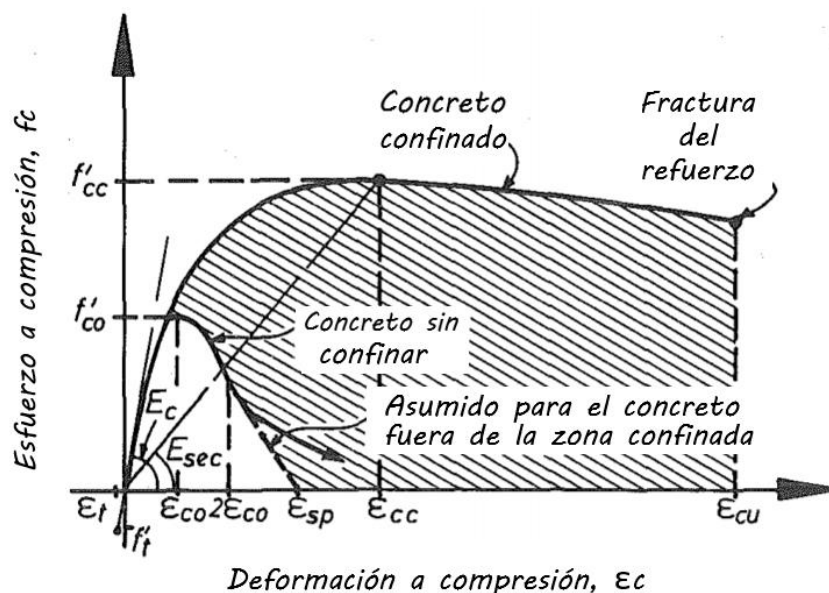


Figura 2.6. Curva de esfuerzo-deformación del concreto confinado y sin confinar como resultado de la aplicación de una carga monotónica

Fuente: Mander, Priestley & Park, 1988

Donde:

- f'_{co} : Resistencia del concreto no confinado
- ϵ_{co} : Deformación unitaria correspondiente a la resistencia del concreto no confinado
- E_c : Módulo de elasticidad del concreto
- $2\epsilon_{co}$: Representa la deformación a partir de la cual la rama descendente se asume como una línea recta hasta llegar a una resistencia igual a 0, cuya deformación correspondiente es ϵ_{sp} .
- ϵ_{sp} : Corresponde al valor de “spalling strain”, es decir, la deformación donde ocurre resquebrajamiento del concreto
- f'_{cc} : Resistencia del concreto confinado

- ϵ_{cc} : Deformación unitaria correspondiente a la resistencia del concreto confinado
- E_{sec} : Relación entre la resistencia del concreto confinado y su respectiva deformación unitaria
- ϵ_{cu} : Deformación última del concreto

ETABS permite definir la curva de deformación del concreto según la curva Simple o la curva definida por Mander. La curva Simple describe el comportamiento del concreto con la definición de dos tramos, uno parabólico hasta alcanzar la resistencia a compresión del concreto, seguido de un tramo lineal decreciente (Figura 2.7). Por otro lado, se puede definir según lo propuesto por Mander en función del confinamiento del elemento y las propiedades mecánicas del concreto, tal como se explicó previamente (Figura 2.6).

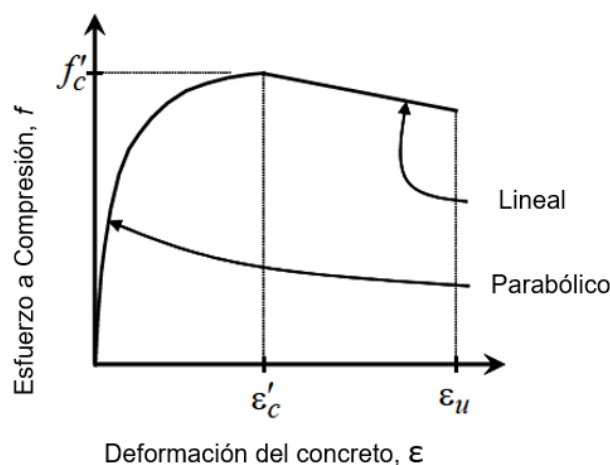


Figura 2.7. Curva de esfuerzo deformación del concreto Simple

Fuente: Computer & Structures, Inc., 2017

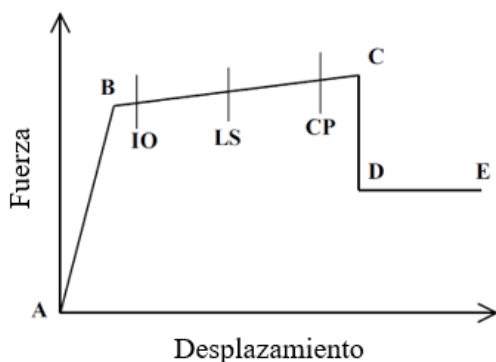
2.4.3 Curvas de Momento-Rotación

Cuando un elemento alcanza la cedencia debido a las acciones sísmicas o de viento, su respuesta debe ser modelada a través de rótulas plásticas o mecanismos de disipación de energía. Dicho esto, la determinación del diagrama de momento-rotación de una rótula es indispensable para hacer un Diseño por Desempeño mediante un análisis no lineal debido a que los criterios de aceptación de la ASCE 41-13 están definidos según las rotaciones a las cuales puede estar sometido el elemento estructural y, por ende, las rótulas.

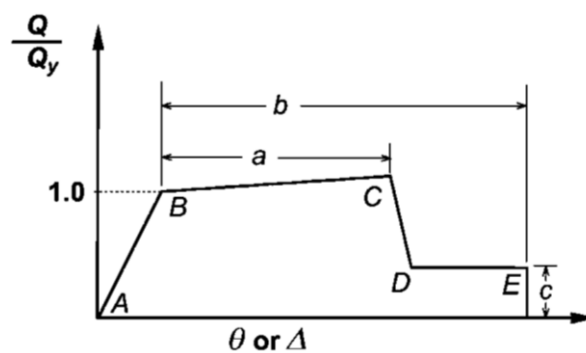
Para cada grado de libertad correspondiente a una fuerza o momento, se define una curva de fuerza-desplazamiento o momento-rotación, según sea el caso, que indica el valor donde ocurre la cedencia y la deformación plástica que se deriva a partir de este valor. Esta curva se define según cinco puntos (A, B, C, D y E) y se representa en la Figura 2.8 (a). Sobre dicha curva, se pueden ubicar los desplazamientos o rotaciones correspondientes a los criterios de aceptación que serán utilizados en el Análisis por Desempeño (Computer & Structures, Inc., 2017). La ASCE 41-13 establece la definición de estos puntos, indicando que:

- A: Origen de coordenadas. Corresponde al elemento descargado.
- B: Punto de cedencia.
- C: La ordenada corresponde a la resistencia máxima del elemento y la abscisa, a la deformación a partir de la cual inicia la degradación de la resistencia del elemento.
- D: Corresponde al valor de resistencia residual.
- E: Rotura.

El segmento entre A y B representa la respuesta lineal del elemento, es decir, la zona donde las deformaciones son recuperables. El segmento $\overline{BC}$ representa el endurecimiento por deformación, y generalmente tiene una pendiente entre 0% y 10% de la pendiente de la zona elástica. El tramo definido entre los puntos C y D corresponde a una pérdida significativa de la resistencia del elemento hasta alcanzar la resistencia residual, y luego, entre D y E, el elemento responde con una resistencia reducida hasta llegar al punto E. (ASCE, 2014)



a) Curva de fuerza-desplazamiento con criterios de aceptación



b) Curva de fuerza-desplazamiento con valores “a”, “b” y “c” representados para modelar las rótulas

Figura 2.8. Curva de fuerza-desplazamiento

Fuente: Computer & Structures, Inc., 2017

Es importante hacer notar que, para definir las rótulas, la ASCE 41-13 establece unos valores de desplazamiento o rotación que se miden sobre la curva de fuerza-desplazamiento o momento-rotación a partir del punto B, debido a que la deformación de la rótula es plástica. Estos se indican en la Figura 2.8 (b) y son explicados a continuación:

- a: Desplazamiento o rotación plástica hasta la cual ocurre el fenómeno de endurecimiento por deformación y donde ocurre la degradación de la resistencia del elemento.
- b: Rotación o desplazamiento plástico total que desarrolla la rótula.
- c: Resistencia residual.

Cabe destacar que, en el desarrollo de este Trabajo Especial de Grado, se calcularán relaciones de demanda/capacidad asociados a análisis lineales y no lineales. Cuando se aplica un método lineal, esta relación (D/C) hace referencia a fuerzas, es decir, es el cociente entre la sollicitación y la fuerza resistente del elemento estructural. Por otro lado, cuando se trata de un análisis no lineal, los coeficientes de demanda/capacidad ($DC_{\text{rotación}}$) consisten en una relación de rotaciones, donde la demanda es la rotación plástica que se genera como consecuencia de las acciones sísmicas, y la capacidad, es la rotación definida en la curva de momento rotación asociada a la rótula asignada al elemento. (Figura 2.8)

2.4.4 Curvas de Momento-Curvatura

La curva de momento-curvatura ($M-\phi$) de una sección de concreto reforzado (Figura 2.9), representa un lugar geométrico conformado por puntos de momento resistente interno y su curvatura correspondiente, permitiendo conocer la ductilidad de la sección a través del comportamiento del momento de inercia (I) y el módulo de elasticidad (E), suponiendo que la falla del elemento es por flexión. Para elementos sometidos a flexocompresión, como en el caso de las columnas, se deben suponer las deformaciones producto de la combinación de los efectos generados por la carga axial y los momentos. (Mora & Aguiar, 2015)

En un diagrama de momento-curvatura, la rigidez a flexión se representa como la pendiente de la línea generada al unir los puntos del gráfico. Esta rigidez se calcula como el producto del momento de inercia por el módulo de elasticidad, producto que disminuye a medida que la sección se deforma debido al aumento de las grietas, lo cual genera una disminución en la inercia de la

sección. “En el análisis no lineal, es fundamental conocer la relación $M-\phi$ para encontrar la rigidez de cada una de las ramas del diagrama histerético que se utiliza para definir la no linealidad del material.” (Lazarde, 2012)

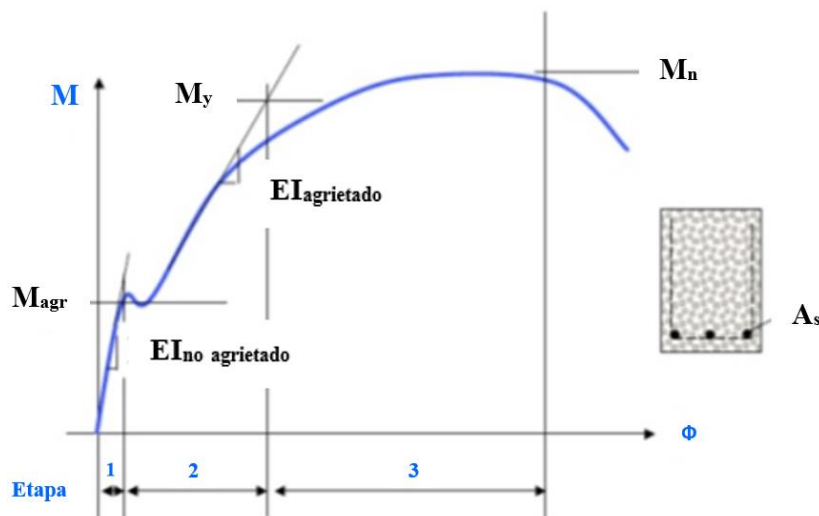


Figura 2.9. Curva de momento-curvatura

Fuente: Sánchez, 2014

2.5 Modelos de Histéresis

Los elementos de una estructura pueden comportarse de manera compleja e incierta, especialmente cuando existe incursión en el rango no lineal y/o están sometidos bajo procesos de carga cíclica. Dichos procesos se describen según modelos de histéresis, existiendo variedad de ellos, donde la definición vendrá según las características propias del elemento. La base general de los modelos, tal como lo explica el ATC-72, proviene de los siguientes tres conceptos:

- Una curva *backbone*.
- Reglas que definan las características del comportamiento de histéresis dentro de los límites definidos según la curva *backbone*.
- Reglas que definan el proceso de degradación con respecto a la curva *backbone*.

La curva *backbone* es una referencia de la relación fuerza-deformación que define los límites donde el modelo de histéresis se encuentra restringido, la cual es similar más no necesariamente idéntica a la curva de carga monotónica. Las propiedades de la curva en dirección

positiva y negativa pueden ser diferentes, debiéndose por ejemplo a la presencia de una losa en una viga de acero o refuerzo disperejo en una viga de concreto reforzado.

En el proceso de carga cíclica, la estructura disipa energía a través de la deformación de los elementos inelásticos, suponiéndose que en cada ciclo de carga y descarga la cantidad de energía disipada será igual al área inscrita en el bucle de histéresis.

La definición apropiada del modelo que describe el proceso de histéresis cobra importancia en la realización de análisis no lineales dinámicos, ya que varían en su forma y tamaño, modificando la respuesta de la estructura y la cantidad de energía disipada. Para definir el modelo se tendrán que tomar en cuentas las características propias del elemento, como el material, y características propias del modelo, como por ejemplo la información necesaria para que se pueda ajustar a un comportamiento esperado.

Dentro de los diferentes tipos de modelos de histéresis se encuentran los siguientes:

2.5.1 *Kinematic*

Este modelo está basado en el endurecimiento cinemático observado en el comportamiento típico de materiales metálicos, disipa una cantidad de energía significativa y es apropiado para materiales dúctiles (Figura 2.10). No requiere de parámetros adicionales, y la forma de este modelo es la base de algunos otros, como por ejemplo el modelo Takeda.

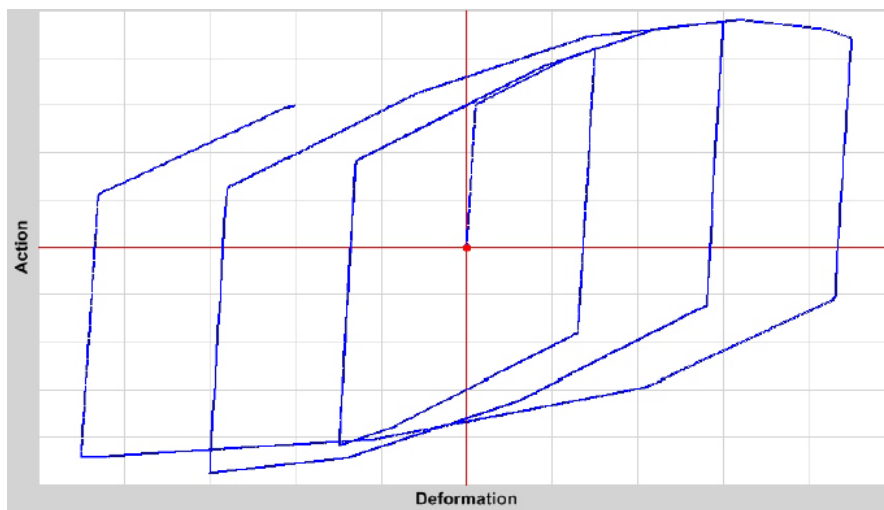


Figura 2.10. Modelo de histéresis tipo Kinematic

Fuente: Computer & Structures, Inc., 2017

2.5.2 Takeda

En 1970, Takeda, Sozen y Nielsen proponen un modelo similar al *Kinematic*, con la diferencia de que considera el proceso de degradación de rigidez (Figura 2.11). Los resultados de respuesta dinámica obtenidos según dicho modelo fueron probados consiguiendo un ajuste satisfactorio con respuestas medidas durante pruebas con movimientos sísmicos. Es aplicable en elementos de concreto reforzado sometidos a ciclos de carga sin necesidad de la consideración de parámetros adicionales.

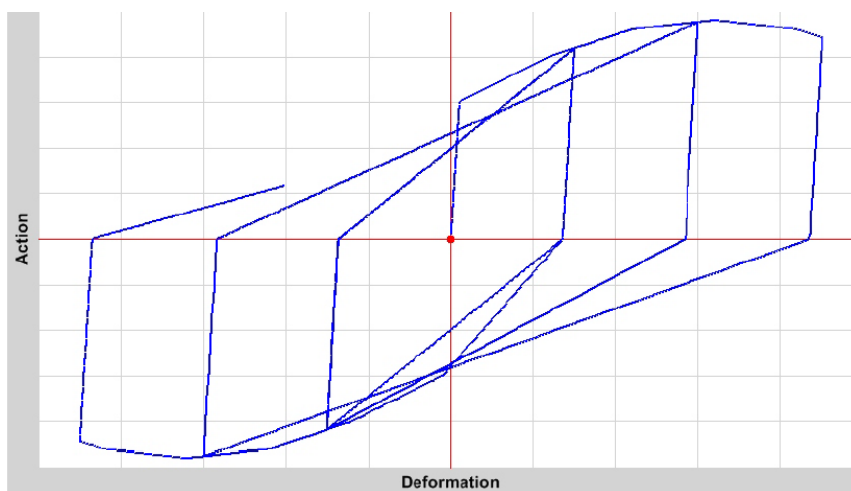


Figura 2.11. Modelo de histéresis tipo Takeda

Fuente: Computer & Structures, Inc., 2017

2.5.3 Pivot

En 1998, Dowell, Seible y Wilson proponen un modelo histerético similar al Takeda para el concreto reforzado contemplando degradación de fuerza, carga axial cíclica y el comportamiento de secciones asimétricas (Figura 2.12). La ventaja que presenta este modelo es que captura el comportamiento no lineal de elementos de concreto reforzado arrojando buenos resultados, sin embargo, se requieren los siguientes parámetros adicionales:

- α_1 : Parámetro asociado al punto pivote para el proceso de descarga desde los valores de carga positiva hasta 0. La descarga ocurre hacia un punto ubicado en la extensión de la línea que define el comportamiento elástico lineal positivo del elemento, pero hasta un punto de fuerza negativa igual a α_1 veces la fuerza cedente positiva.

- α_2 : Parámetro asociado al punto pivote para el proceso de descarga desde los valores de carga negativa hasta 0. La descarga ocurre hacia un punto ubicado en la extensión de la línea que define el comportamiento elástico lineal negativo del elemento, pero hasta un punto de fuerza positiva igual a α_2 veces la fuerza cedente negativa.
- β_1 : Parámetro asociado al punto pivote para proceso cíclico de carga proveniente de cero a un incremento de carga positiva. El proceso de carga cíclica ocurre hacia la rama elástica positiva en un valor de fuerza igual a $\beta_1 F_{y1}$. Al pasar ese punto, el incremento de carga sigue por una secante hasta un punto de deformación máxima positiva previa en la curva *backbone*. $0 < \beta_1 \leq 1$
- β_2 : Parámetro asociado al punto pivote para proceso cíclico de carga proveniente de cero a un incremento de carga negativa. El proceso de carga cíclica ocurre hacia la rama elástica negativa en un valor de fuerza igual a $\beta_2 F_{y2}$. Al pasar ese punto, el incremento de carga sigue por una secante hasta un punto de deformación máxima negativa previa en la curva *backbone*. $0 < \beta_2 \leq 1$
- η : Determina la cantidad de degradación de las pendientes de las ramas elásticas pasada la deformación plástica. $0 < \eta \leq 1$

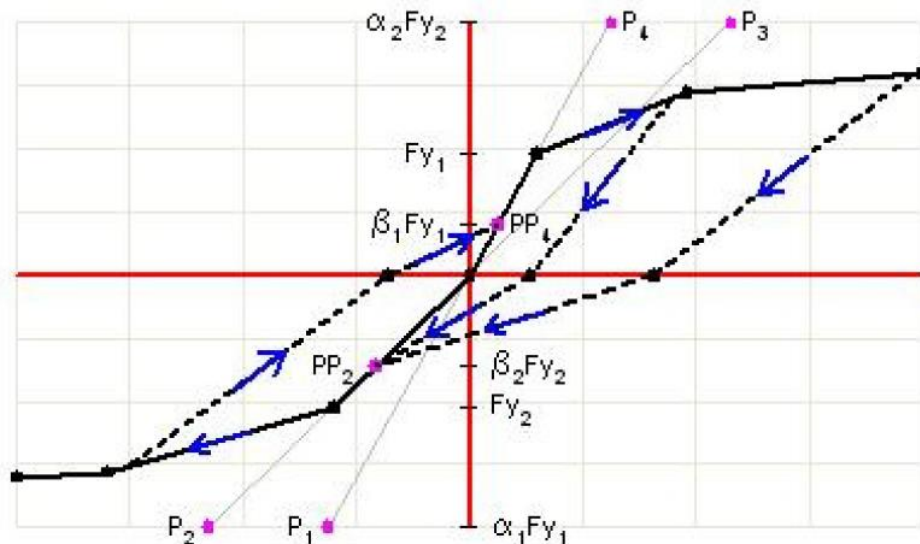


Figura 2.12. Modelo de histéresis tipo Pivot

Fuente: Computer & Structures, Inc., 2017

2.5.4 Concrete

Este modelo es principalmente destinado para concreto no reforzado en comportamiento axial, aunque puede ser aplicado a cualquier grado de libertad (Figura 2.13). La tensión y la compresión están definidas de manera independiente, donde el punto de esfuerzo con mayor valor absoluto es considerado en compresión. Este modelo pudiese ajustarse a otro material con comportamiento principal bajo tracción, donde este sea similar al concreto en compresión.



Figura 2.13. Modelo de histéresis tipo Concrete

Fuente: Computer & Structures, Inc., 2017

2.6 Modelos de Inelasticidad en los Elementos Estructurales

Existen dos alternativas para modelar los componentes estructurales que entrarán en rango inelástico según cómo se distribuye la plasticidad, ya sea en una sección transversal o a lo largo de la luz del elemento. Cuando se modela como plasticidad concentrada, Figura 2.14 (a) y (b), se colocan las rótulas en ambos extremos del elemento y su comportamiento se basa en curvas de momento-rotación. En contraste, cuando el comportamiento plástico es modelado a través de zonas de plasticidad de longitud finita, Figura 2.14 (c), la respuesta se basa en el comportamiento no lineal de la sección, representado a través de la relación de momento-curvatura o mediante la definición de la sección con fibras. El método de las rótulas por fibra, Figura 2.14 (d), distribuye la plasticidad a lo largo de la sección transversal y del elemento en sí, capturando la respuesta

histerética no lineal basado en las curvas de esfuerzo-deformación de los materiales que componen las fibras, lo cual será explicado con más detalle en el punto 2.6.5. Por último, el método de los elementos finitos, Figura 2.14 (e), es el más detallado y a su vez, el más exigente, y consiste en la discretización del miembro estructural en elementos finitos con propiedades no lineales histeréticas a lo largo de su longitud y su sección transversal. (NIST, 2010c)

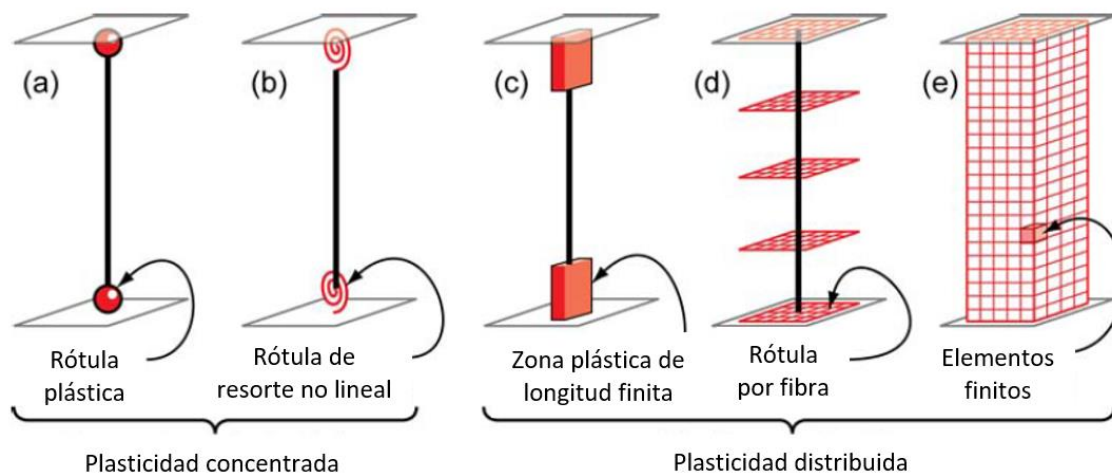


Figura 2.14. Modelos idealizados de plasticidad en elementos estructurales

Fuente: NIST, 2010c

2.6.1 Rótulas Plásticas

Las rótulas plásticas son zonas de cedencia que se forman en los elementos estructurales cuando la sollicitación excede su capacidad plástica o cedente. Cuando esto ocurre, el elemento pierde la capacidad de resistir cargas laterales y se comporta como si estuviera articulado en el extremo donde ocurrió la rotulación, con la diferencia de que el momento al cual está sometido no es cero, sino que corresponde al valor del momento cedente. Cuando se genera la rótula, se redistribuyen los momentos a lo largo del elemento y de la estructura, formando nuevas rótulas en otros elementos, hasta convertirse en un mecanismo inestable, dando lugar al colapso de la estructura.

2.6.2 Solicitaciones Controladas por Fuerza y Controladas por Deformación

Todas las solicitudes internas deben ser clasificadas como “controladas por fuerza” o “controladas por deformación”, como lo indica la ASCE 41-13 en el Artículo 7.5.1.2. Las solicitudes controladas por deformación consisten en un comportamiento dúctil, mientras que las controladas por fuerza originan respuestas asociadas a comportamientos frágiles en el elemento estructural. Los criterios de aceptación definidos en la ASCE 41-13 están asociados únicamente a las solicitudes controladas por deformación, y las resistencias asociadas a estas son las esperadas según el material y el componente estructural. Con respecto a las solicitudes controladas por fuerza, no existen criterios de aceptación debido a que se asume que el elemento falla al alcanzar su capacidad resistente, y por ello, la resistencia asociada es la mínima esperada del material y el componente.

2.6.3 Rótulas Plásticas por Flexión

Las rótulas plásticas que se le asignan a los elementos sometidos a flexión pura, como por ejemplo las vigas, son de tipo “M3” en ETABS, y su comportamiento se basa en una curva de momento-rotación. Esta curva se define a través de los parámetros que aparecen en la Tabla 10-7 de la ASCE 41-13 (Figura 2.15), los cuales dependen del cociente de la diferencia entre la cuantía a tracción y a compresión y la cuantía balanceada, de la solicitud a corte y de si se cumple o no la condición de que el acero de confinamiento esté espaciado a una distancia menor a la altura útil entre tres, y que a su vez, la resistencia al corte que aportan los estribos sea mínimo tres cuartos (3/4) del corte de diseño. Los criterios de aceptación correspondientes a este tipo de rótulas también se encuentran en esta tabla.

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions			Modelling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
						Performance Level		
a	b	c	IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{p-p'}{p_{bal}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	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 ≤ 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 ≤ 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

Figura 2.15. Tabla de parámetros de modelado y capacidades para procedimientos no lineales de vigas de concreto reforzado

Fuente: ASCE, 2014

2.6.4 Rótulas Plásticas por Flexocompresión Biaxial

Para modelar el comportamiento de la flexo-compresión biaxial en columnas, se definen rótulas plásticas tipo P-M-M. Estas rótulas se forman cuando el elemento estructural alcanza la cedencia debido a las acciones combinadas de los momentos en las dos direcciones y la fuerza axial, definido según la superficie de interacción de cada sección donde este tipo de rótulas es asignado, considerando un factor de minoración igual a 1.

La curva momento-rotación de las rótulas P-M-M y los criterios de aceptación se definen según la ASCE 41-13, Tabla 10-8, Figura 2.16, los cuales dependen de la fuerza axial máxima a la cual estará sometido el miembro estructural debido a cargas gravitacionales y sísmicas, de la sollicitación a corte de diseño y de la cuantía de refuerzo de confinamiento, que a su vez depende del área del acero de confinamiento, de la separación de las ligaduras o zunchos y de la base de la sección. Adicionalmente, la definición de los parámetros de la curva y los criterios de aceptación van a depender de la condición que controla la falla de la columna. La condición *i* corresponde a falla por flexión, la *ii*, falla por flexión y corte, donde se espera que ocurra la cedencia por flexión

antes de la falla por corte, la condición *iii* está aunada a la falla por corte y la condición *iv*, al desarrollo o empalme inadecuado a lo largo de la altura libre de la columna.

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

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

Figura 2.16. Tabla de parámetros de modelado y capacidades para procedimientos no lineales de columnas de concreto reforzado

Fuente: ASCE, 2014

2.6.5 Rótulas por Fibra

Las rótulas por fibras son utilizadas para modelar el comportamiento del elemento estructural basado en la disposición de la sección transversal de este, permitiendo estimar la respuesta ante la acción conjunta de la fuerza axial y la flexión alrededor de un sólo eje (Fibra P-M3) o de la fuerza axial y la flexión biaxial (Fibra P-M2-M3).

Para poder modelar lo antes dicho, las secciones son discretizadas según la ubicación y el tipo de material, dividiendo la sección en fibras de acero y concreto a lo largo de la longitud del elemento, entendiendo que, a mayor número de fibras, mayor precisión y, a su vez, mayor exigencia a nivel del computador. Cada fibra se define según el área y las propiedades no lineales uniaxiales de los materiales, ya sea concreto confinado, no confinado, o acero de refuerzo, y para ello, es necesario definir las curvas de esfuerzo-deformación de cada material.

En este Trabajo Especial de Grado, este tipo de rótulas serán utilizadas para modelar el comportamiento no lineal controlado por flexocompresión de los muros de corte, y un ejemplo de esto se encuentra en la Figura 2.17.

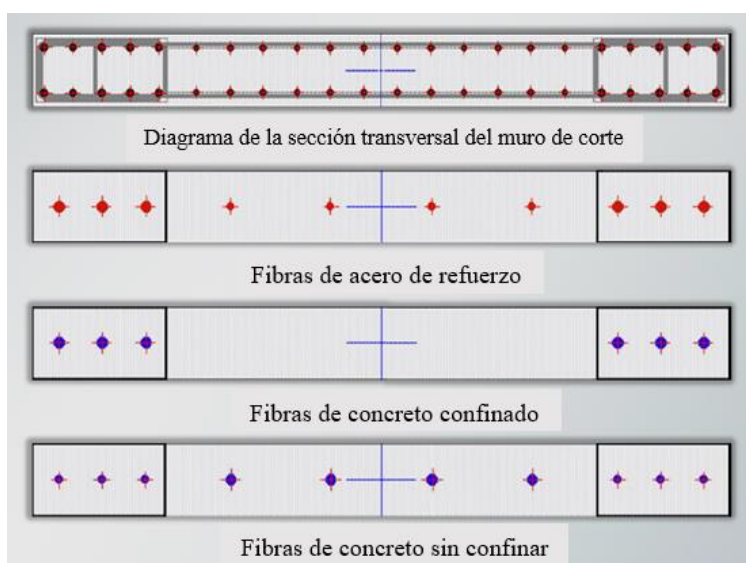


Figura 2.17. Discretización de la sección transversal de un muro de corte en fibras de concreto y acero

Fuente: Habibullah, 2014

En una sección, cada fibra tiene una curva de esfuerzo-deformación que le corresponde, y por ello, la pérdida de la capacidad portante de cada fibra que compone la sección no ocurrirá al mismo tiempo. Como consecuencia, esta pérdida de capacidad portante de la rótula ocurrirá de manera gradual, a diferencia de las rótulas con curvas de momento-rotación definidas. (Computer & Structures, Inc, 2017).

Los criterios de aceptación para este tipo de rótulas no están estipulados en la norma ASCE 41-13, y para poder determinar el nivel de desempeño de cada elemento, cuyo comportamiento

fue modelado con este tipo de rótula, se determina la rotación de cada fibra (Figura 2.18) y esta se asocia a las curvas de esfuerzo-deformación de cada material y sus respectivos criterios de aceptación.

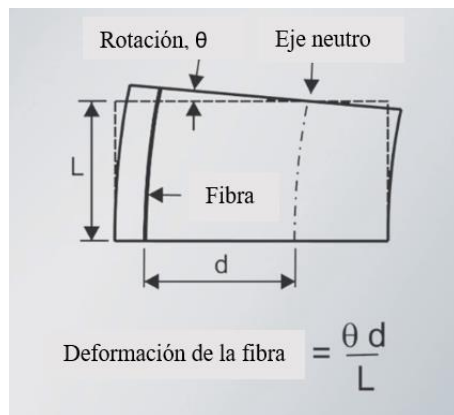


Figura 2.18. Rotación y deformación de las fibras

Fuente: Habibullah, 2014

2.7 Herramientas de Cálculo

El programa que se utilizará en este Trabajo Especial de Grado es ETABS, un software desarrollado por *Computer and Structures, Inc* (CSI), y que actualmente es uno de los más utilizados para hacer análisis no lineales según una encuesta realizada por el CSI (Figura 2.19). Este programa posee las herramientas necesarias para diseñar la estructura mediante un análisis espectral, modelar las rótulas y asignar los correspondientes criterios de aceptación según la ASCE 41-13, así como llevar a cabo análisis estáticos y dinámicos no lineales, entre muchas otras cosas.

Se recomienda utilizar ETABS en lugar de SAP2000 cuando se quieren estudiar los efectos de grandes acciones sísmicas o de viento que involucran análisis no lineal en edificios, debido a que posee más herramientas que SAP2000 para el modelado de estos efectos, y adicionalmente, ETABS proporciona la información asociada a estas acciones de una manera más directa que SAP2000 y a su vez, está más orientado hacia el diseño por desempeño.

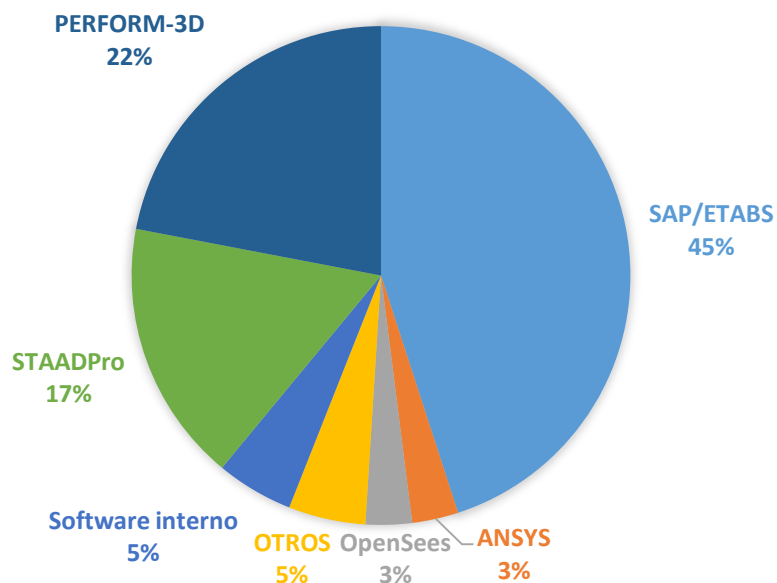


Figura 2.19. Encuesta sobre los programas utilizados para hacer análisis no lineal

Fuente: Habibullah, 2014

CAPÍTULO III – MARCO METODOLÓGICO

Este Capítulo describe brevemente las etapas que se desarrollaron con la finalidad de alcanzar los objetivos propuestos y con ello, cumplir el propósito de este Trabajo Especial de Grado, el cual consiste en contribuir con la difusión de la filosofía del Diseño por Desempeño y su aplicación en estructuras con sistemas duales de concreto reforzado en Venezuela.

3.1. Tipo de investigación

Este Trabajo de Grado es una investigación aplicada, considerando que tiene como finalidad la búsqueda y aplicación de los conceptos, y los procedimientos que hay que llevar a cabo para realizar un Diseño por Desempeño a una estructura con sistema dual de concreto reforzado.

3.2. Diseño de investigación

La recopilación de la información necesaria para dar respuesta al problema planteado es de tipo documental, profundizando en el conocimiento con apoyo de documentos e investigaciones previas.

3.3. Herramientas para la obtención y análisis de datos

Durante el desarrollo de este Trabajo Especial de Grado se utilizan las siguientes herramientas:

- ETABS, versión 16.2.0, desarrollado por *Computer & Structures, Inc.*
- Excel, desarrollado por *Microsoft Office*.
- Tableau, desarrollado por *Tableau Software*.

El software ETABS se utiliza para los cálculos de análisis de estructuras, Excel, para procesar la información obtenida y con ella, generar las gráficas y tablas pertinentes, y Tableau, para la generación de los “mapas de calor” presentados para analizar los coeficientes demanda/capacidad de las vigas como resultado de los análisis lineales.

3.4.Procedimiento

Para cumplir con los objetivos propuestos, se siguen los siguientes pasos:

a. Definición de las características generales de la edificación

Se propone la geometría de la estructura mediante la descripción de la disposición de los elementos estructurales, el número de pisos, la ubicación de los muros estructurales, el tipo de losa, y se establece el tipo estructural y la clasificación de la edificación según su uso.

b. Definición de la información básica

Se definen las propiedades lineales de los materiales que son necesarios para el análisis, las cargas permanentes y vivas que serán aplicadas a la estructura, y los parámetros necesarios para determinar los espectros asociados a los distintos niveles de amenaza sísmica según el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión). Luego, se escogen los registros sísmicos que serán utilizados como esqueletos para la generación de acelerogramas sintéticos, utilizando el espectro asociado al sismo extremo como objetivo.

c. Predimensionado

Se calculan las dimensiones preliminares de las columnas, vigas y muros de concreto reforzado, que servirán de base para el proceso de diseño de la estructura.

d. Proceso de diseño

Se realiza un diseño que cumpla con los criterios de diseño de la Norma COVENIN 1753-2006 y el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión) mediante un análisis dinámico elástico espectral, utilizando el espectro asociado al sismo de diseño.

e. Verificación del nivel de desempeño de “Ocupación Inmediata” según el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión)

Se ejecuta un análisis dinámico elástico espectral utilizando el espectro asociado al sismo frecuente, y los resultados son comparados con los criterios de aceptación de “Ocupación

Inmediata” indicados en el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión).

f. Definición de elementos en rango no lineal

Se definen las propiedades no lineales de los materiales que son utilizados, se determinan cuáles son los elementos que se rotularán, y se asignan las rótulas concentradas y por fibra a las vigas, columnas y muros estructurales.

g. Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo para el Sismo Extremo

Utilizando los acelerogramas sintéticos previamente generados con el espectro del sismo extremo como objetivo, se realiza un análisis no lineal dinámico. Con los resultados obtenidos, se verifican los criterios de aceptación definidos por la ASCE 41-13 asociados a un nivel de desempeño de “Ocupación Inmediata”, debido a que este es el comportamiento deseado con base en el uso de la estructura.

h. Diseño Basado en Desempeño para el Sismo Extremo

Partiendo de los resultados obtenidos en la evaluación mediante análisis no lineal dinámico, se plantean modificaciones al diseño original con el objetivo de alcanzar el nivel de desempeño deseado, es decir, “Ocupación Inmediata”.

i. Diseño Basado en Desempeño para el Sismo de Diseño

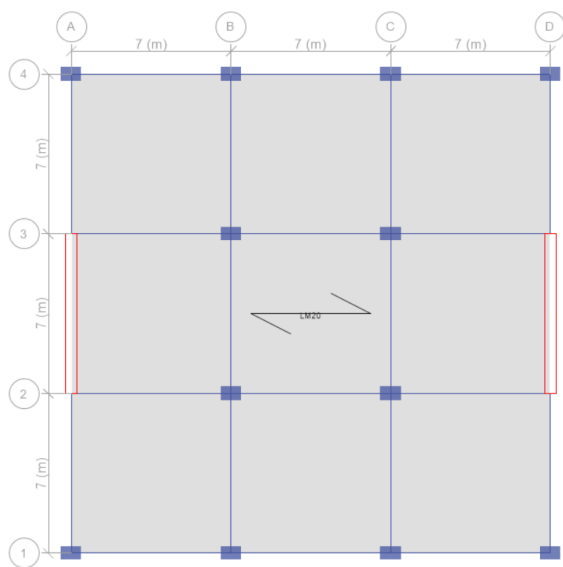
Por último, se realiza un análisis no lineal dinámico utilizando un acelerograma sintético generado a partir del espectro del sismo de diseño y los registros del sismo de México de 1985 en ambas direcciones. Con los resultados obtenidos, se realizan modificaciones sobre la estructura para alcanzar el nivel de desempeño de “Seguridad de Vida”. Luego, se realiza un análisis dinámico elástico espectral para estudiar las relaciones demanda/capacidad asociadas a la resistencia de los elementos, partiendo de una capacidad que ha sido disminuida.

CAPÍTULO IV – DESARROLLO

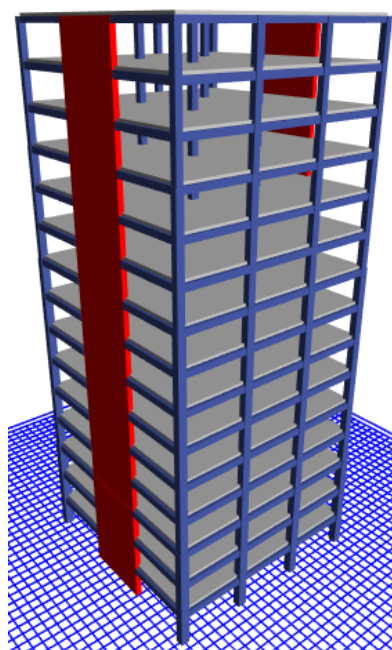
4.1 Características generales de la edificación

La estructura que será analizada consiste en un sistema dual de concreto reforzado, conformado por muros estructurales, y por vigas y columnas. Como lo indica el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión), estas estructuras son categorizadas como Tipo II cuando la acción conjunta de los pórticos y los muros resiste la totalidad de las fuerzas sísmicas, y los pórticos por sí solos deben ser capaces de resistir al menos 25% de estas fuerzas.

La edificación consta de cuatro pórticos en ambos sentidos, separados siete metros entre ellos, con muros estructurales en la dirección Y. Tiene 15 niveles, con una altura de entrepisos igual a tres metros y medio, sumando un total de 52,5m de altura. Las losas de entrepiso son macizas de concreto reforzado y tienen un espesor igual a 20cm. La Figura 4.1 muestra la representación del edificio en cuestión.



a) Planta referencial



b) Render

Figura 4.1. Vista en planta y render de la edificación

Con el propósito de estudiar una edificación que deba estar sometida a diferentes niveles de amenaza sísmica estipulados en el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión), se decide trabajar con una perteneciente al grupo A2 definido como aquellas que deben mantenerse en operación durante o después de un sismo.

4.2 Definición de información básica

Para poder llevar a cabo el diseño de la estructura, fue necesario definir la información básica requerida. En esta Sección, se mencionan las propiedades lineales del concreto y del acero de refuerzo (Tabla 4.1), se calculan las cargas permanente y variables que incidieron en el análisis, obtenidas según la norma venezolana denominada Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones 2002 (Tabla 4.2), y se definen los parámetros asociados a la amenaza sísmica siguiendo los requerimientos del Proyecto de Norma para Construcciones Sismorresistentes (en revisión).

Tabla 4.1.
Propiedades lineales de los materiales

Concreto		
f'_c	280	Kgf/cm ²
P. Unitario	2,5	Tonf/m ³
E	252.671	Kgf/cm ²
Acero de Refuerzo		
Fy	4.200	Kgf/cm ²
P. Unitario	7,5	Tonf/m ³
E	2.100.000	Kgf/cm ²
Fu	6.330	Kgf/cm ²
Fye	5.250	Kgf/cm ²
Fue	6.960	Kgf/cm ²

Tabla 4.2.
Cargas de diseño según norma venezolana Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones 2002 (en Kgf/m²)

Variable	Permanente			
	Acabado	Tabiquería	Cielo Raso	Σ CP
250	100	150	20	270

Tabla 4.3.

Factor de Importancia (α) para los distintos niveles de amenaza sísmica en Edificaciones del Grupo A2

	Sismo		
	Frecuente	Diseño	Extremo
Factor de importancia (α)	0,3	1,5	2,4
PMR (años)	36	975	4.975

Donde:

- PMR: período medio de retorno asociado

Trabajando con una profundidad de basamento rocoso de 30m, una condición topográfica tipo leve y una clase de sitio correspondiente a BC según el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión) se tienen los siguientes factores asociados a efectos geotécnicos:

Tabla 4.4.

Factores asociados a efectos geotécnicos

Clase de Sitio			Profundidad de Basamento Rocoso			Condición Topográfica		
F_A^C	F_V^C	F_D^C	F_A^H	F_V^H	F_D^H	F_A^T	F_V^T	F_D^T
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Donde:

- F_A^C ; F_V^C ; F_D^C : Factores de clase de sitio, para períodos cortos, intermedios y largos, respectivamente.
- F_A^H ; F_V^H ; F_D^H : Factores de profundidad del basamento rocoso, para períodos cortos, intermedios y largos, respectivamente.
- F_A^T ; F_V^T ; F_D^T : Factores de condición topográfica, para períodos cortos, intermedios y largos, respectivamente.

Los factores antes mencionados se encuentran en las Tablas 5.2, 5.3, 5.4 (clase de sitio), 5.6 (profundidad de basamento rocoso) y 5.5 (condición topográfica) del Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión).

Adicionalmente, se define el coeficiente q , el cual está asociado a la rama espectral para períodos largos, dado en la Tabla 7.1 del Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión). En función de la clase de sitio, corresponde un valor de 1,70.

Asumiendo que la edificación en estudio se encontrará en la ciudad de Caracas, se tiene:

$$A_0 = 0,3g$$

$$A_1 = 0,24g$$

$$T_L = 3,6 \text{ seg}$$

Donde:

- A_0 : Coeficiente de la aceleración horizontal del terreno en la clase de sitio referencial para un período medio de retorno de 475 años, obtenido de los mapas de las Figuras 4.1, 4.1.oeste y 4.1.este, presentes en el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión).
- A_1 : Coeficiente de aceleración espectral horizontal para período estructural de un segundo en la clase de sitio referencial, para coeficiente de amortiguamiento de 5% y un período medio de retorno de 475 años, obtenido de los mapas de las Figuras 4.2, 4.2.oeste y 4.2.este, presentes en el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión).
- T_L : Período de transición entre períodos intermedios y períodos largos del espectro elástico de respuesta horizontal, en la clase de sitio referencial para coeficiente de amortiguamiento de 5% y un período medio de retorno de 475 años, obtenido de los mapas de las Figuras 4.3, 4.3.oeste y 4.3.este, presentes en el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión).

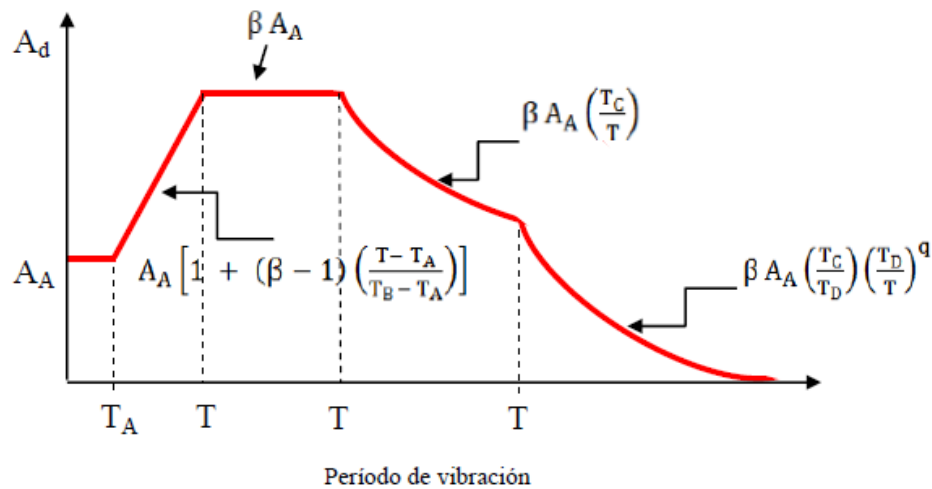


Figura 4.2. Expresión genérica del espectro de respuesta elástica (aceleraciones)

Fuente: Subcomité Técnico de Normalización de Sismorresistencia, 2017

Los espectros asociados a sismo frecuente y extremo se definen según las ecuaciones mostradas en la Figura 4.2 correspondientes al espectro de respuesta elástica. El espectro de diseño se obtiene reduciendo mediante un factor **R** el espectro de respuesta elástica de manera de incorporar la disipación de energía durante la respuesta inelástica. Las ecuaciones se presentan en la Sección 7.2 del Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión).

El factor de reducción de respuesta **R** está dado por:

$$R = \rho F_1 R_0 \quad \text{Ec- 4.1}$$

Donde:

- ρ : Factor de redundancia
- R_0 : Factor de reducción básico
- F_1 : Factor de irregularidad

Los factores descritos anteriormente se definen en las Secciones 6.1.1, 6.1.2 y 6.1.3 respectivamente del Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión), donde además se indica que **R** no puede ser menor que 1,5 para construcciones nuevas.

Para la estructura en estudio se tiene:

- $\rho=1$ ya que posee tres planos sismorresistentes en ambas direcciones de análisis
- $F_1=0,9$ debido a que presenta la irregularidad definida como “esbeltez excesiva”, es decir, el cociente entre la altura de la edificación y la menor dimensión en planta de la estructura en su nivel base excede de 4.

$$\text{Altura del edificio} = 3,5\text{m} \times 15 \text{ pisos} = 52,5\text{m}$$

$$\text{Luz típica en el nivel base} = 7\text{m}$$

Luego;

$$\frac{52,2}{7} = 7,5 > 4$$

- $R_0=5$ ya que corresponde a una estructura del Tipo II-b de concreto reforzado para un nivel de diseño ND3.

$$R = \rho F_1 R_0 = 1 \times 0,9 \times 5 = 4,5$$

La Tabla 4.5 contiene un resumen de los parámetros que son necesarios para definir los espectros cumpliendo con los Artículos 7.1 y 7.2 del Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión), y la Figura 4.3 muestra los espectros definidos mediante la aplicación de estos parámetros. Cabe destacar que el espectro correspondiente al sismo extremo y al sismo frecuente son de respuesta elástica, a diferencia del sismo de diseño, el cual es reducido por un factor **R**.

Tabla 4.5.
Resumen de parámetros necesarios para la definición de los espectros

Grupo	-	A2
Clase de Sitio	-	BC
Cond. Topográfica	-	Leve
Profundidad del basamento rocoso	m	30
A_0	g	0,3
A_1	g	0,24
T_L	seg	3,6
Coefficiente q	-	1,7
Factor de redundancia (ρ)	-	1
Factor de Irregularidad (F_1)	-	0,9
Factor de Reducción Básico (R_0)	-	5
Factor de Reducción de Respuesta (R)	-	4,5
Amortiguamiento (ξ)	%	5,00

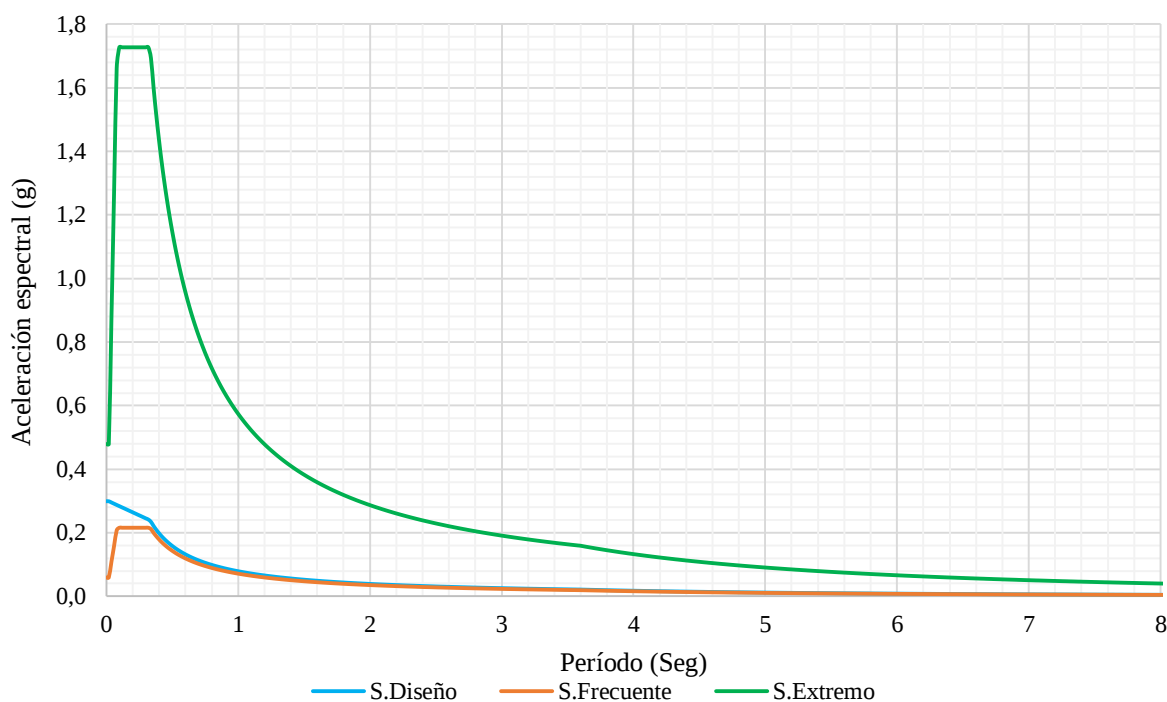


Figura 4.3. Espectros respectivos a los diferentes niveles de amenaza sísmica asociados a la estructura en cuestión

Para la realización del análisis no lineal dinámico que será utilizado para el estudio de la respuesta de la estructura y su subsiguiente modificación con base en el desempeño, son necesarios registros sísmicos. Considerando que la edificación constará de 15 pisos, lo cual implica que el período fundamental sería “largo”, se decidió trabajar con el registro del sismo de México en el año 1985 (Figuras 4.4 y 4.5) como esqueleto para la generación de acelerogramas sintéticos.

Además del sismo de México de 1985, se trabajó con el sismo de El Centro de 1940 (Figuras 4.6 y 4.7) y el de Upland de 1990 (Figuras 4.8 y 4.9), ambos ocurridos en el estado California, Estados Unidos. Esto se debe a que el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión) y la ASCE 41-13 establecen que el número mínimo de registros sísmicos bajo el cual se debe evaluar una estructura, independientemente de la condición en la que clasifique, no puede ser menor que tres. No se trabajó con registros obtenidos en Venezuela por no poder acceder a esta información.

Se aclara que el estudio de la respuesta de la estructura ante solicitaciones sísmicas se hizo con los acelerogramas sintéticos que parten del espectro definido por el proyecto de norma venezolana y los tres registros presentadas a continuación en sus dos direcciones horizontales. A partir de este punto, se hará referencia a los registros sintéticos que se utilizaron en el diseño mediante una codificación definida por tres letras, donde las primeras dos hacen referencia al espectro objetivo y la última, al registro acelerográfico utilizado como esqueleto.

- SEM: Sismo Extremo que utiliza el acelerograma de México de 1985 como esqueleto.
- SEC: Sismo Extremo que utiliza el acelerograma de El Centro de 1940 como esqueleto.
- SEU: Sismo Extremo que utiliza el acelerograma de Upland de 1990 como esqueleto.

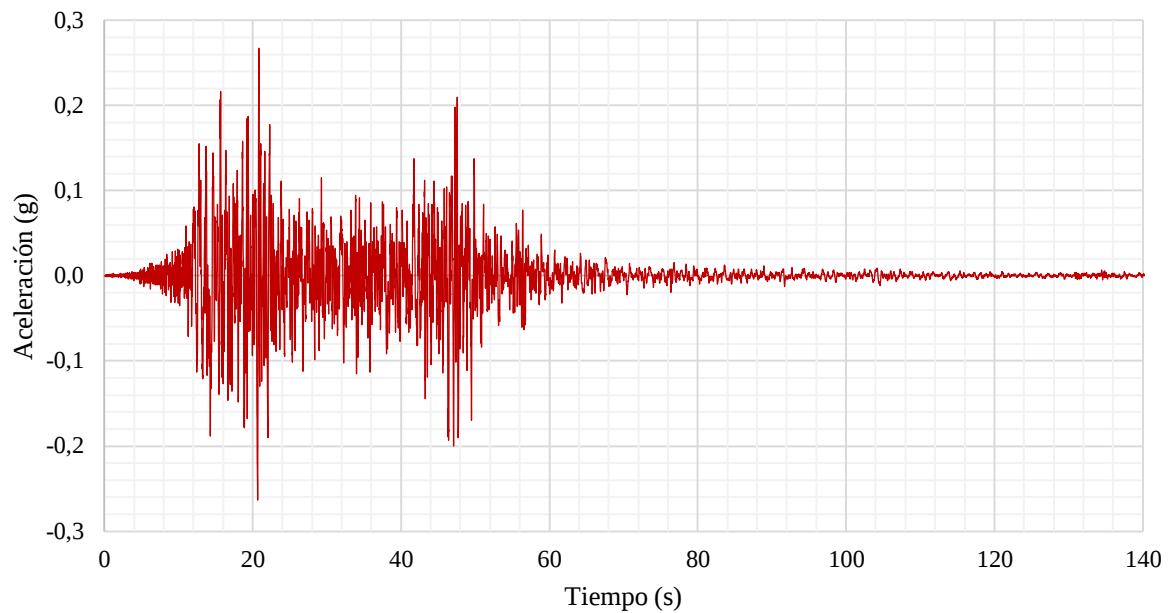


Figura 4.4. Acelerograma registrado en el sismo de México de 1985 en la estación de Zacatula, dirección NS

Fuente: Unidad de Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2014

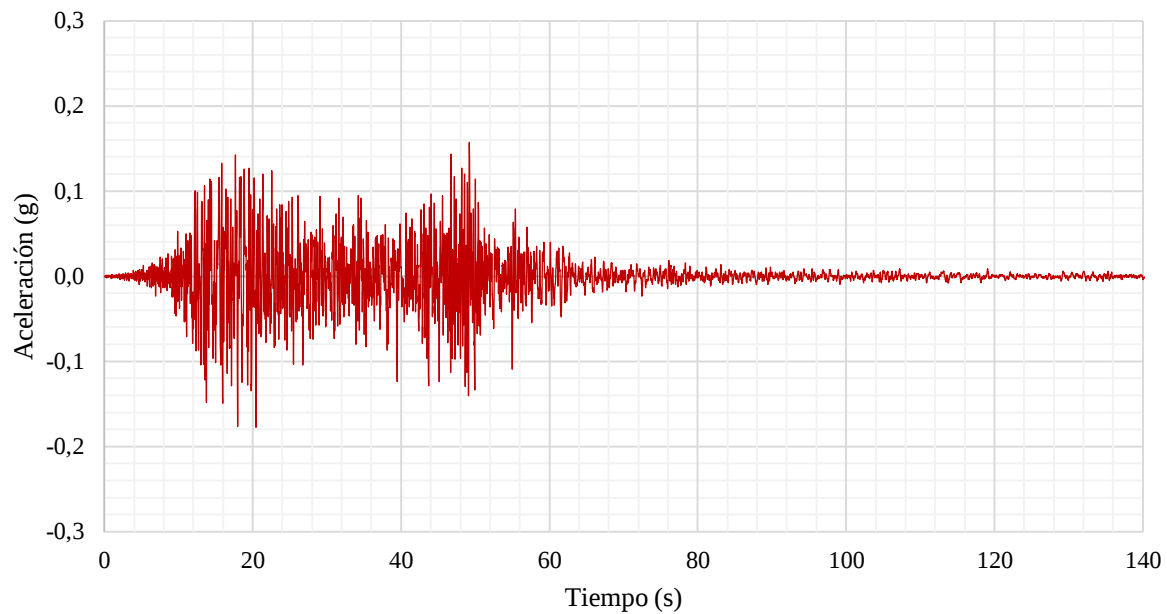


Figura 4.5. Acelerograma registrado en el sismo de México de 1985 en la estación de Zacatula, dirección EW

Fuente: Unidad de Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2014

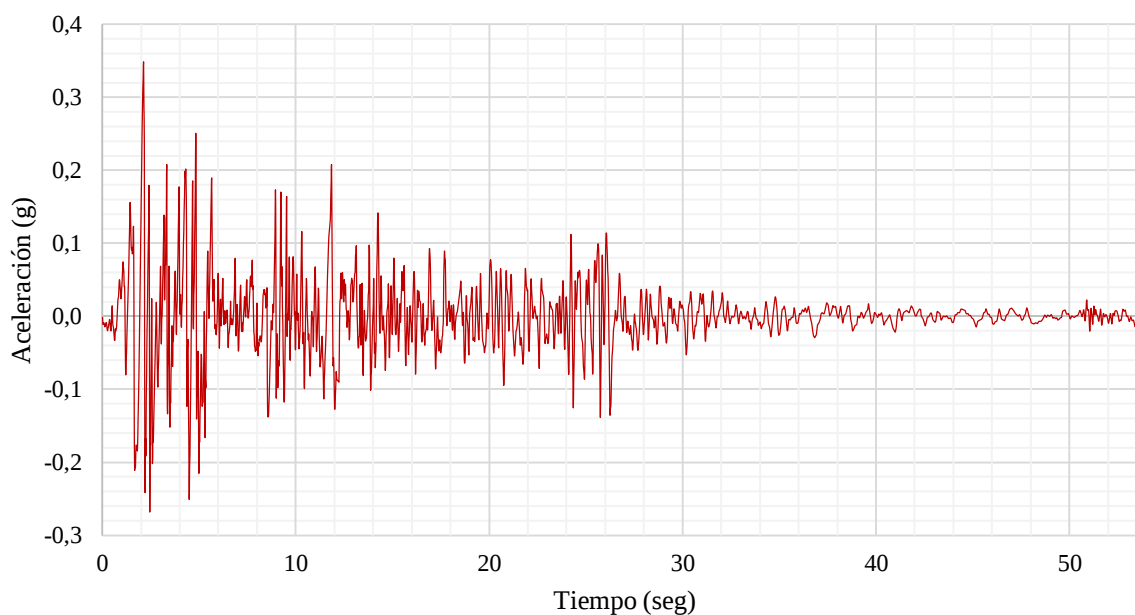


Figura 4.6. Acelerograma registrado en el sismo de El Centro, California 1940 en la dirección NS

Fuente: Center for Engineering Strong Motion Data, s.f

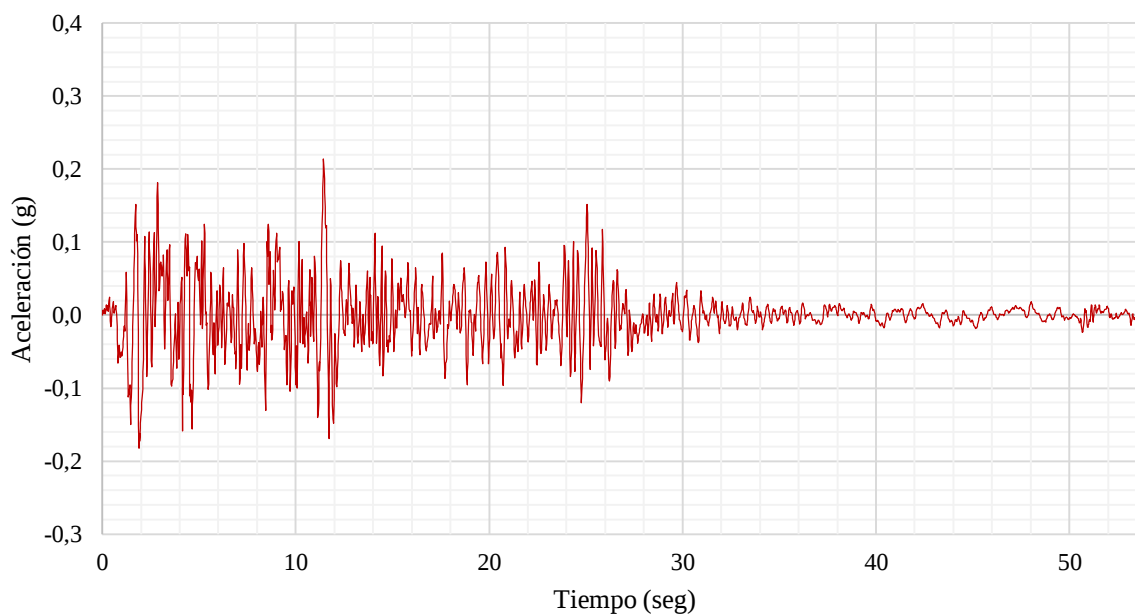


Figura 4.7. Acelerograma registrado en el sismo de El Centro, California 1940 en la dirección EW

Fuente: Center for Engineering Strong Motion Data, s.f

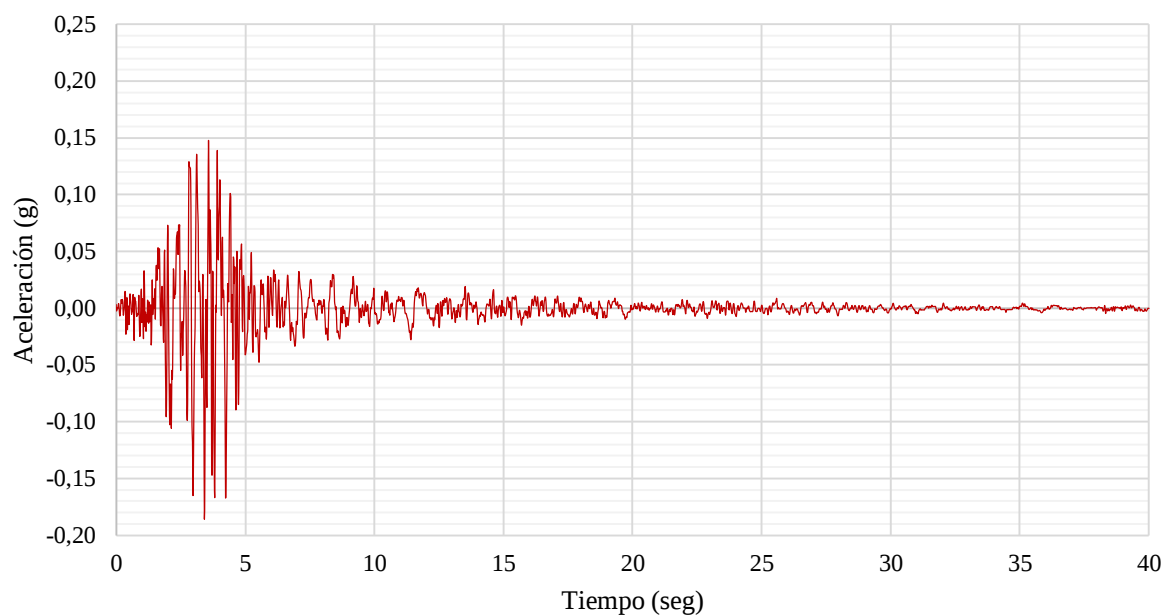


Figura 4.8. Acelerograma registrado en el sismo de Upland en la dirección NS

Fuente: Center for Engineering Strong Motion Data, s.f

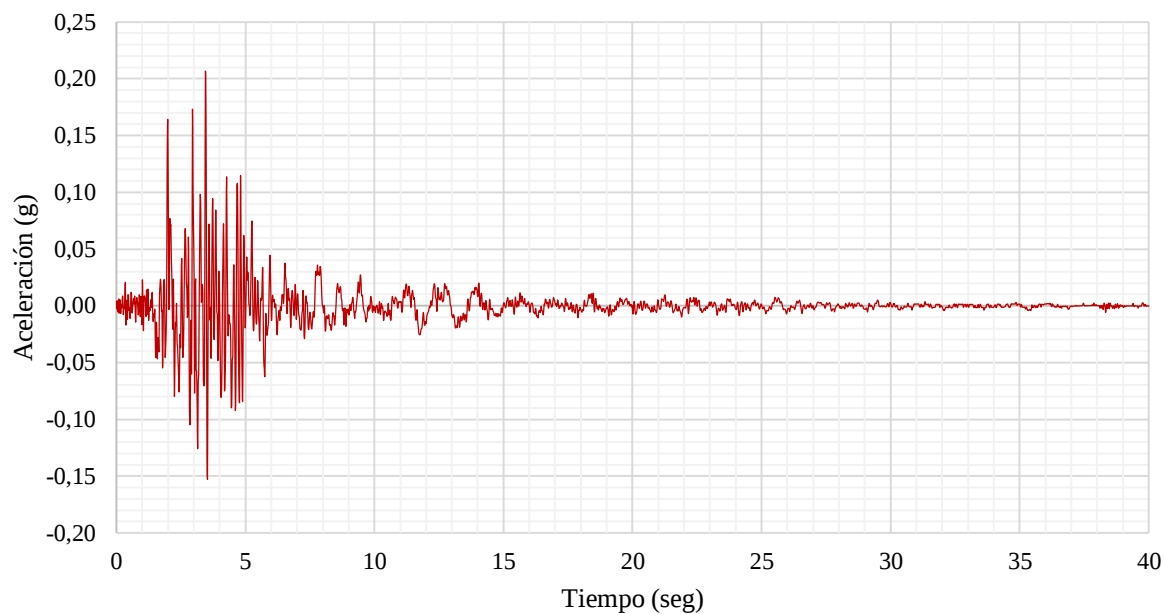


Figura 4.9. Acelerograma registrado en el sismo de Upland en la dirección EW

Fuente: Center for Engineering Strong Motion Data, s.f

En la Figura 4.10 se muestra la herramienta de generación de acelerogramas sintéticos en el programa ETABS. Este procedimiento se realizó para cada una de las direcciones (norte-sur y este-oeste) y para cada una de los registros a utilizar.

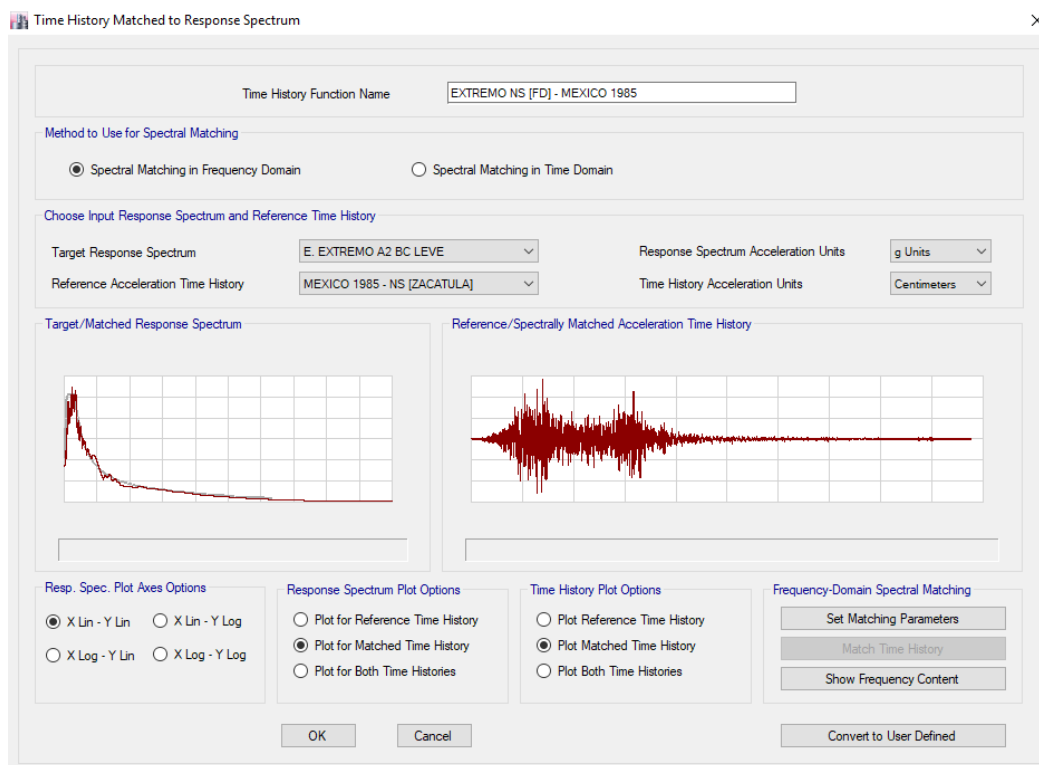


Figura 4.10. Generación de acelerograma sintético con el registro del sismo de México de 1985 dirección Norte-Sur y el espectro correspondiente al sismo extremo

4.3 Predimensionado

Con base en las propiedades de los materiales y las cargas sobre la estructura, se realizó un predimensionado de las vigas, columnas y muros. Inicialmente, las vigas se diseñaron según su ancho tributario, que en este caso se tomó igual a siete metros. Posteriormente, se asumió que la viga está simplemente apoyada, calculando el momento máximo positivo en el centro del tramo. Este valor se incrementó por un factor que toma en cuenta los efectos sísmicos dependiendo del piso del edificio, dividiéndolo en tercios.

Tabla 4.6.
Predimensionado de las vigas

Piso	Dimensiones
Nro	cm
1-5	60x70
6-10	55x70
11-15	50x70

Para predimensionar las columnas, se utilizó el volumen tributario de la columna más desfavorable y se asumió un peso específico del edificio igual a 400 Kg/m³. Para ello, se dividió el edificio en tres tercios, estimando la carga en la base de estos tramos. Con esta carga, se utilizó la Ecuación 4.2, asumiendo K igual a 0,25:

$$A = \frac{P}{K * f'_c} \quad \text{Ec- 4.2}$$

Tabla 4.7.
Predimensionado de las columnas

Piso	Dimensiones
Nro	cm
1-5	110x110
6-10	90x90
11-15	65x65

Los muros fueron predimensionados según la Sección 14.5.1 de la Norma COVENIN 1753-2006, que establece que la resistencia teórica al cortante de los muros no debe exceder $2,65A_{cv}\sqrt{f'_c}$.

$$V_n \geq 2,65L_w t_w \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec- 4.3}$$

Donde:

- V_n : Resistencia teórica al cortante
- L_w : Longitud del muro
- t_w : Espesor del muro

$$\Phi V_n \geq V_u \quad \text{Ec- 4.4}$$

Donde:

- Φ : Factor de minoración de la resistencia al cortante en muros estructurales
- V_u : Corte último, que se tomó como el corte basal mínimo para el predimensionado del muro

Para el cálculo del corte basal mínimo, se utilizó el capítulo 9.3.2 del Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión), que establece:

$$V_o = \mu A_d W \quad \text{Ec- 4.5}$$

Donde:

- A_d : Ordenada del espectro de diseño para un periodo definido en el Artículo 9.3.3.2 (Ecuación 9.8):

$$T = 0.05 * 52,5^{\frac{3}{4}} = 0,975 \text{ seg}$$

- μ : El mayor entre los valores dados por las Ecuaciones 9.4 y 9.5 del Artículo 9.3.2

$$\mu = 1,4 \left[\frac{15 + 9}{2 * 15 + 12} \right] = 0,8$$

$$\mu = 0,80 + \frac{1}{20} \left[\frac{0,975}{0,333} - 1 \right] = 0,896$$

- W : Peso sísmico calculado con $1CP+0,5CV$ (Artículo 8.2.2)

Resolviendo la Ecuación 4.5:

$$V_o = 0,896 * 0,08 * 9430 = 676 \text{ Tonf}$$

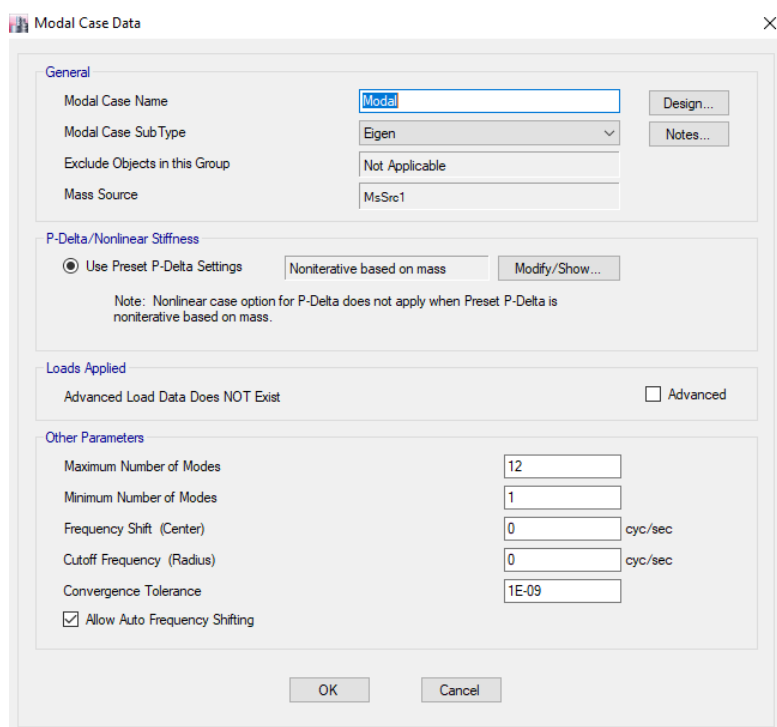
Con el corte basal mínimo calculado, se procedió a calcular el espesor mínimo de los muros despejando de la Ecuación 4.3 para una longitud de 700cm, una resistencia del concreto igual a 280 Kg/cm² y un factor de minoración de la resistencia teórica al corte igual a 0,60, obteniendo un valor de 37cm, por lo que en se considera un ancho de 40cm como espesor inicial.

4.4 Proceso de Diseño

Para realizar el proceso de diseño de la estructura se realizó un análisis dinámico elástico espectral siguiendo lo estipulado en el Artículo 9.4.2 del Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión), estimando la respuesta máxima de la estructura ante la acción sísmica definida en términos del espectro de diseño, el cual aparece representado en la Figura 4.3.

En el análisis espectral, es necesario contemplar la contribución de ambas componentes horizontales, para lo cual se utilizó el método de combinación direccional CQC3. Adicionalmente, la respuesta de una estructura está determinada mediante la superposición de las respuestas individuales en cada uno de sus modos naturales de vibración, los cuales fueron determinados según un análisis modal de autovalores y autovectores, y para realizar la combinación modal, se utilizó el método de la combinación cuadrática completa (CQC), que toma en cuenta el acoplamiento entre modos de frecuencia cercana. Los efectos de torsión accidental incluidos en el análisis tienen por objeto tomar en cuenta posibles variaciones de la posición de los centros de masa y de rigidez, estableciéndose en la norma un seis por ciento de la dimensión de la planta perpendicular a la dirección analizada.

Las Figuras 4.11 y 4.12 muestran la definición del caso de análisis modal y del caso de carga respectivamente, mediante el uso del programa ETABS para llevar a cabo el análisis dinámico elástico espectral. Es necesario acotar que el caso de carga mostrado fue modificado para poder cumplir con el corte basal mínimo exigido en el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión), multiplicando las fuerzas para el diseño de los elementos estructurales siguiendo los lineamientos del Artículo 9.4.2.3 de este.



Modal Case Data

General

Modal Case Name: Design...

Modal Case Sub Type: Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

P-Delta/Nonlinear Stiffness

☒ Use Preset P-Delta Settings Modify/Show...

Note: Nonlinear case option for P-Delta does not apply when Preset P-Delta is noniterative based on mass.

Loads Applied

Advanced Load Data Does NOT Exist ☐ Advanced

Other Parameters

Maximum Number of Modes:

Minimum Number of Modes:

Frequency Shift (Center): cyc/sec

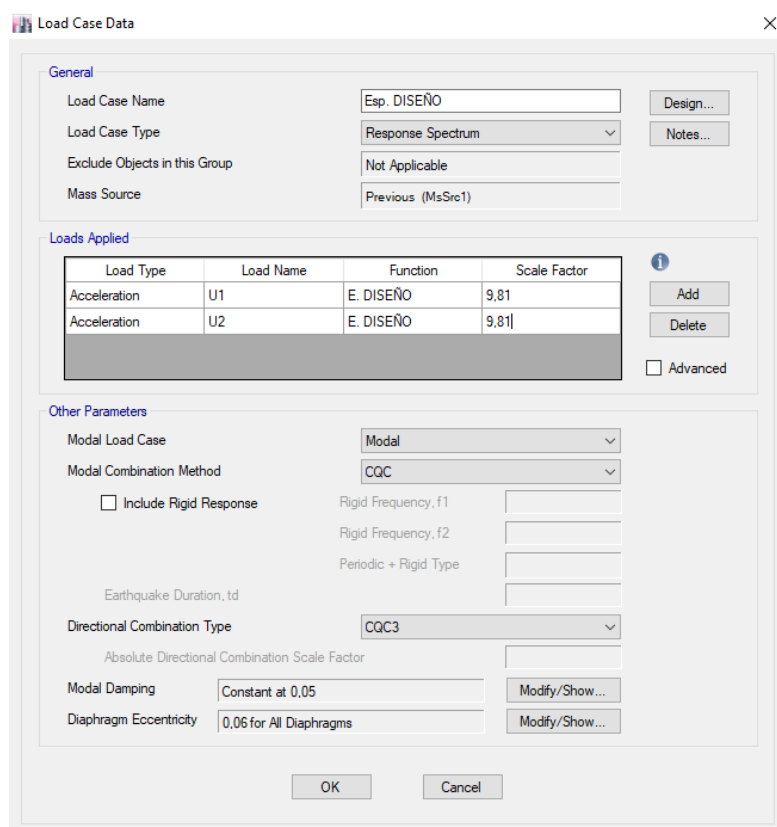
Cutoff Frequency (Radius): cyc/sec

Convergence Tolerance:

☒ Allow Auto Frequency Shifting

OK Cancel

Figura 4.11. Definición del caso modal según el método de los autovalores y autovectores



Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	E. DISEÑO	9,81
Acceleration	U2	E. DISEÑO	9,81

☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case:

Modal Combination Method:

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type:

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: Modify/Show...

OK Cancel

Figura 4.12. Definición del caso de carga correspondiente al análisis espectral

Para poder llevar a cabo el diseño de la estructura y cumplir con la Norma COVENIN 1753-2006 y con el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión), se consideraron los siguientes criterios de diseño:

4.4.1 Pórticos

- a. El área de acero longitudinal de las columnas tiene un valor mínimo y máximo de 0,01 y 0,06 veces el área total de la sección, respectivamente, según lo indica el Artículo 10.4.3.1 de la Norma COVENIN 1753-2006. Sin embargo, se tomó como valor de diseño 0,01 y 0,03, considerando las zonas donde ocurren los empalmes.
- b. En las vigas, el acero de refuerzo mínimo se calculó según la Ecuación 10-1b de la Norma COVENIN 1753-2006 (Artículo 18.3.3). y la cuantía máxima a tracción se tomó igual a 0,025.
- c. La deriva no debe superar los valores correspondientes a la Tabla 10.1 del Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión). En el caso de la edificación en cuestión, la deriva máxima corresponde a 0,012 para el sismo de diseño.
- d. Se verificó el corte en la junta, de manera que los nodos viga-columna sean capaces de resistir las fuerzas cortantes debidas a los momentos máximos probables de las vigas y columnas concurrentes a ellos, y a su vez, deben ser mayor que los cortes mayorados obtenidos del análisis con las combinaciones solicitadas, como lo indica el Artículo 18.5.1 de la Norma COVENIN 1753-2006. Para cumplir con este criterio, en algunos casos fue necesario aumentar la base de la viga de manera que el nodo pudiese ser considerado confinado, y así aumentar la resistencia al corte en el nodo.
- e. Se verificó el cumplimiento del criterio columna fuerte-viga débil, según el Artículo 18.4.3.1 de la Norma COVENIN 1753-2006. Los nodos más desfavorables ante el cumplimiento de este criterio son las columnas del último piso, por lo que fue necesario aumentar el acero en estas columnas de manera de incrementar su resistencia teórica.

El cumplimiento de estos criterios busca proporcionarle ductilidad a la estructura, procurando que las rótulas se formen en las vigas en vez de en las columnas o en los nodos viga-columna. Adicionalmente, se limita la cantidad mínima de acero para asegurar que los elementos sean realmente de concreto reforzado, y la cuantía máxima por dificultades constructivas en el vaciado del concreto.

4.4.2 Muros estructurales

Para el diseño de los muros estructurales, se utilizaron los siguientes criterios de diseño, provenientes de la Norma COVENIN 1753-2006:

- El espesor mínimo se determinó según el Artículo 14.2.1.
- El diseño del muro por combinaciones de carga axial y momento fue realizado siguiendo el Artículo 14.3.3.
- La cuantía mínima de acero en la dirección vertical y horizontal es 0,0025, y la cuantía máxima de acero longitudinal, es igual a 0,04 (Artículo 14.5.2 y 14.6.2, respectivamente).
- Se diseñaron miembros de borde según lo indica el Artículo 14.6 para aquellos casos donde se requiere confinar el concreto para poder resistir las sollicitaciones a flexocompresión.

Los muros deben comportarse como elementos rígidos y a la vez dúctiles, por lo que se debe confinar el concreto con una alta densidad de acero para aumentar la resistencia y la capacidad de disipar energía. (Moya & Sotillo, 2016)

4.4.3 Diseño obtenido mediante el análisis dinámico elástico espectral

Mediante el análisis dinámico elástico espectral, se determinaron las dimensiones de la estructura y la cantidad de acero de refuerzo colocado, las cuales se muestran en las Tablas 4.8, 4.9 y 4.10.

Tabla 4.8.

Dimensiones de las columnas según análisis espectral con sismo de diseño

Piso Nro	Dimensiones ^b cm	Acero %
1-3	90x80	1,70
1-5 ^a	90x90	2,27
4-6	80x70	2,37
7-9	80x70	2,00
10-12	70x60	2,91
13-15	60x60	2,83

^aEstas columnas corresponden al núcleo central de la estructura, comprendido por las cuatro columnas centrales, extendiéndose desde la base hasta el piso cinco.

^bLa dimensión más grande va en la dirección perpendicular a la de los muros estructurales

Tabla 4.9.

Dimensiones de las vigas^a según análisis espectral con sismo de diseño

Piso Nro	Dimensiones cm	Acero en los extremos	
		Positivo	Negativo
		%	
1-5	60x70	0,64	1,19
6-10	60x65	1,07	1,40
11-12	50x60	1,22	1,58
13-14	45x60	1,19	1,79
15	45x50	0,69	1,34

^aEl acero indicado corresponde a los extremos de las vigas, es decir, “positivo” y “negativo” hacen referencia al acero que trabajará a tracción ante momento positivo y negativo, respectivamente.

Tabla 4.10.

Dimensiones de los muros según análisis espectral con sismo de diseño

Piso	Espesor	Longitud del Elemento de Borde	Acero Longitudinal
Nro	cm	m	%
1-3	60	2,00	1,2
4-7	50	1,75	1,0
8-9	50	1,00	0,6
10-13	50	1,00	0,8
14-15	50	-	0,5

Para una mejor comprensión de las dimensiones mostradas en las Tablas 4.8, 4.9 y 4.10, la Figura 4.13 muestra las elevaciones de los pórticos B y 1 con las respectivas dimensiones de las secciones de los elementos estructurales que conforman el sistema aporticado, y se presenta la Figura 4.14 donde se indica cuáles columnas conforman el “núcleo central”.

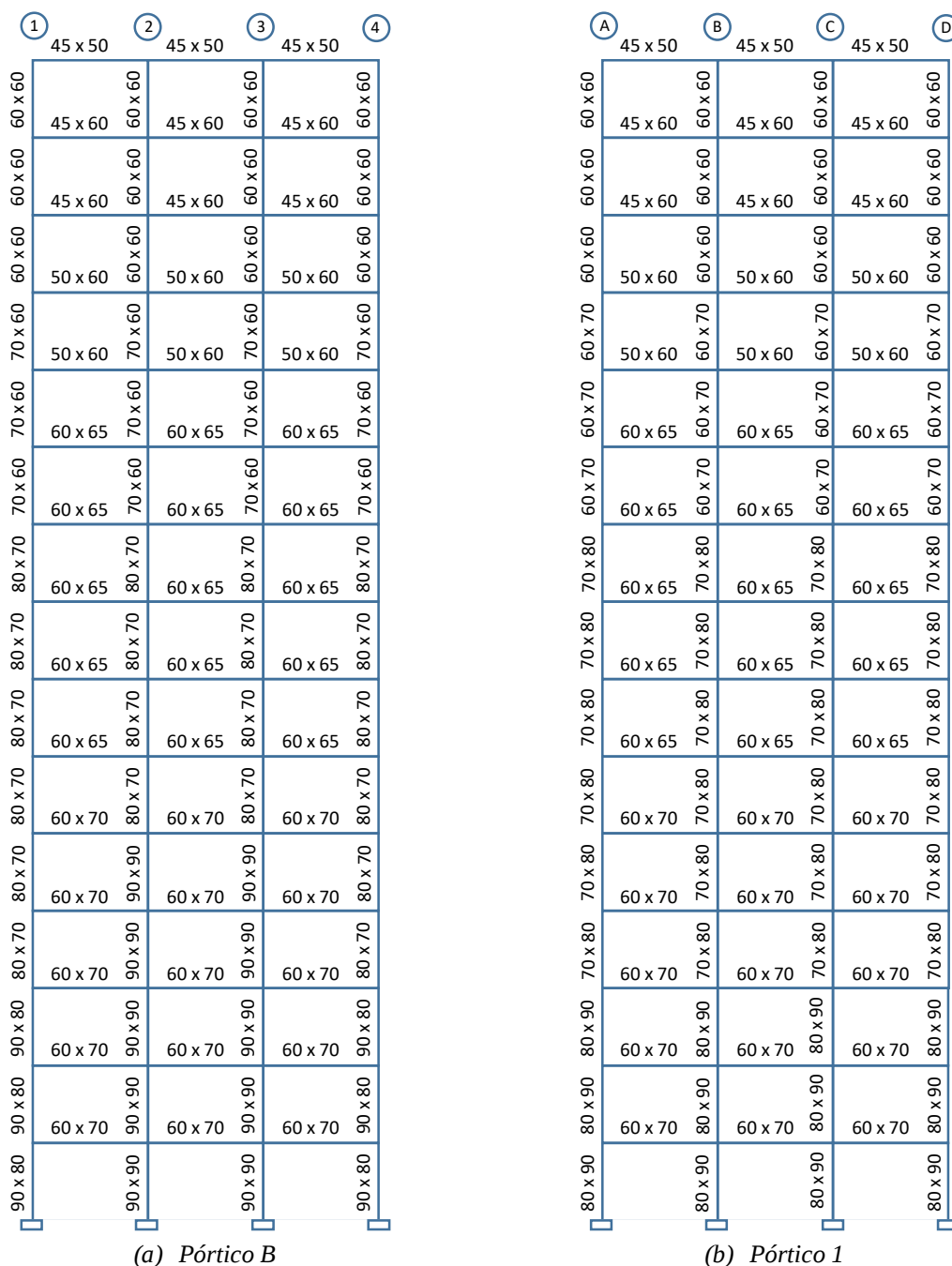


Figura 4.13. Dimensiones (en centímetros) obtenidas mediante un análisis dinámico espectral elástico cumpliendo con los requerimientos normativos

Cabe destacar que las dimensiones de las bases de las vigas fueron diseñadas para cumplir con el confinamiento del nodo por sus cuatro caras, es decir, con una dimensión equivalente a 0,75 veces la base de la columna con la finalidad de incrementar la resistencia a corte en la junta.

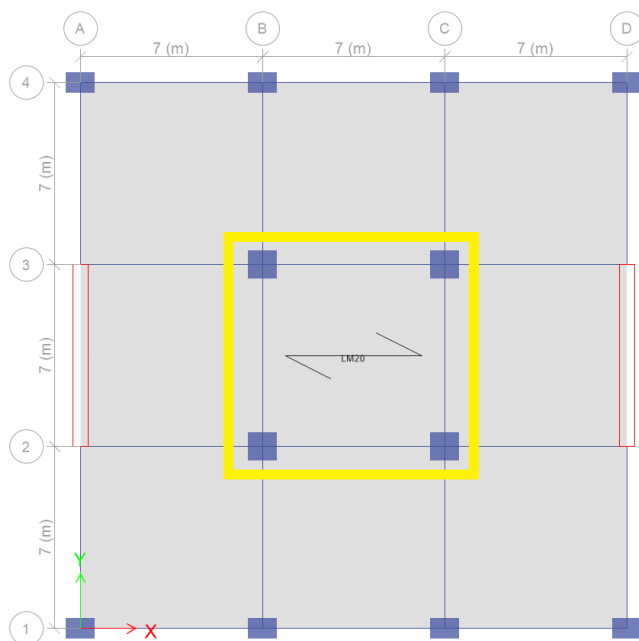


Figura 4.14. Indicación de las columnas que componen el “núcleo central”

Con el diseño preliminar propuesto de la estructura realizado según un análisis lineal dinámico, los pórticos absorben 33% de la carga sísmica, por lo que la estructura se comporta como un sistema dual, es decir, Tipo II según el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión).

4.5 Verificación del nivel de desempeño de “Ocupación Inmediata” según el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión)

El Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión) identifica los tres niveles de desempeño mencionados en la Sección 2.1 de este Trabajo Especial de Grado. Para verificar el nivel de desempeño “Ocupación Inmediata” u “Operacional” cumpliendo con los lineamientos del proyecto de norma venezolana, es necesario que la edificación se mantenga en operación durante el sismo frecuente, aun cuando pueda tener daños no estructurales menores, y esta verificación será necesaria cuando la construcción es tipo A1 o A2. Para ello, se efectuará un análisis dinámico elástico utilizando el espectro de respuesta elástica correspondiente al sismo frecuente, definido en la Sección 4.2.

Los criterios de aceptación que indica el proyecto de norma venezolana se encuentran en el Artículo 8.7.4 de este, indicando que las derivas no deben ser mayores a 0,003 y que los cocientes demanda/capacidad (D/C) no deben exceder 1,5 en los elementos estructurales dúctiles.

Las Figuras 4.15, 4.16, 4.17 y la Tabla 4.11 muestran los resultados obtenidos tras realizar un análisis espectral con el sismo frecuente, donde se puede observar que se cumplen los criterios de aceptación correspondientes a los coeficientes de demanda/capacidad. Dicho esto, también se muestra la distribución de estos coeficientes en ambos extremos de las vigas (I y J) que componen la estructura, considerando la relación demanda/capacidad de estos elementos a momento negativo y positivo (Figuras 4.18, 4.19, 4.20 y 4.21). Adicionalmente, la deriva máxima obtenida en la dirección “X” fue 0,0013 y en “Y”, 0,0011, ambos valores menores que 0,003. El cumplimiento de estos criterios establece que la estructura se encuentra en nivel “Operacional” ante la acción del sismo frecuente.

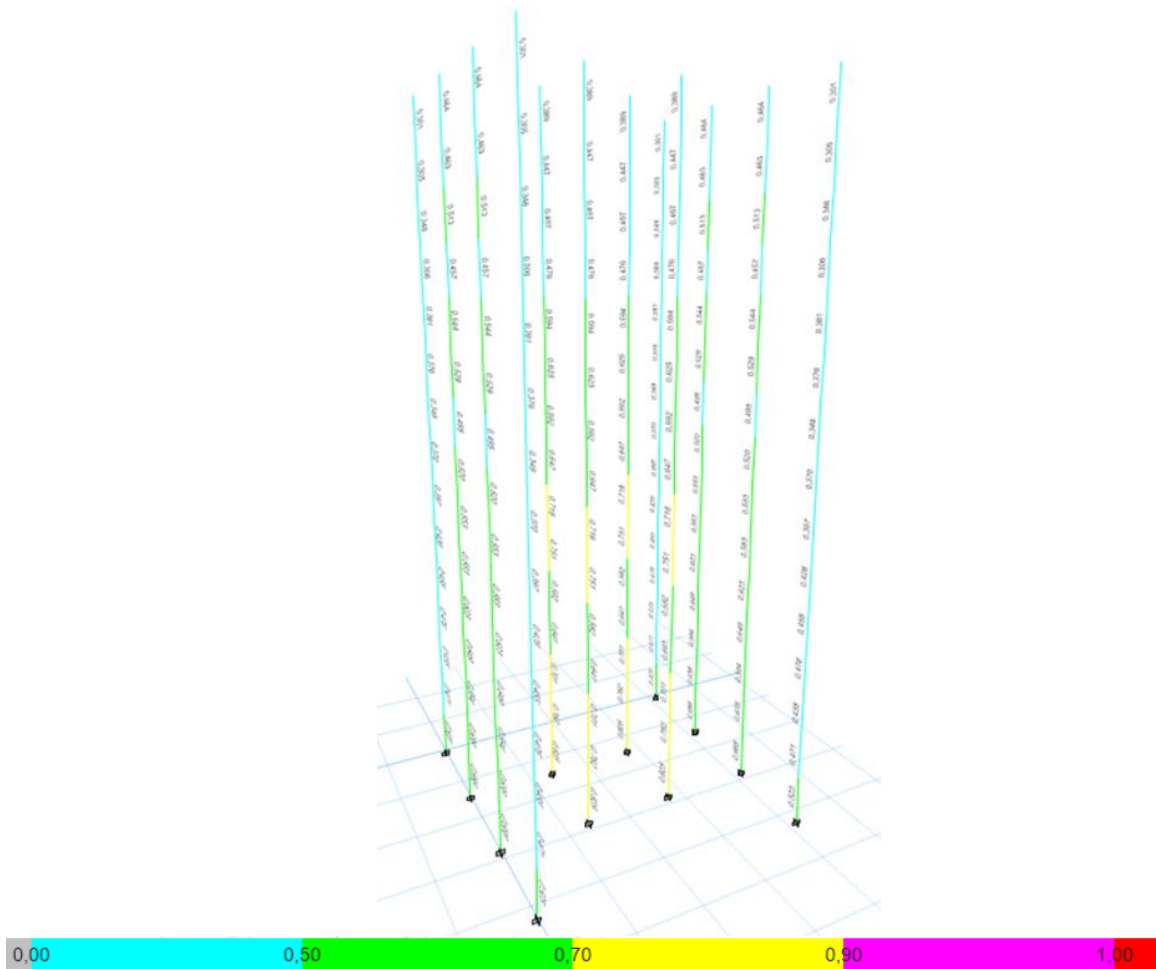


Figura 4.15. Relación D/C en las columnas para la interacción P-M-M ante la acción del sismo frecuente

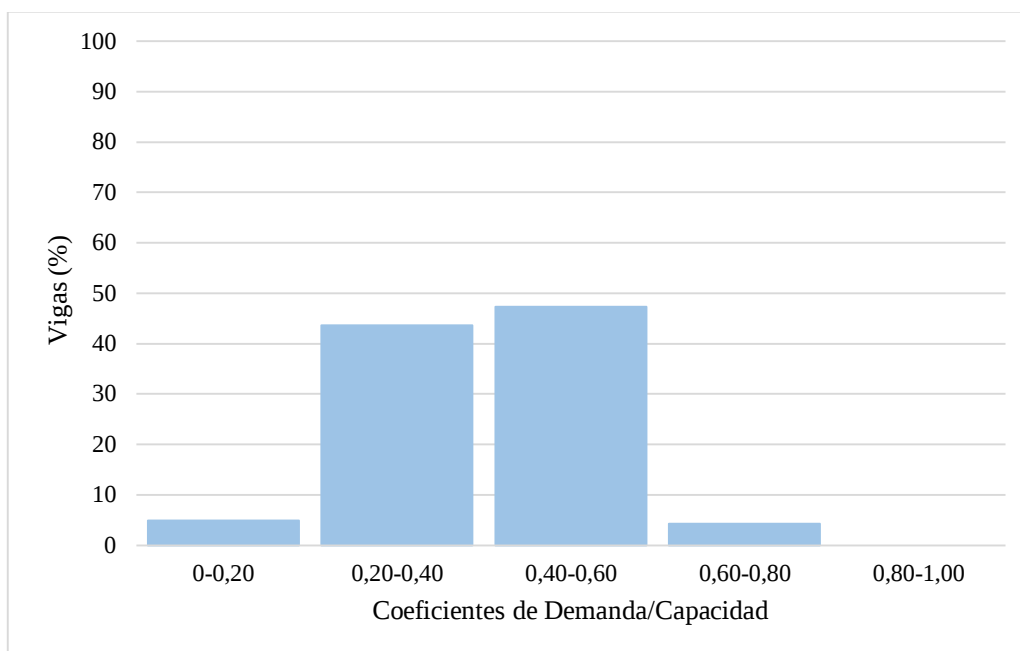


Figura 4.16. Proporción de los coeficientes D/C en las vigas para momento negativo ante la acción del sismo frecuente

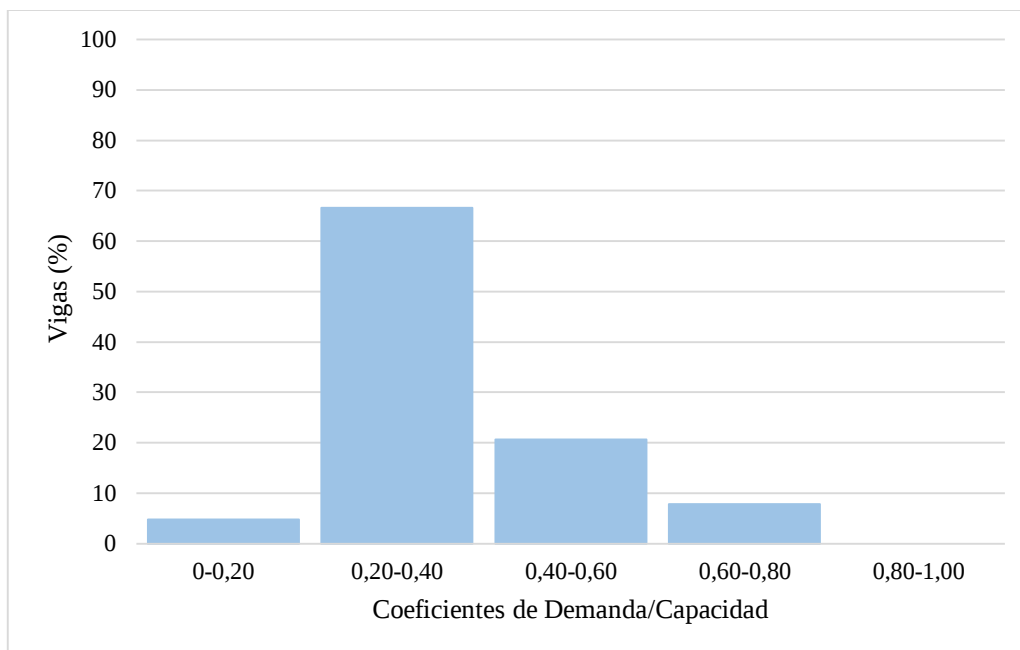


Figura 4.17. Proporción de los coeficientes D/C en las vigas para momento positivo ante la acción del sismo frecuente

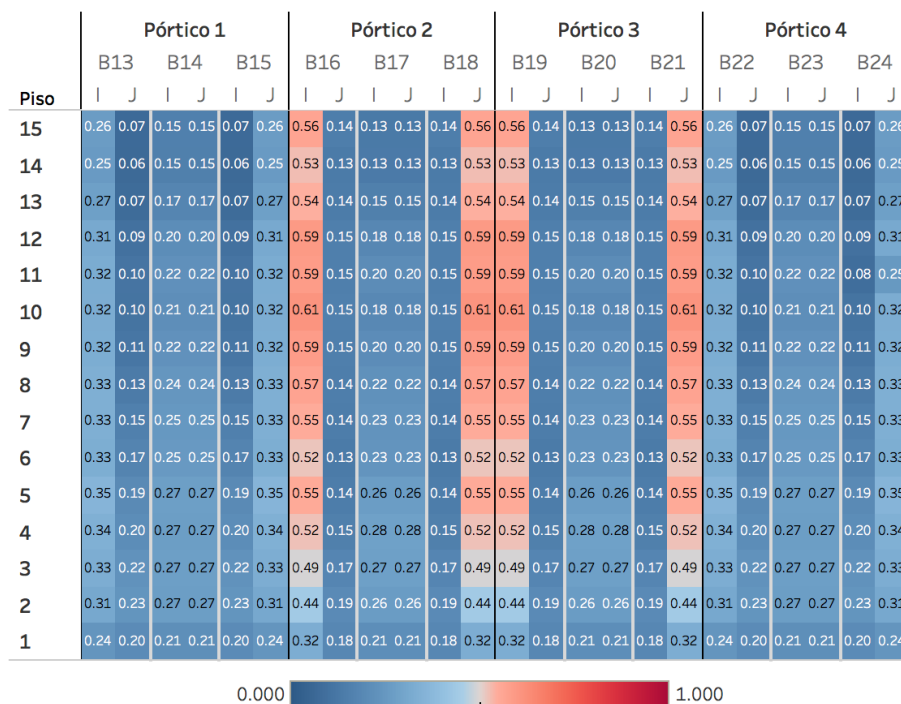


Figura 4.18. Relación D/C en las vigas para momento negativo ante la acción del sismo frecuente (dirección X)

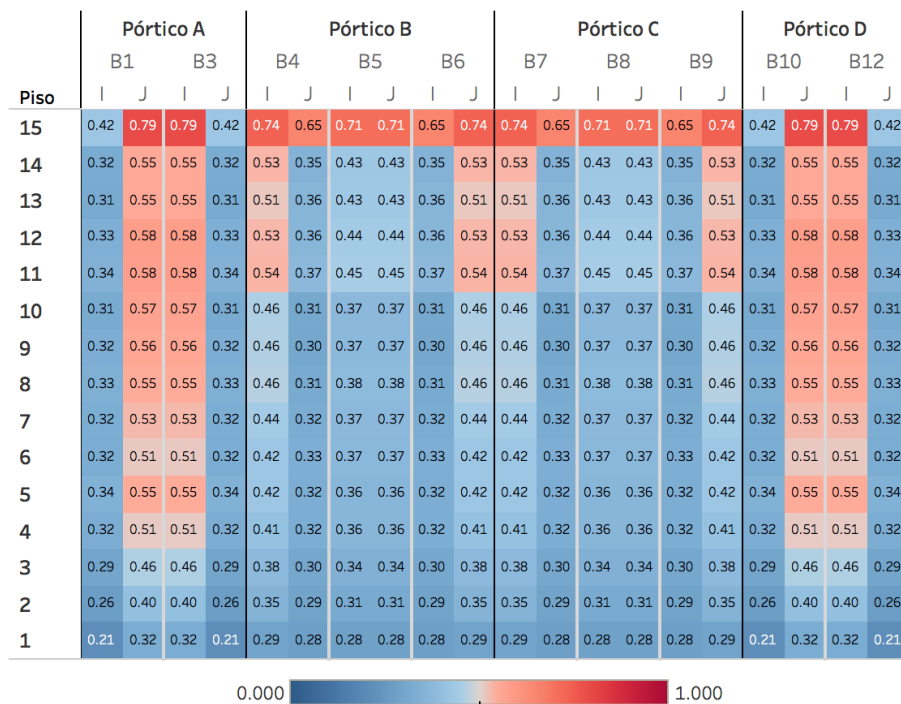


Figura 4.19. Relación D/C en las vigas para momento negativo ante la acción del sismo frecuente (dirección Y)

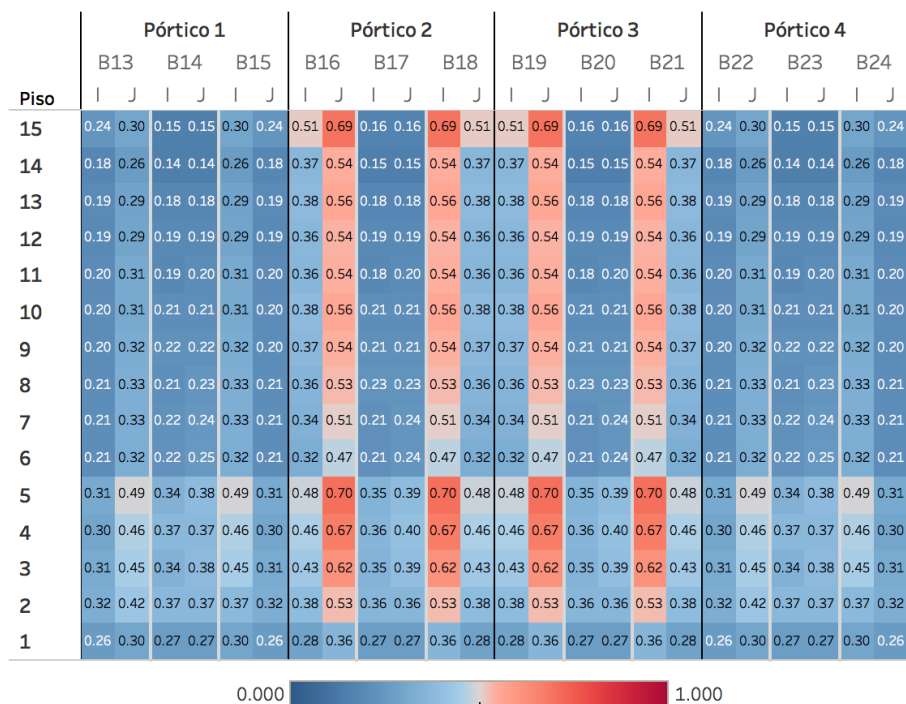


Figura 4.20. Relación D/C en las vigas para momento positivo ante la acción del sismo frecuente (dirección X)

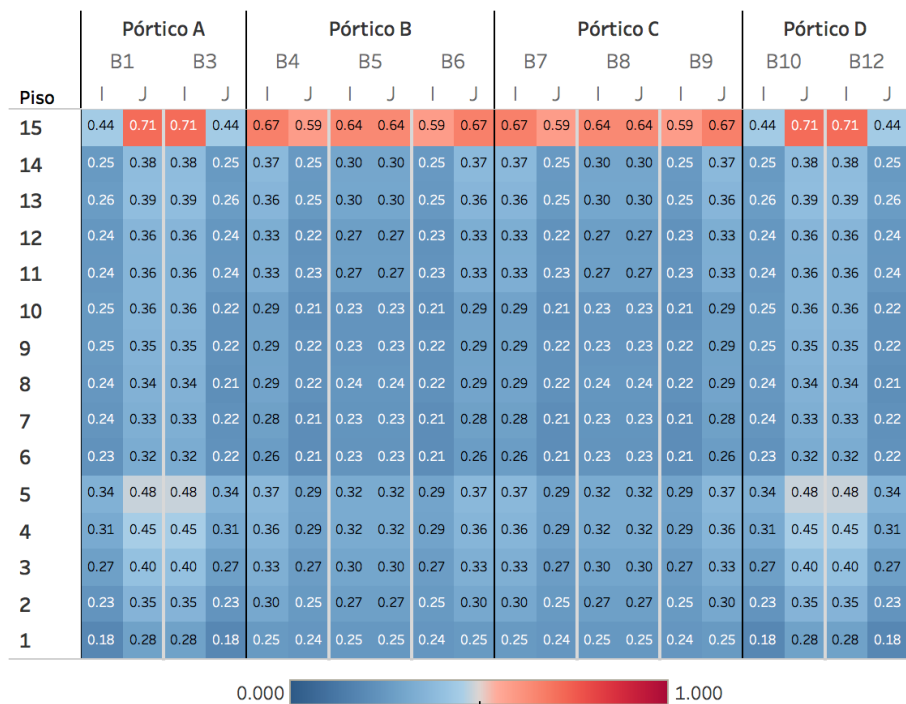


Figura 4.21. Relación D/C en las vigas para momento positivo ante la acción del sismo frecuente (dirección Y)

Tabla 4.11.

Relación D/C en los muros para la flexocompresión ante la acción del sismo frecuente

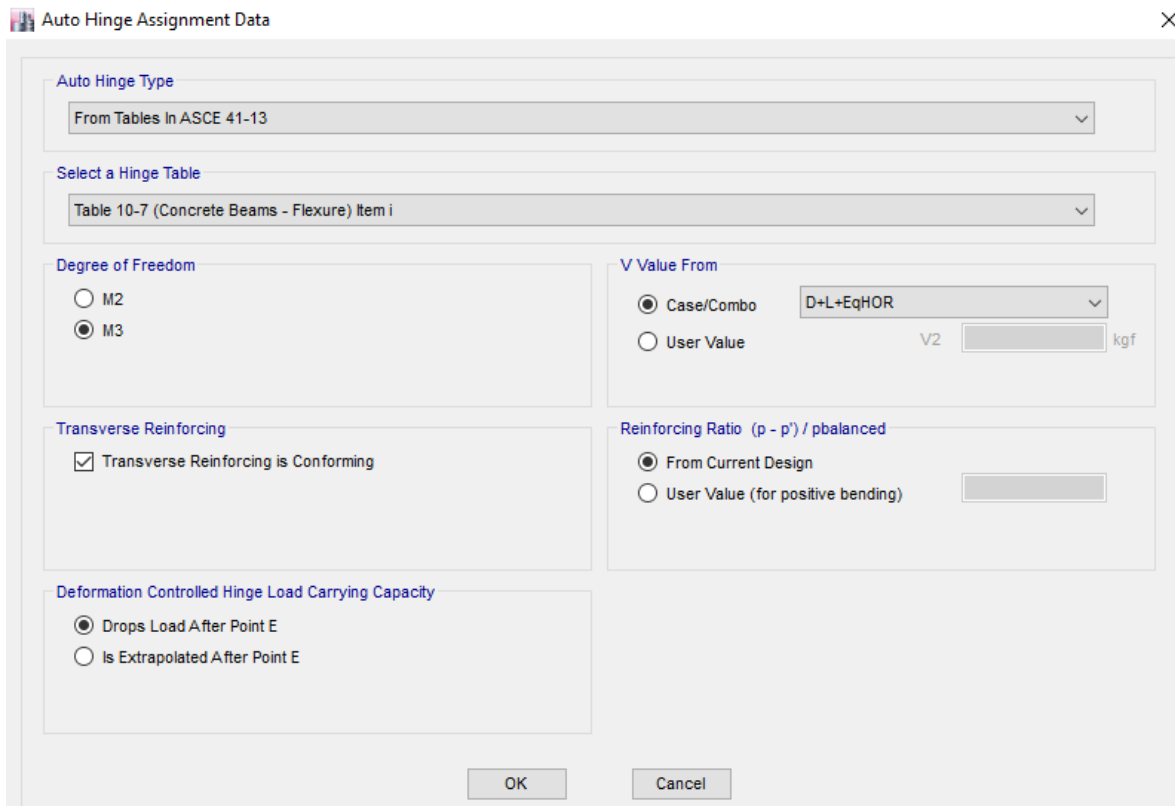
Piso Nro	Sección	
	Inferior	Superior
1	0,49	0,43
2	0,45	0,37
3	0,38	0,34
4	0,42	0,39
5	0,39	0,36
6	0,37	0,34
7	0,34	0,33
8	0,35	0,35
9	0,33	0,32
10	0,32	0,30
11	0,29	0,24
12	0,22	0,20
13	0,19	0,17
14	0,17	0,23
15	0,20	0,27

4.6 Definición de elementos en rango no lineal

Para determinar la respuesta de la estructura en rango no lineal se definen los elementos donde se espera que se generen rótulas, siendo en los primeros tres pisos para columnas y muros, y en vigas, en los primeros cinco pisos.

4.6.1 Vigas

En el caso de las vigas, tal como se muestra en la Figura 4.22, se parte de la Tabla 10-7 de la ASCE 41-13 y se asigna rotulación por flexión, donde se asegura que el acero transversal es conforme (ya que es un diseño nuevo y no una rehabilitación), que el valor del corte se obtenga de una combinación de carga que contemple carga muerta, viva y el sismo horizontal, y que la información del acero de refuerzo se obtenga directamente de la sección definida (en la Sección 2.6.3 se explica con mayor detalle los parámetros que influyen en la rótula).



The dialog box titled "Auto Hinge Assignment Data" contains the following settings:

- Auto Hinge Type:** From Tables In ASCE 41-13
- Select a Hinge Table:** Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
- Degree of Freedom:**
 - ☐ M2
 - ☒ M3
- V Value From:**
 - ☒ Case/Combo: D+L+EqHOR
 - ☐ User Value: V2 kgf
- Transverse Reinforcing:**
 - ☒ Transverse Reinforcing is Conforming
- Reinforcing Ratio $(p - p') / p_{balanced}$:**
 - ☒ From Current Design
 - ☐ User Value (for positive bending)
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:**
 - ☒ Drops Load After Point E
 - ☐ Is Extrapolated After Point E

Buttons: OK, Cancel

Figura 4.22. Definición automática de rótulas por flexión en vigas

Se aconseja asignar la rótula de manera automática para que así el software genere las distintas curvas momento-rotación y luego, cambiar el modelo de histéresis predeterminado al que mejor se ajuste al comportamiento del elemento en estudio, en el caso de las vigas se trabajó con Takeda (Figura 4.23).

Hinge Property Data for BH TAKEDA - Moment M3

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0,2	-0,041574
D-	-0,2	-0,022894
C-	-1,1	-0,022894
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1,1	0,025
D	0,2	0,025
E	0,2	0,05

☐ Symmetric

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length

☒ Relative Length

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis Takeda

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☒ Use Yield Moment

Moment SF

☐ Use Yield Rotation

Rotation SF

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
☒ Immediate Occupancy	0,01	-0,007894
☐ Life Safety	0,025	-0,022894
☐ Collapse Prevention	0,05	-0,041574

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Figura 4.23. Modificación de rótulas en vigas para que trabajen con el modelo de histéresis tipo Takeda

4.6.2 Columnas

En el caso de las columnas, la asignación de rótulas de tipo P-M-M se hace basada en la Tabla 10-8 de la ASCE 41-13 (en la Sección 2.6.4 se explica de manera más detallada el manejo de dicha tabla) para la condición tipo “i” e indicando el valor de la cuantía de refuerzo de manera manual (Figura 4.24).

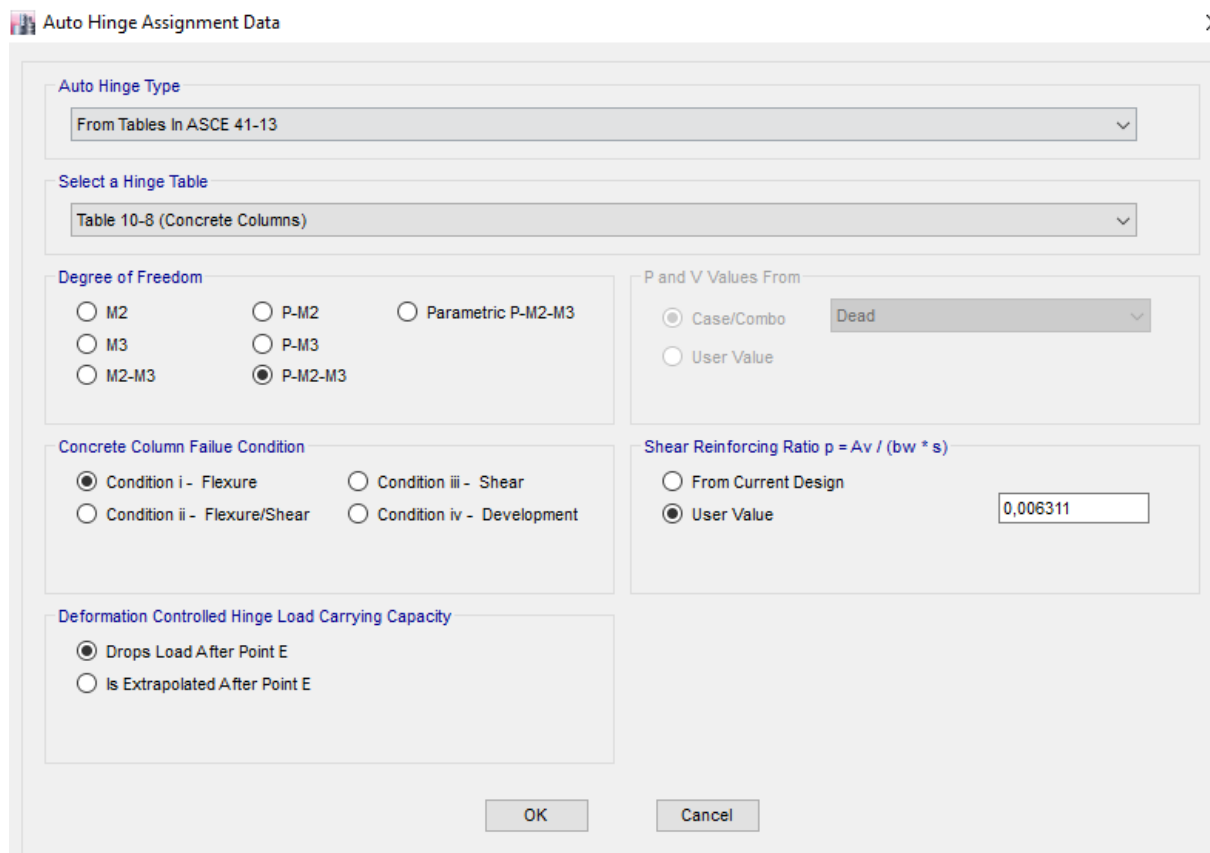


Figura 4.24. Definición de rótulas en columnas según la condición “i”

4.6.3 Muros estructurales

El tratamiento de las rótulas en muros se diferencia con las vigas y columnas principalmente en que no se modela por plasticidad concentrada si no por fibras, para esto es necesario definir las propiedades no lineales de los materiales y así poder modelar el comportamiento de estos cuando el elemento esté sometido a deformaciones plásticas.

Las curvas de esfuerzo deformación de cada material definen la curva *backbone*, dentro de la cual estará contenida la respuesta histerética de las fibras que componen la sección transversal de los muros estructurales asociada al proceso de carga y descarga cíclica generada por la acción sísmica, y muestran las deformaciones asociadas a los distintos niveles de desempeño definidos para cada material (Figura 4.25, 4.26 y 4.27).

Se contempló el efecto del confinamiento en el concreto de los elementos de borde, quedando así curvas de esfuerzo deformación para concreto confinado, concreto no confinado y acero de refuerzo.

Para la definición de la curva de esfuerzo-deformación del concreto confinado, se utilizó como base el acero de refuerzo transversal diseñado para los elementos de borde de los muros estructurales entre piso uno y piso tres utilizando la definición según Mander (1988). Sólo se definieron curvas de concreto confinado asociadas a los elementos de borde mencionados ya que sólo se asignaron rótulas en estos pisos.

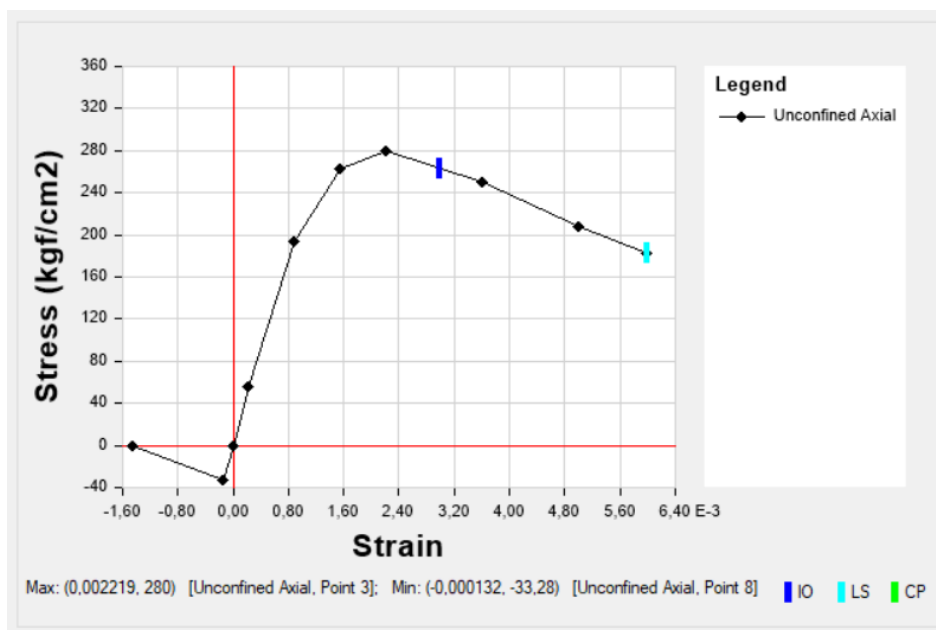


Figura 4.25. Curva de esfuerzo-deformación del concreto no confinado ($f'_c=280 \text{ Kg/cm}^2$)

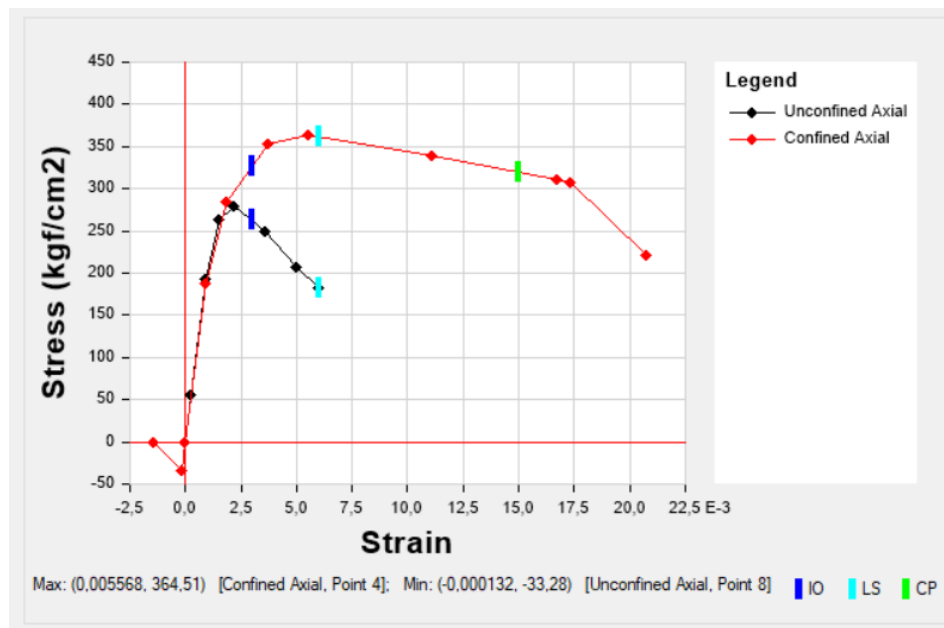


Figura 4.26. Curva de esfuerzo-deformación del concreto confinado según el confinamiento de los elementos de borde de los muros estructurales entre piso 1 y 3 ($f'_c=280 \text{ Kgf/cm}^2$)

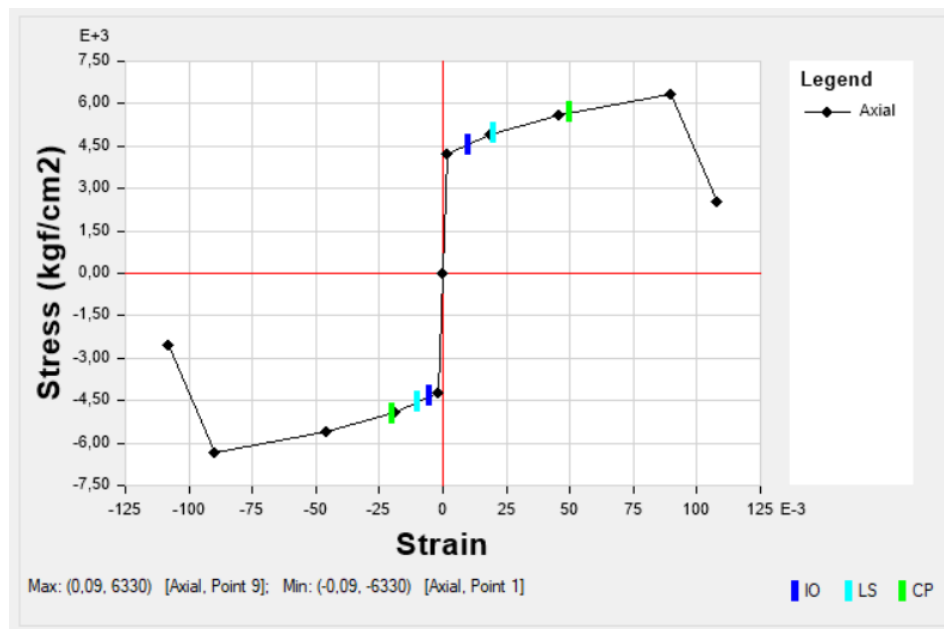
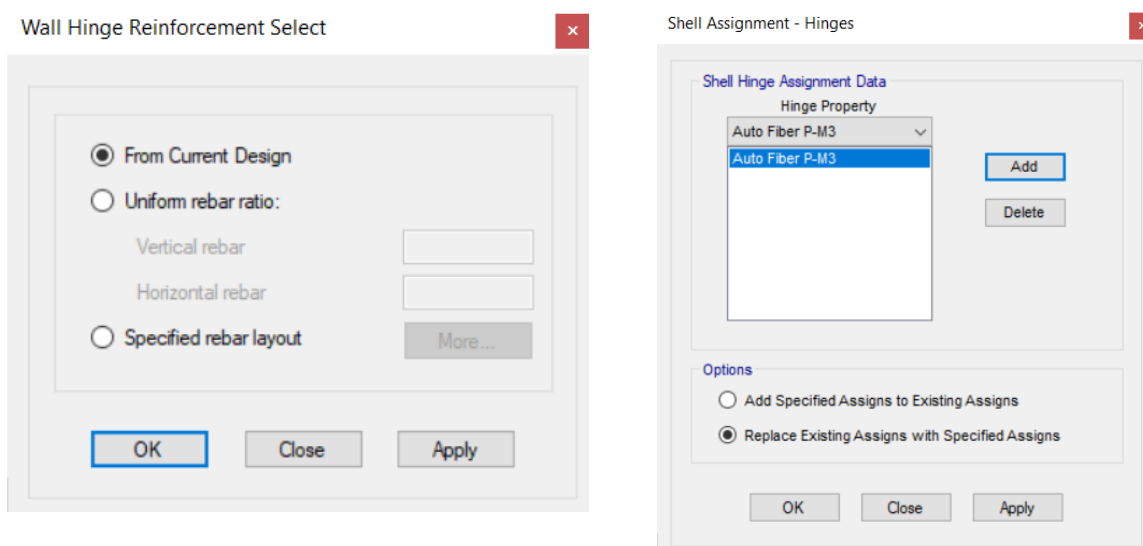


Figura 4.27. Curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo ($f_y=4200 \text{ Kgf/cm}^2$)

En la Figura 4.26 se aprecia la diferencia entre la curva asociada al concreto confinado con respecto al no confinado, donde el primero presenta una resistencia y ductilidad superior a la del último.

Adicionalmente, en la definición de propiedades no lineales de los materiales se seleccionó el tipo de histéresis asociado a cada material. Según las definiciones de los distintos modelos de histéresis (Sección 2.5), se determinó que *Kinematic* era el más apropiado para modelar la respuesta inelástica y la disipación de energía del acero de refuerzo, y *Concrete*, para el concreto confinado y no confinado.

El proceso para que el software genere rótulas en los muros indicados se muestra en la Figura 4.28, donde primero se debe indicar la fuente de donde debe obtener la información referente al acero de refuerzo. En este caso se trabajó con el diseño previamente introducido, Figura 4.28 (a), para luego asignar la rótula tipo Fibra P-M3 en los muros donde se espera que ocurra rotulación, Figura 4.28 (b).



a. Ventana donde se le indica al software donde obtener la información del acero de refuerzo para la generación de la rótula

b. Asignación de las rótulas de fibra P-M3 en los muros estructurales

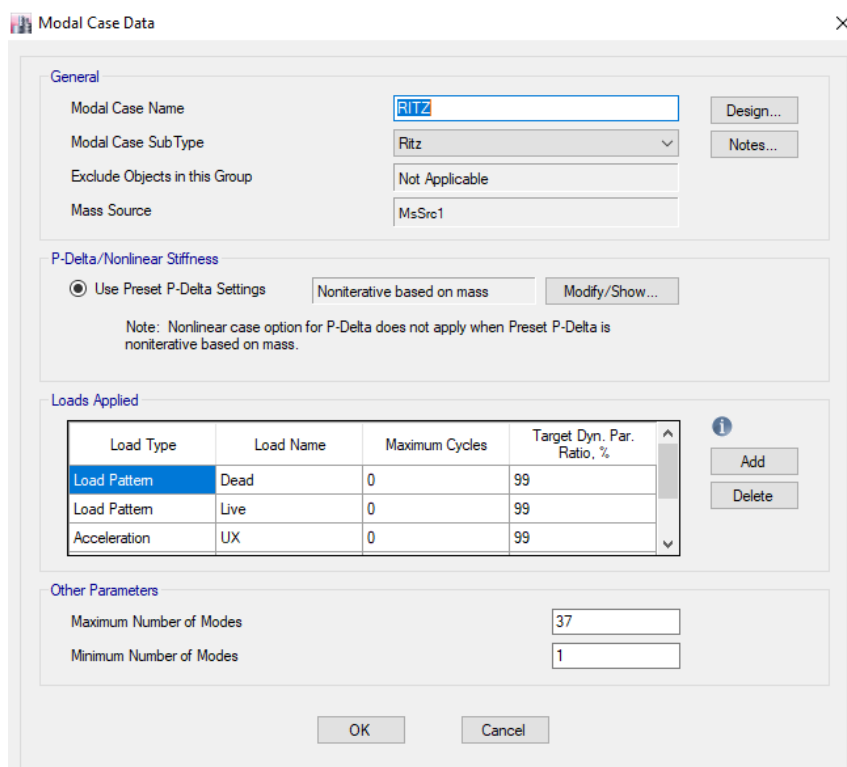
Figura 4.28. Proceso de asignación de rótulas en muros estructurales

4.7 Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo para el Sismo Extremo

Para poder llevar a cabo el Diseño por Desempeño, se realizó un análisis dinámico inelástico de respuesta en el tiempo basado en el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión) y en la ASCE 41-13.

La ASCE 41-13 indica el procedimiento para desarrollar un análisis no lineal dinámico tipo FNA y los criterios de aceptación asociados a cada nivel de desempeño, y el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión), Artículo 9.5.2, establece la amenaza sísmica que debe ser utilizada para estos análisis, indicando adicionalmente los criterios de aceptación para que la estructura se encuentre en el nivel de desempeño “Prevención de Colapso”.

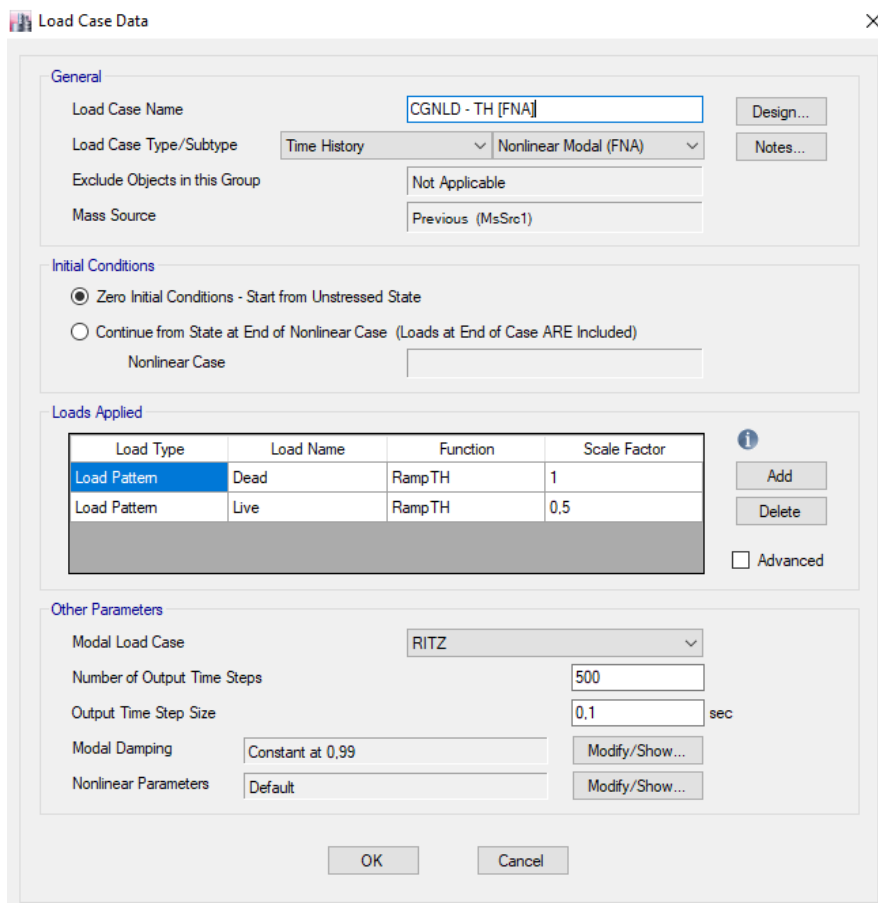
El método FNA trabaja con un caso modal del tipo vectores de Ritz. En la Figura 4.29 se muestra cómo se define dicho caso, indicando el número mínimo y máximo de modos, tal que se cumpla la condición de que la sumatoria de las masas participativas en ambas direcciones excedan el 90% de la masa correspondiente al peso sísmico efectivo de la estructura. La ASCE 41-13 propone como una buena estimación que la cantidad máxima de modos se encuentre alrededor de 2,5 veces el número de grados de libertad no lineales.



Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Load Pattern	Dead	0	99
Load Pattern	Live	0	99
Acceleration	UX	0	99

Figura 4.29. Definición del caso modal según el método de los vectores de Ritz

El modelado de la acción sísmica mediante un FNA parte de la previa aplicación de las cargas gravitacionales definidas a través de un caso de carga tipo FNA. En la Figura 4.30 se muestra cómo las cargas se aplican con una función rampa y un amortiguamiento elevado para simular una carga estática.



Load Case Data

General

Load Case Name: CGNLD - TH [FNA] Design...

Load Case Type/Subtype: Time History Nonlinear Modal (FNA) Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	Dead	Ramp TH	1
Load Pattern	Live	Ramp TH	0.5

Add Delete

☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: RITZ

Number of Output Time Steps: 500

Output Time Step Size: 0.1 sec

Modal Damping: Constant at 0.99 Modify/Show...

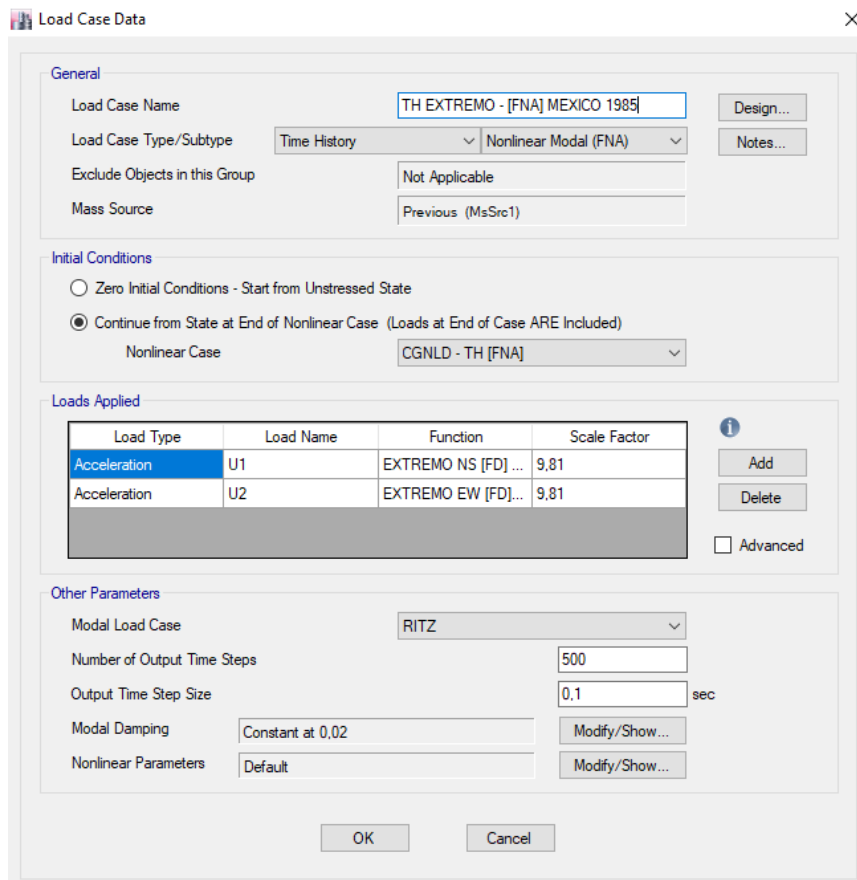
Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

OK Cancel

Figura 4.30. Definición del caso de carga correspondiente a la aplicación de las cargas gravitacionales (FNA)

Posteriormente, se debe definir el caso de carga correspondiente a cada uno de los sismos seleccionados en el estudio de amenaza sísmica según lo explicado en la Sección 4.2. Los acelerogramas utilizados fueron generados a través de la herramienta de generación de acelerogramas sintéticos a partir del espectro de respuesta elástica asociado a un sismo extremo. Este caso debe iniciar a partir del estado final del caso de carga correspondiente a la aplicación de las cargas gravitacionales, como se indica en la Figura 4.31. El número de pasos y la extensión de estos van a definir cuántos segundos del acelerograma se van a evaluar en el análisis no lineal

dinámico para cada sismo. En el caso de este Trabajo Especial de Grado, los tres sismos fueron evaluados para una duración de 50 segundos.



Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	EXTREMO NS [FD] ...	9,81
Acceleration	U2	EXTREMO EW [FD]...	9,81

Figura 4.31. Definición del caso de carga tipo FNA para el sismo extremo partiendo de un caso de carga gravitacional inicial

4.7.1 Verificación del nivel de desempeño de “Prevención de Colapso” según el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión)

El Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión) propone que un edificio cumple con el nivel de desempeño de "Prevención de Colapso" cuando las deformaciones en los elementos estructurales no exceden dos tercios del valor asociado a la pérdida de su capacidad para soportar cargas gravitatorias y las derivas de cada entrepiso no superan 125% de los valores indicados en la Tabla 10.1 de este proyecto de norma. En este caso, la deriva máxima será igual a 1,25 veces 0,012, es decir 0,015.

Relacionado con los criterios antes expuestos, se presentan las Tablas 4.12 y 4.13 donde se comparan con los estipulados según la ASCE 41-13 para vigas que cumplen con las condiciones de acero transversal conforme y las columnas en condición tipo “i”, es decir, con las casillas correspondientes únicamente con los tipos de elementos estudiados en esta investigación. De estas tablas se puede concluir que, para las columnas, los valores de rotación dados en el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión) se encuentran en todos los casos entre los criterios IO y LS de la ASCE 41-13; en cuanto a las vigas no existe un patrón tan consistente como este, sin embargo, tiende a estar entre LS y CP de las ASCE 41-13.

Tabla 4.12.

Comparativa de los criterios de aceptación para vigas que cumplen con acero transversal conforme según ASCE 41-13 y la Norma Venezolana^a

Condición			Parámetros de modelado		Criterios de Aceptación			
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Acero Transversal	$\frac{v}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^b	Ángulos de Rotación Plástica (radianes)		Ángulos de Rotación Plástica (radianes)			
					ASCE 41-13		Norma Venezolana	
			a	b	IO	LS	CP	PC
≤0,0	C	≤3 (0,25)	0,025	0,050	0,010	0,025	0,050	0,033
≤0,0	C	≥6 (0,5)	0,020	0,040	0,005	0,020	0,040	0,027
≥0,5	C	≤3 (0,25)	0,020	0,030	0,005	0,020	0,030	0,020
≥0,5	C	≥6 (0,5)	0,015	0,020	0,005	0,015	0,020	0,013

^aHaciendo referencia al Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión)

^bLos valores en estas casillas provienen del cálculo con f'_c en psi y (MPa)

Tabla 4.13.

Comparativa de los criterios de aceptación para columnas en condición “i” presentados en ASCE 41-13 y el Proyecto de Norma Venezolana^a

Condición		Parámetros de modelado		Criterios de Aceptación			
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	Ángulos de Rotación Plástica (radianes)		Ángulos de Rotación Plástica (radianes)			
				ASCE 41-13		Norma Venezolana	
		a	b	IO	LS	CP	PC
≤0,1	≥0,006	0,035	0,060	0,005	0,045	0,060	0,040
≥0,6	≥0,006	0,010	0,010	0,003	0,009	0,010	0,007
≤0,1	=0,002	0,027	0,034	0,005	0,027	0,034	0,023
≥0,6	=0,002	0,005	0,005	0,002	0,004	0,005	0,003

^aHaciendo referencia al Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión)

Debido a que la estructura en estudio corresponde al grupo A2, se adoptó como un criterio para el Diseño Basado en Desempeño hacer cumplir con los valores de rotación asociados a “Ocupación Inmediata” de la ASCE 41-13 y, en consecuencia, al terminar el proceso de evaluación y Diseño por Desempeño, la estructura cumplirá con el nivel de desempeño de “Prevención de Colapso” estipulado en el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión), ya que el nivel deseado es más exigente.

Con respecto al cumplimiento de que la máxima deriva no exceda el 125% mostrado en la Tabla 10.1 del proyecto de norma venezolana se presenta la Figura 4.32 para los resultados en la dirección “X” y la Figura 4.33 en la dirección “Y”, donde se muestra la respuesta de la estructura bajo los diferentes niveles de amenaza sísmica (sismo frecuente, espectro de diseño y sismo extremo) utilizando el esqueleto del sismo de México (año 1985) en el análisis inelástico de respuesta en el tiempo. Se aprecia que se cumple con la no excedencia de los valores máximos de deriva para cada uno de los casos, obteniendo resultados más desfavorables en la dirección “X”, ya que la dirección “Y” es la dirección en la que actúan los muros estructurales.

Dicho esto, es importante hacer mención que las derivas obtenidas con el método del análisis dinámico espectral elástico fueron determinadas según el Artículo 10.1.b del Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión), que se resume en la Ecuación 4.6.

$$\Delta_i = C_d \Delta_{ei} \quad \text{Ec- 4.6}$$

Donde:

- Δ_i : Deriva lateral total del entrepiso “i”.
- C_d : Factor de amplificación del desplazamiento elástico, dado en la Tabla 6.3 del Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión). En este caso tiene un valor de 4, debido a que se trata de una estructura Tipo II-b de concreto reforzado y nivel de diseño ND3.
- Δ_{ei} : Deriva lateral elástica del entrepiso “i” calculado para las fuerzas de diseño suponiendo que la estructura se comporta elásticamente.

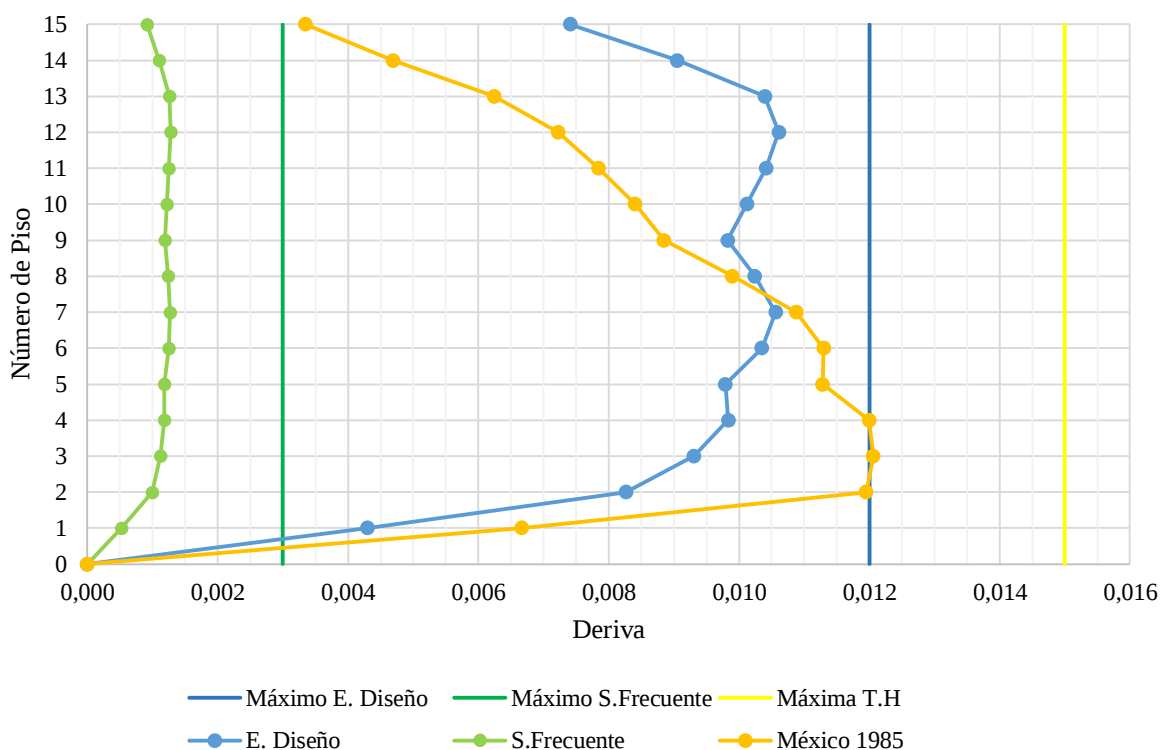


Figura 4.32. Resultados de deriva por piso de la estructura en la dirección X bajo los diferentes niveles de amenaza sísmica y sus respectivos valores máximos

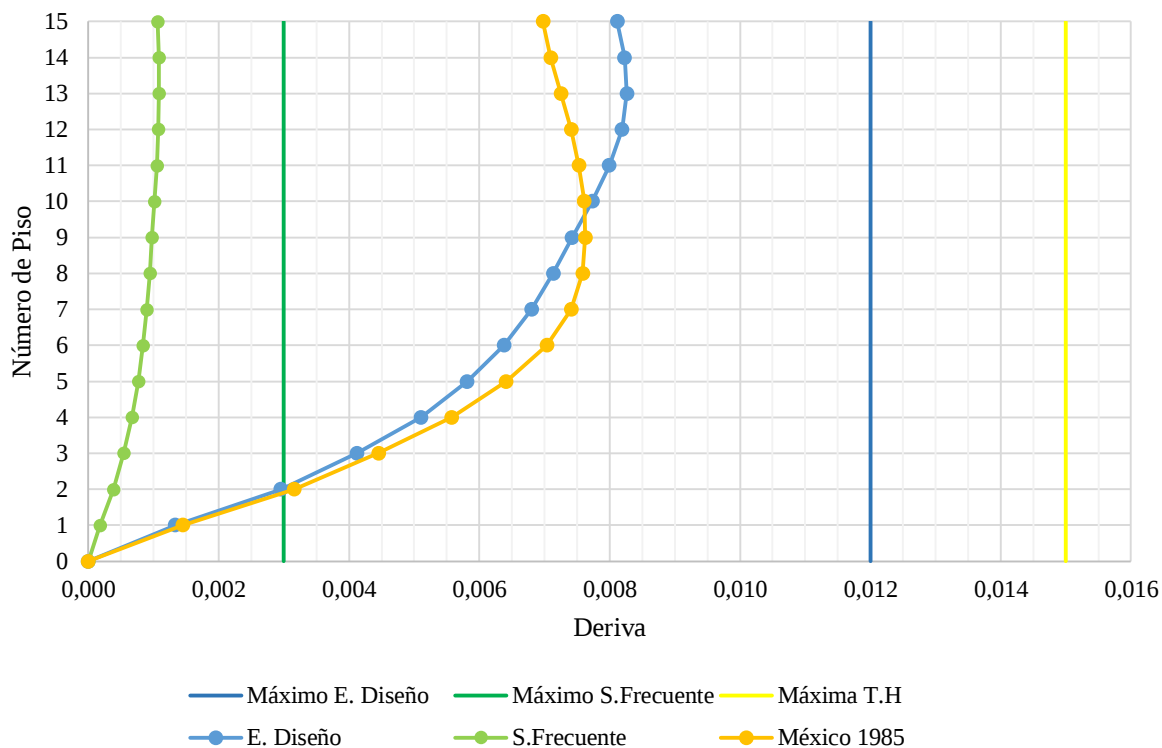


Figura 4.33. Resultados de deriva por piso de la estructura en la dirección Y bajo los diferentes niveles de amenaza sísmica y sus respectivos valores máximos

4.7.2 Verificación del nivel de desempeño de “Ocupación Inmediata” según la ASCE 41-13

Con relación a la evaluación por desempeño de la estructura según los lineamientos de la norma ASCE 41-13, se presentan las Figuras 4.34, 4.35 y 4.36 donde se aprecian los coeficientes demanda/capacidad ($DC_{\text{rotación}}$) asociados al nivel de “Ocupación Inmediata” resultantes de los tres sismos utilizados en esta etapa de la investigación (SEM, SEU y SEC, respectivamente), ya que al ser más exigentes se puede interpretar de manera más fácil cuáles son los puntos vulnerables de la edificación.

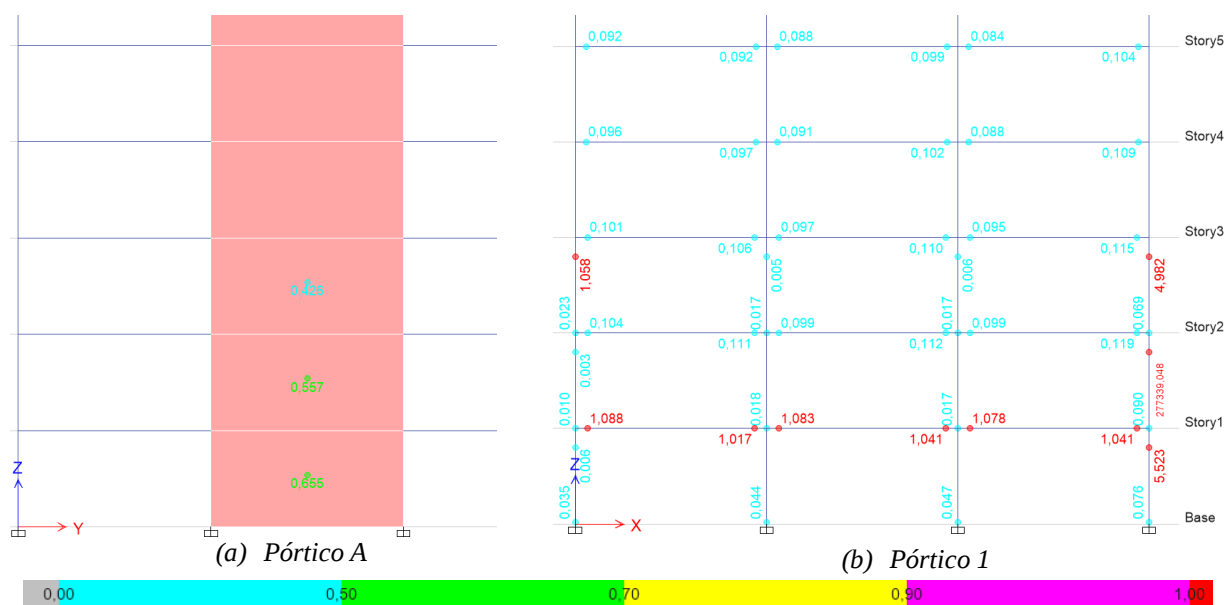


Figura 4.34. Coeficientes $DC_{\text{rotación}}$ para un desempeño de IO según los parámetros de la ASCE 41-13 para los resultados en muro y pórticos más desfavorable evaluado para el SEM

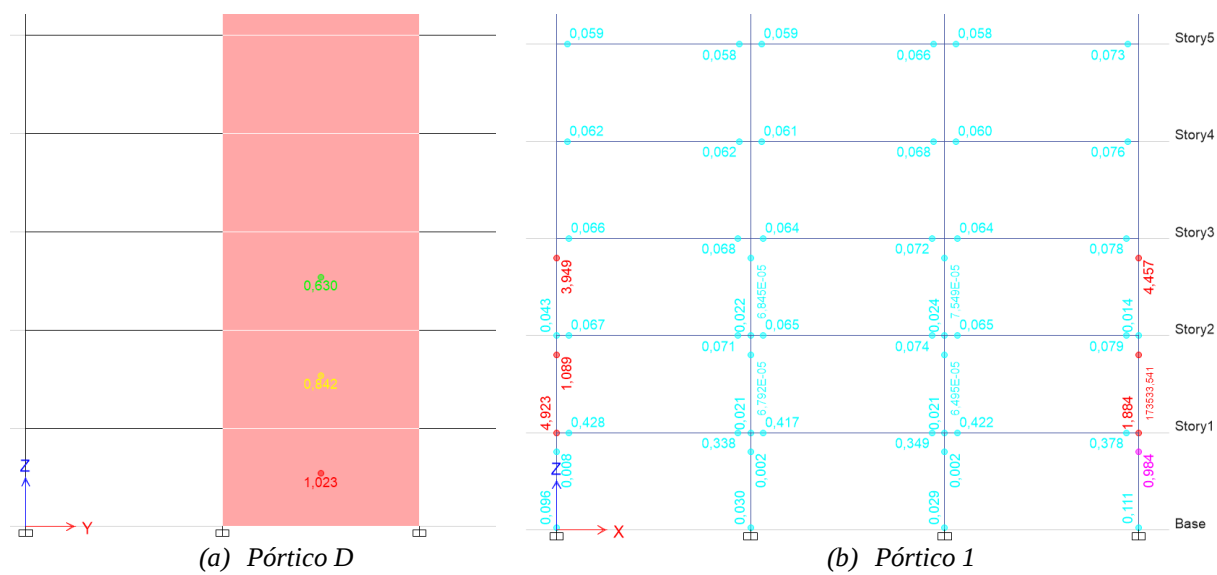


Figura 4.35. Coeficientes $DC_{rotación}$ para un desempeño de IO según los parámetros de la ASCE 41-13 para los resultados en muro y pórticos más desfavorable evaluado para el SEU

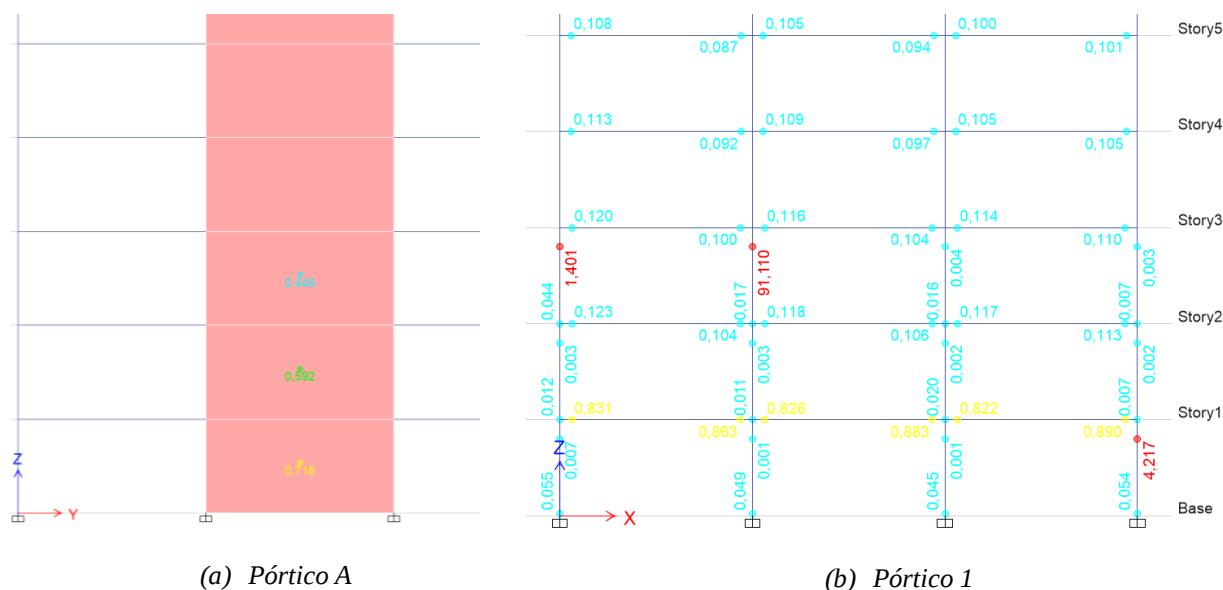


Figura 4.36. Coeficientes $DC_{rotación}$ para un desempeño de IO según los parámetros de la ASCE 41-13 para los resultados en muro y pórticos más desfavorable evaluado para el SEC

Partiendo de los resultados obtenidos, se puede resaltar la importancia de estudiar la estructura bajo los efectos de diferentes sismos. El Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión) establece que se deben utilizar mínimo tres sismos en dirección horizontal, sin embargo, algunos documentos de investigación sugieren que un número mayor puede ser favorable.

Como resultado general, en los tres casos se obtuvo que por lo menos un elemento estructural excedió el criterio de “Prevención de Colapso” estipulado en la ASCE 41-13, lo que significa que también excedió el correspondiente al proyecto de norma venezolana.

En la Figura 4.37 se muestra el resultado debido al proceso de carga y descarga propio de la dinámica de un sismo. En este caso en la Figura 4.37 (a) se muestra la respuesta histerética de la viga más afectada en la evaluación bajo el acelerograma sintético generado con el esqueleto del sismo de México (SEM), donde se aprecia que el comportamiento se rige según el modelo tipo Takeda. Análogamente en la Figura 4.37 (b) se muestra la respuesta histerética de la rótula formada en el muro más afectado en la misma evaluación.

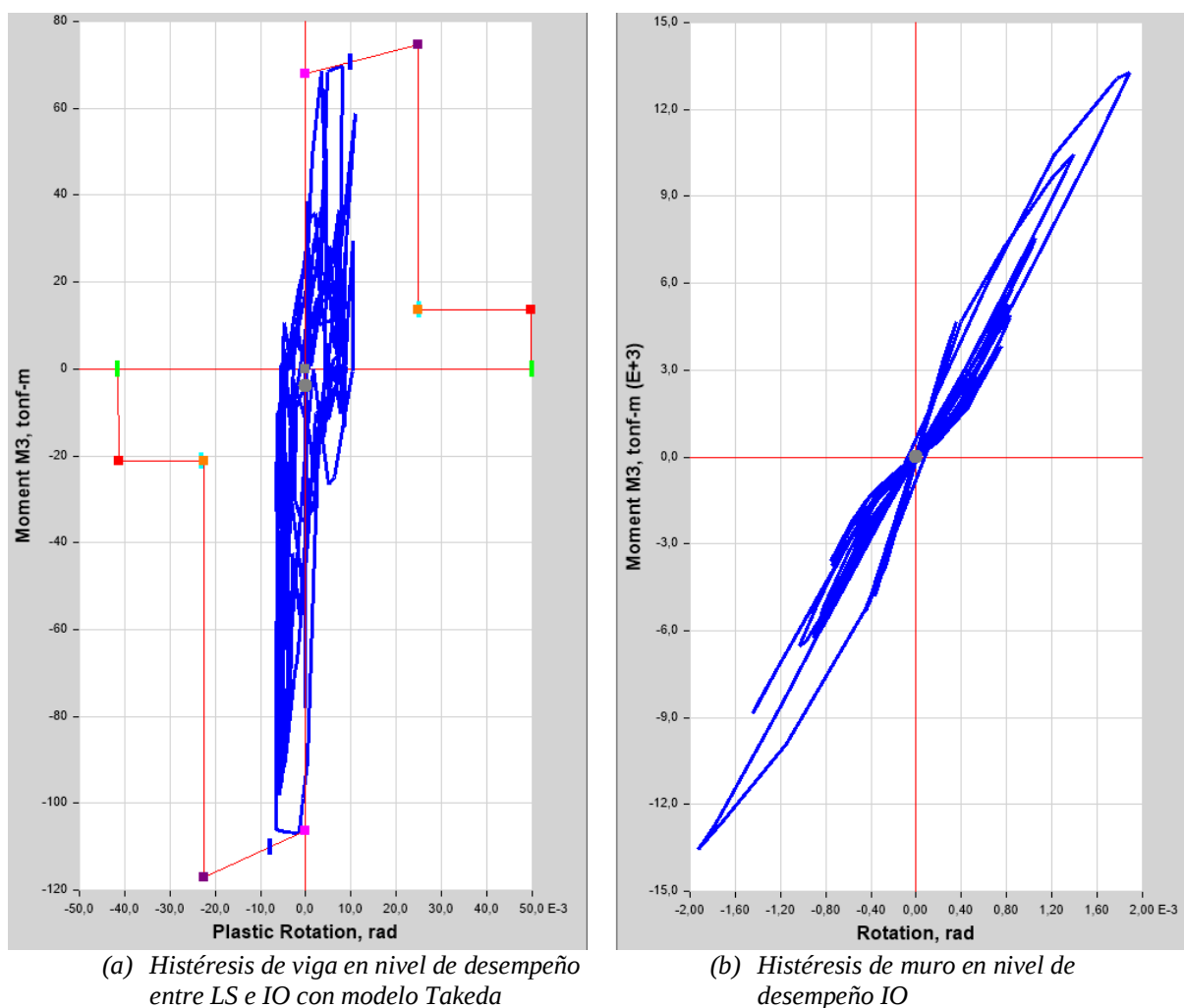


Figura 4.37. Respuesta histerética de la viga y el muro más desfavorable en la evaluación a la estructura resultante del diseño espectral mediante análisis no lineal dinámico para el SEM

4.8 Diseño Basado en Desempeño para el Sismo Extremo

En la Sección 4.7 se demostró que el comportamiento de la estructura varía dependiendo del registro sísmico. Se escogió el SEM para iniciar las medidas correctivas al diseño obtenido mediante análisis espectral, teniendo como objetivo alcanzar un comportamiento del tipo “Ocupación Inmediata” siguiendo los límites propuestos por la ASCE 41-13, para luego ser evaluada nuevamente bajo los otros sismos y verificar si se deben implementar otras medidas correctivas. Alcanzar este desempeño con la amenaza sísmica asociada al sismo extremo es someter a la estructura a la condición de diseño más severa.

Analizando los resultados obtenidos en la evaluación del SEM, se concluye que los muros presentaron un desempeño de IO y los elementos más afectados en este caso fueron vigas y columnas, tal como se puede apreciar en la Figura 4.34. Para aumentar la capacidad de estos últimos, se optó como primera medida correctiva aumentar el acero de refuerzo. En las columnas, esta medida se implementó hasta el piso tres, y en las vigas, únicamente en el primer piso.

En la Figura 4.38 se muestra la respuesta obtenida después de haber modificado el diseño original. Como resultado general, todos los elementos de la estructura cumplen con un desempeño de “Ocupación Inmediata”.

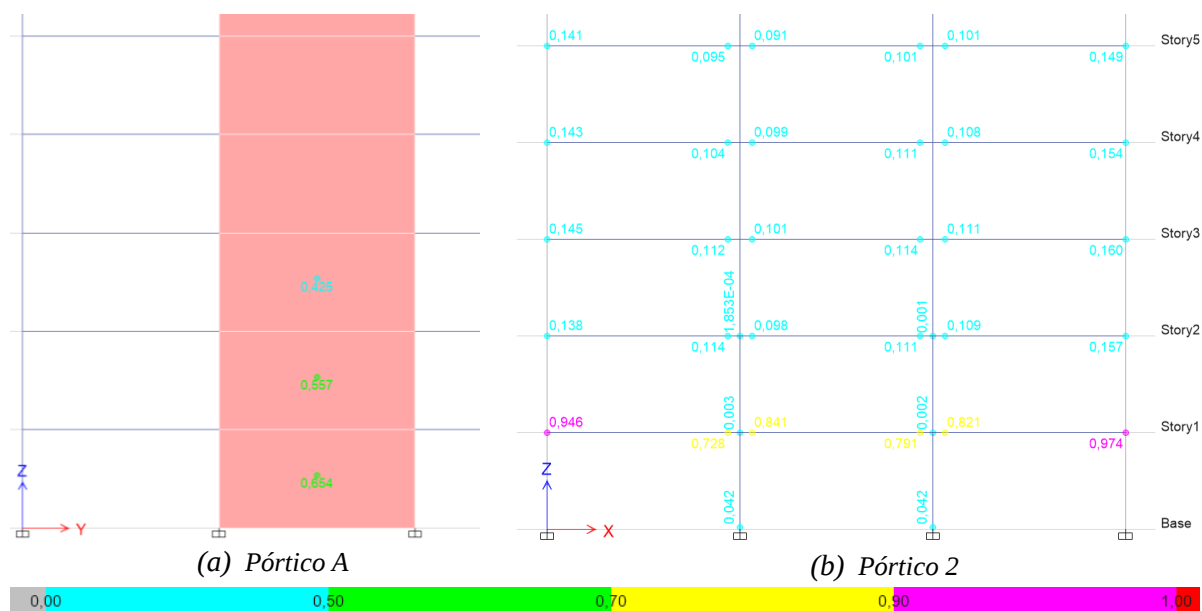


Figura 4.38. Coeficientes $DC_{rotación}$ para un desempeño de IO según los parámetros de la ASCE 41-13 para el diseño modificado evaluado con el SEM

Partiendo del diseño modificado, se evaluó con el SEU y SEC, donde, como era de esperarse, para el SEU los muros estructurales de la base seguían sin cumplir con el objetivo buscado. Para el SEC, algunas columnas del pórtico “A” no cumplieron presuntamente por redistribución de solicitaciones debido al proceso de rotulación. Los resultados de ambas evaluaciones se presentan en las Figuras 4.39 y 4.40 para el SEU y SEC respectivamente, mostrando los pórticos más afectados en cada caso.

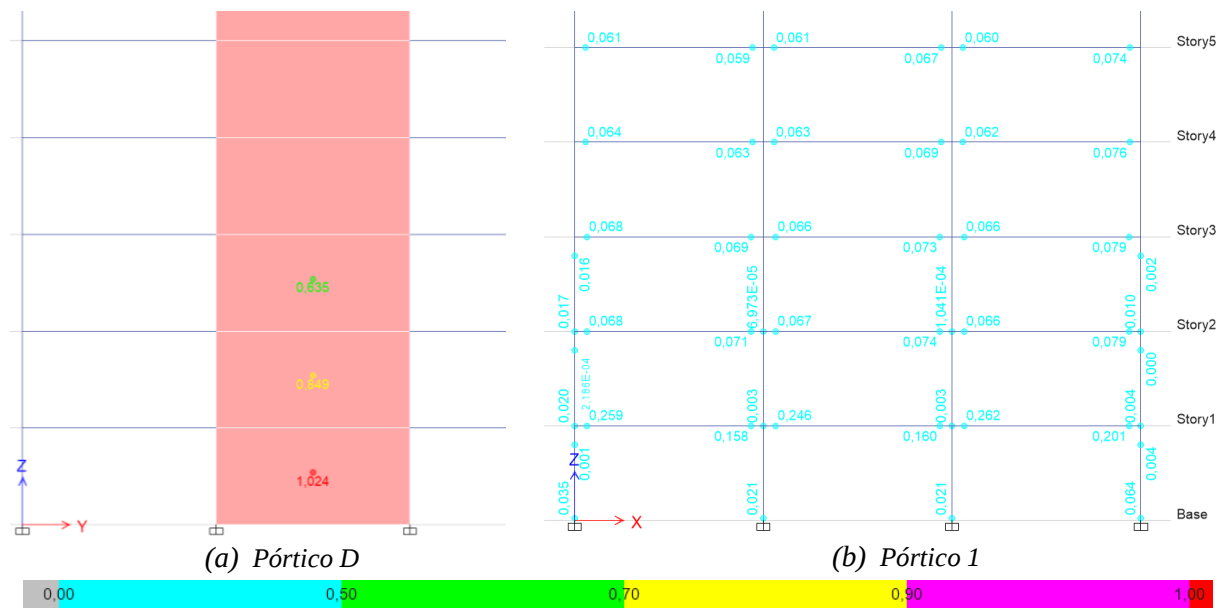


Figura 4.39. Coeficientes $DC_{rotación}$ para un desempeño de IO según los parámetros de la ASCE 41-13 para el diseño modificado evaluado con el SEU

Es necesario destacar que, para la evaluación del SEU, todos los elementos cumplían con un desempeño de “Ocupación Inmediata” exceptuando los muros estructurales en la base del edificio; sin embargo, estos cumplían con el nivel “Seguridad de Vida”.

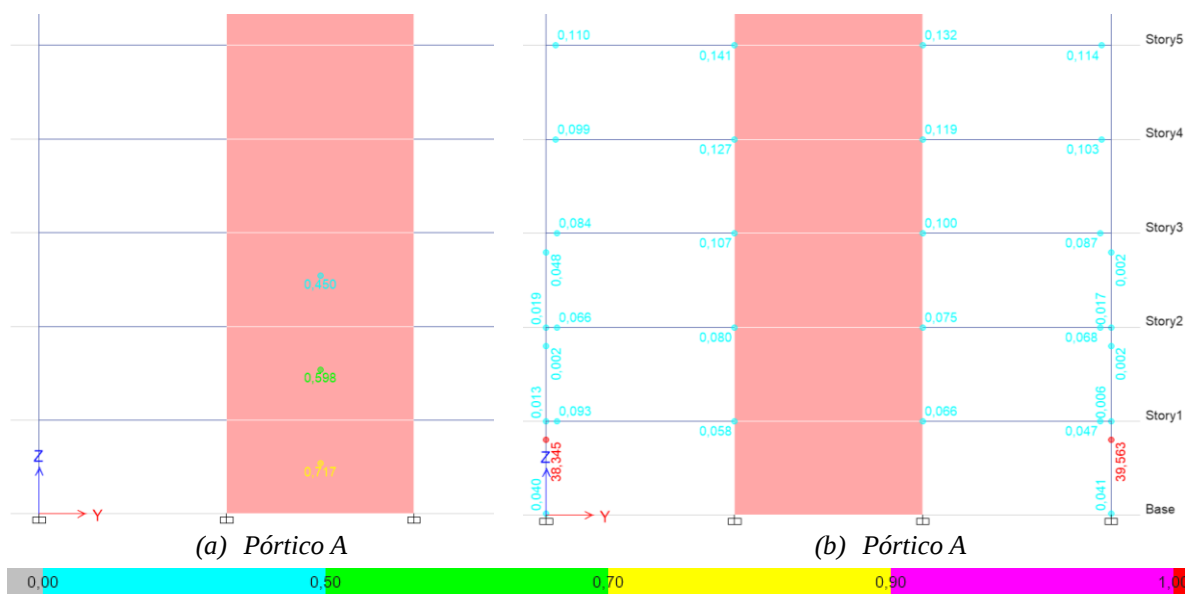


Figura 4.40. Coeficientes $DC_{rotación}$ para un desempeño de IO según los parámetros de la ASCE 41-13 para el diseño modificado evaluado con el SEC

Buscando el cumplimiento estricto y riguroso de desempeño de “Ocupación Inmediata” en todos los elementos de la estructura, se partió de la estructura modificada y se aumentó la sección del muro estructural en la base de 60cm a 65 cm de espesor para luego ser evaluada con el SEU. En cuanto a los resultados obtenidos en el SEC, también partiendo de la estructura modificada, se incrementaron las dimensiones de las columnas de los pórticos 1 y 4 (laterales del edificio) a 90x90 en el primer piso. Los resultados de los $DC_{rotación}$ de la estructura modificada se muestran en la Figura 4.41 y 4.42.

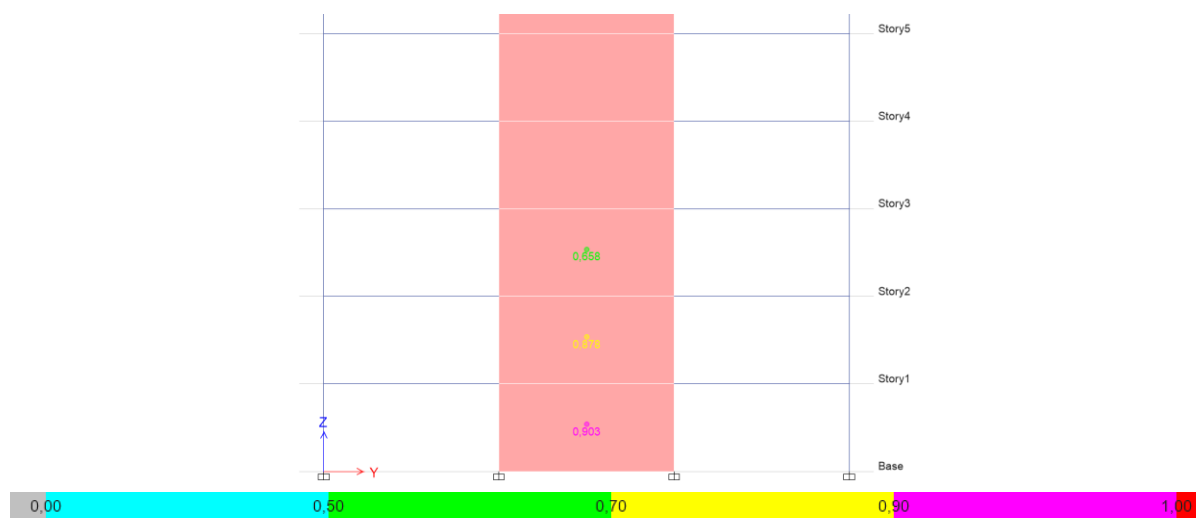


Figura 4.41. Coeficientes $DC_{rotación}$ para un desempeño de IO según los parámetros de la ASCE 41-13 para el diseño con las segundas modificaciones evaluado con el SEU (pórtico D)

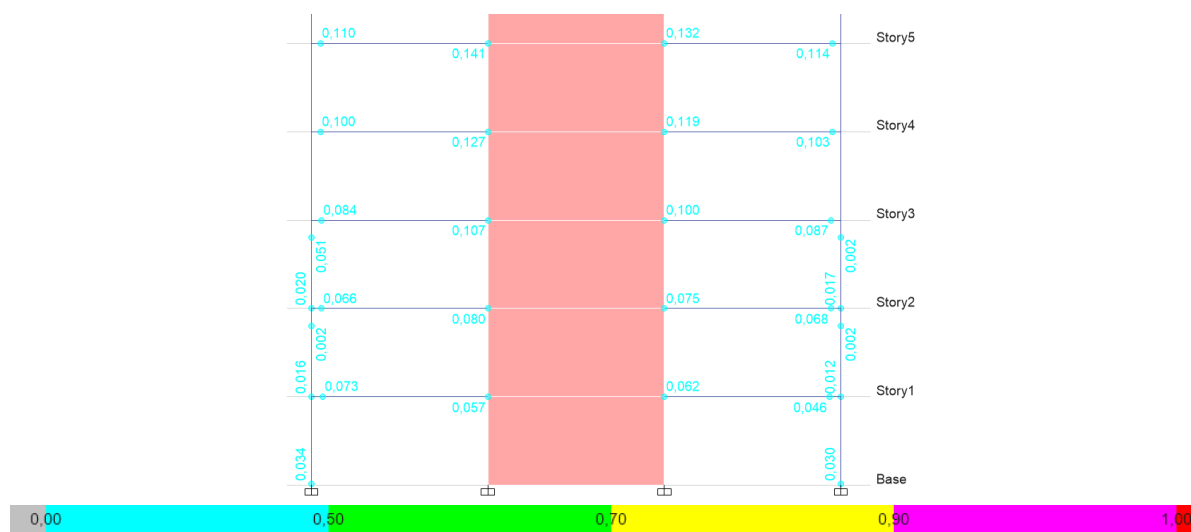


Figura 4.42. Coeficientes $DC_{rotación}$ para un desempeño de IO según los parámetros de la ASCE 41-13 para el diseño con las segundas modificaciones evaluado con el SEC (pórtico A)

4.9 Diseño Basado en Desempeño para el Sismo de Diseño

La práctica de integrar el estudio del desempeño de la estructura en su proceso de diseño ha sido aplicada para edificios altos por más de 30 años; sin embargo, sólo recientemente esta filosofía ha ganado aceptación a nivel mundial. Tal como reseñan Klemencic, Li y Fry en su estudio “*Performance-Based Seismic Design – State of Practice 2012*”, muchos países permiten a ingenieros diseñar estructuras que no cumplan con todos los requerimientos estipulados siempre que se demuestre que el desempeño que tendrá la estructura es aceptado, llegando a ser una exigencia realizar análisis de este tipo en países como China y Japón para edificios altos.

La excepción que se hace con los edificios altos es porque la mayoría de los documentos normativos en el área de ingeniería estructural se basan en análisis lineales de las estructuras, cuando estos son incapaces de predecir de manera precisa la falla o colapso que es no lineal. Estos documentos han sido y continúan siendo desarrollados considerando los tipos de estructuras más comunes (tres pisos o menos), las cuales corresponden al 93% de los edificios según el *Portland Cement Association* (2000), y, por lo tanto, no se ajustan a las características de edificaciones altas. Sin embargo, la implementación de esta práctica en el proceso de diseño de todo tipo de estructuras puede otorgar información de mucha utilidad para generar soluciones y decisiones acertadas.

Como fase final de la investigación, con el propósito de resaltar una de las mayores ventajas que promete tener el método de Diseño Basado en el Desempeño, se procedió a modificar el diseño que se obtuvo en la Sección 4.4 (mediante el método dinámico espectral elástico), en la búsqueda de un diseño optimizado donde quizás no se cumpla con todas las exigencias propuestas en las normativas sismorresistentes, sin embargo, se demuestre que el comportamiento obtenido ante una acción sísmica será el deseado.

Las acciones sísmicas se definieron con la generación de un acelerograma sintético utilizando como esqueleto el sismo de México de 1985 y el espectro correspondiente al sismo de diseño (sin factor de reducción de respuesta); a este acelerograma sintético se le denominará SDM según la codificación explicada anteriormente. Se realizó una evaluación a la estructura obtenida originalmente mediante un análisis dinámico no lineal, obteniéndose que el desempeño correspondía a un nivel de “Ocupación Inmediata” según la ASCE 41-13.

En la Figura 4.43 se aprecian los dos espectros asociados al sismo de diseño. El espectro de diseño (color naranja) incluye el factor de reducción de respuesta, es decir, es definido según las ecuaciones de la Sección 7.2 del Proyecto de Norma Sísmica para Construcciones Sismorresistentes (en revisión) utilizando un factor R de 4,5 determinado previamente; este espectro fue utilizado en el diseño mediante análisis lineal espectral. El espectro de respuesta elástica (color azul) se definió según las ecuaciones de la Sección 7.1 del Proyecto de Norma Sísmica para Construcciones Sismorresistentes (en revisión); este espectro fue utilizado como objetivo para la generación de los respectivos acelerogramas sintéticos necesarios para la realización del análisis no lineal de historia en el tiempo en esta fase de optimización.

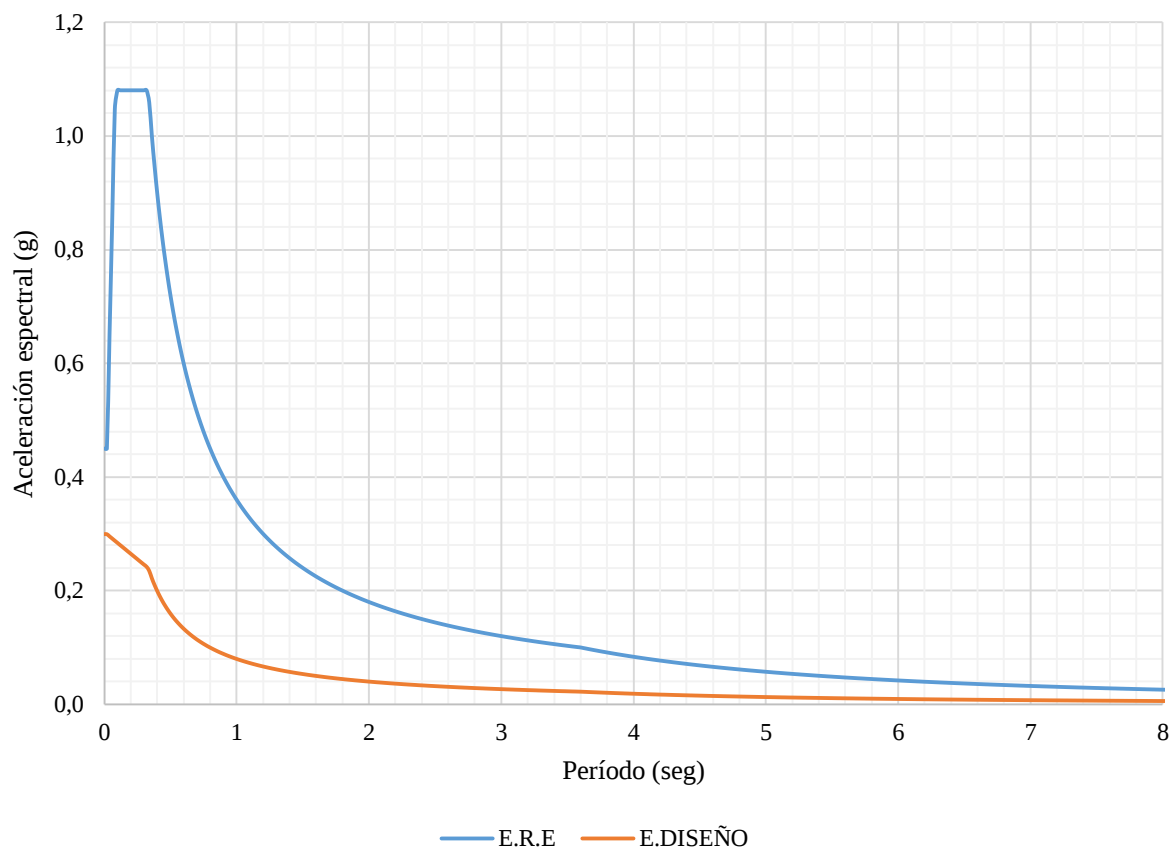


Figura 4.43. Espectros asociados al sismo de diseño

En la Figura 4.44, se muestran los resultados en los pórticos más desfavorables de la evaluación inicial bajo la acción del sismo de diseño (SDM) mediante un análisis no lineal dinámico en el nivel de desempeño IO. Como desempeño global, se pudiese clasificar como “Ocupación Inmediata”, ya que todos los elementos estructurales en donde se espera que ocurra la rotulación, se encuentran en este nivel de desempeño, exceptuando una columna que superó las exigencias de rotación correspondientes. Sin embargo, esta columna se encontró dentro de los requerimientos para que su rotación se clasificara en el nivel correspondiente a “Seguridad de Vida”.

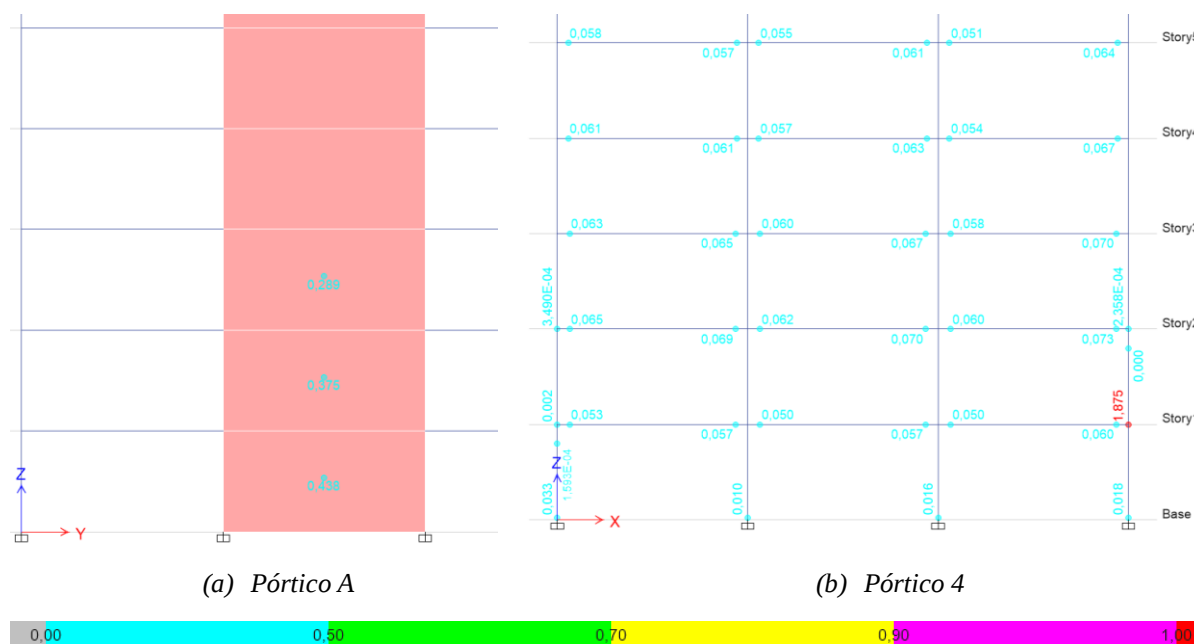


Figura 4.44. Coeficientes $DC_{rotación}$ para un desempeño IO según los parámetros de la ASCE 41-13 para la evaluación inicial con el SDM

Partiendo de la evaluación inicial, se modificaron las dimensiones y el acero de refuerzo de los elementos estructurales en los primeros doce pisos, permitiendo que las rotaciones en los elementos cuyas solicitaciones son controladas por deformación excedieran, en algunos casos, los valores asociados a IO más no excedieran los asociados a LS según la ASCE 41-13. El motivo de ello es que el Proyecto de Norma Sísmica para Construcciones Sismorresistentes (en revisión) establece que, durante el sismo de diseño, los daños presentes en la estructura deben mantenerse de naturaleza reparable y que, ante este movimiento sísmico, la estructura debe tener un desempeño correspondiente a “Seguridad de Vida”. Dicho esto, se utilizaron los lineamientos de la ASCE 41-13 ya que el Proyecto de Norma Sísmica para Construcciones Sismorresistentes (en revisión) no propone criterios de aceptación para este nivel de desempeño.

Una vez realizadas las modificaciones pertinentes, las cuales consistieron en la reducción de dimensiones y cuantía de acero de algunos elementos estructurales, se realizó un análisis no lineal dinámico. Con esto, se obtuvieron $DC_{rotación}$ asociados al nivel de desempeño “Seguridad de Vida” que superaban la unidad en las columnas perimetrales de los primeros dos pisos, por lo cual fue necesario incrementar el porcentaje de acero de estas columnas. Esto se debe a la reducción de las dimensiones de las columnas del tercer piso, y a la disminución del núcleo central, que previamente se extendía hasta el piso cinco y, con las modificaciones realizadas, se extiende hasta

el piso dos, generando mayores solicitaciones en los primeros dos pisos, y, por ende, incrementando la demanda.

Con estas modificaciones, se obtuvo un diseño que requiere una menor cantidad de acero y concreto en comparación con la estructura original, implicando una estructura más económica.

El resumen de las modificaciones realizadas en los elementos estructurales se presenta en las Tablas 4.14, 4.15 y 4.16.

Tabla 4.14.

Comparativa de diseño en columnas con respecto al diseño espectral y por desempeño

Análisis normativo espectral			Análisis no lineal por desempeño		
Piso	Dimensiones ^b	Acero	Piso	Dimensiones ^b	Acero
Nro	cm	%	Nro	cm	%
1-3	90x80	1,70	1-2	90x80	2,27
1-5 ^a	90x90	2,27	1-2 ^a	90x90	2,27
4-6	80x70	2,37	3-6	80x70	2,37
7-9	80x70	2,00	7-9	80x70	2,00
10-12	70x60	2,91	10-12	70x60	2,91
13-15	60x60	2,83	13-15	60x60	2,83

^aEstas columnas corresponden al núcleo central de la estructura

^bLa dimensión más grande va en la dirección perpendicular a la de los muros estructurales

Tabla 4.15.

Comparativa de diseño en vigas^a con respecto al diseño espectral y por desempeño

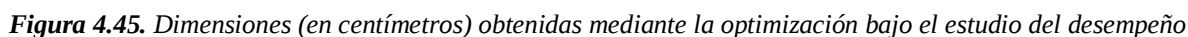
Análisis normativo espectral				Análisis no lineal por desempeño			
Piso	Dimensiones	Acero en los extremos		Piso	Dimensiones	Acero en los extremos	
		Positivo	Negativo			Positivo	Negativo
Nro	cm	%		Nro	cm	%	
1-5	60x70	0,64	1,19	1	60x65	0,51	0,91
6-10	60x65	1,07	1,40	2-12	50x60	0,67	1,18
11-12	50x60	1,22	1,58	13-14	45x60	1,19	1,79
13-14	45x60	1,19	1,79	15	45x50	0,69	1,34
15	45x50	0,69	1,34				

^aEl acero indicado corresponde a los extremos de las vigas, es decir, “positivo” y “negativo” hacen referencia al acero que trabajará a tracción ante momento positivo y negativo, respectivamente.

Tabla 4.16.
Comparativa de diseño en muros con respecto al diseño espectral y por desempeño

Análisis normativo espectral				Análisis no lineal por desempeño			
Piso	Espesor	Longitud del Elemento de Borde	Acero longitudinal	Piso	Espesor	Longitud del Elemento de Borde	Acero longitudinal
Nro	cm	m	cm ²	Nro	cm	m	cm ²
1-3	60	2,00	515,5	1-2	50	1,75	478,5
4-7	50	1,75	358,4	3-7	50	1,75	358,4
8-9	50	1,00	193,2	8-9	50	1,00	193,2
10-13	50	1,00	290,3	10-13	50	1,00	290,3
14-15	50	-	166,3	14-15	50	-	166,3

Para una mejor comprensión de las modificaciones presentadas en las Tablas 4.14, 4.15 y 4.16, se muestran las elevaciones de los pórticos B y 1 con las respectivas dimensiones de las secciones que conforman el sistema aporticado de la estructura dual optimizada (Figura 4.45).



91

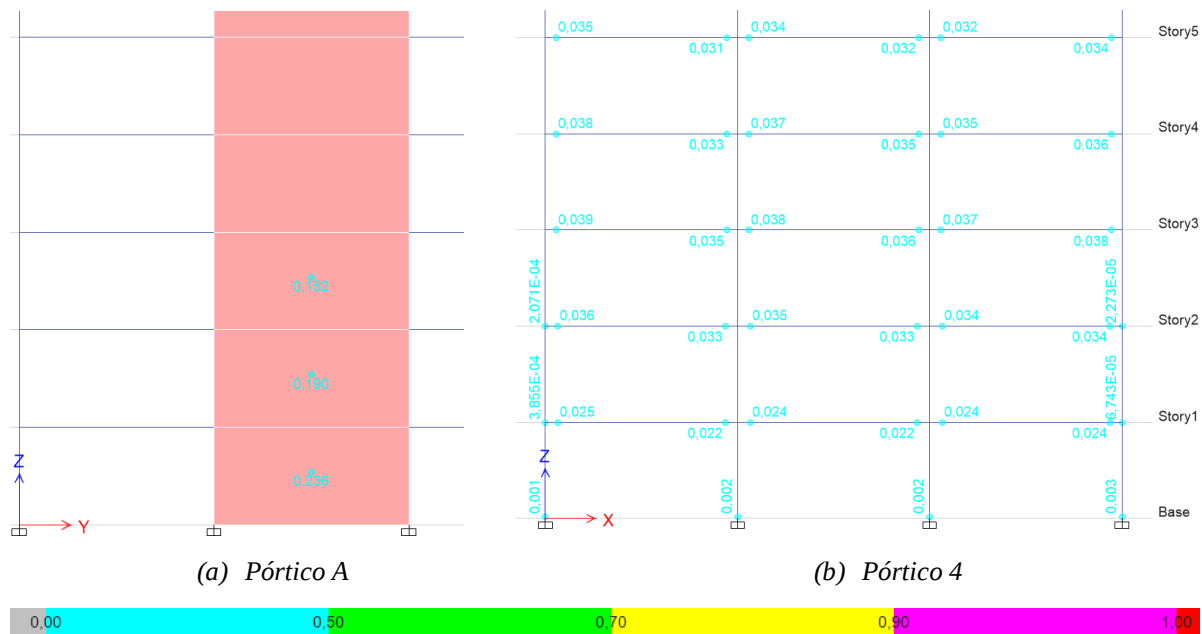


Figura 4.46. Coeficientes $DC_{rotación}$ para un desempeño LS según los parámetros de la ASCE 41-13 con el SDM para el diseño optimizado

En las Figuras 4.47 y 4.48 se muestran los valores de derivas obtenidos mediante la realización de análisis no lineal dinámico y espectral elástico a la estructura optimizada en la dirección X y Y, respectivamente. Se puede notar que la respuesta obtenida mediante un análisis espectral supera en gran medida a la obtenida mediante un análisis no lineal dinámico, e incluso al valor máximo permitido por la norma; esto se debe a que la respuesta obtenida mediante el análisis espectral proviene de la multiplicación del valor de deriva por el factor de amplificación del desplazamiento elástico (C_d) (Ec- 4.6), lo cual es conservador.

Como se mencionó anteriormente, la respuesta de la estructura en rango no lineal no es una simple extrapolación o un comportamiento dúctil con una capacidad por deformación predecible, que, si bien los métodos lineales intentan estimar esto, un estudio no lineal resulta en mayor exactitud en la respuesta estimada ya que contemplan de manera directa el proceso de degradación.

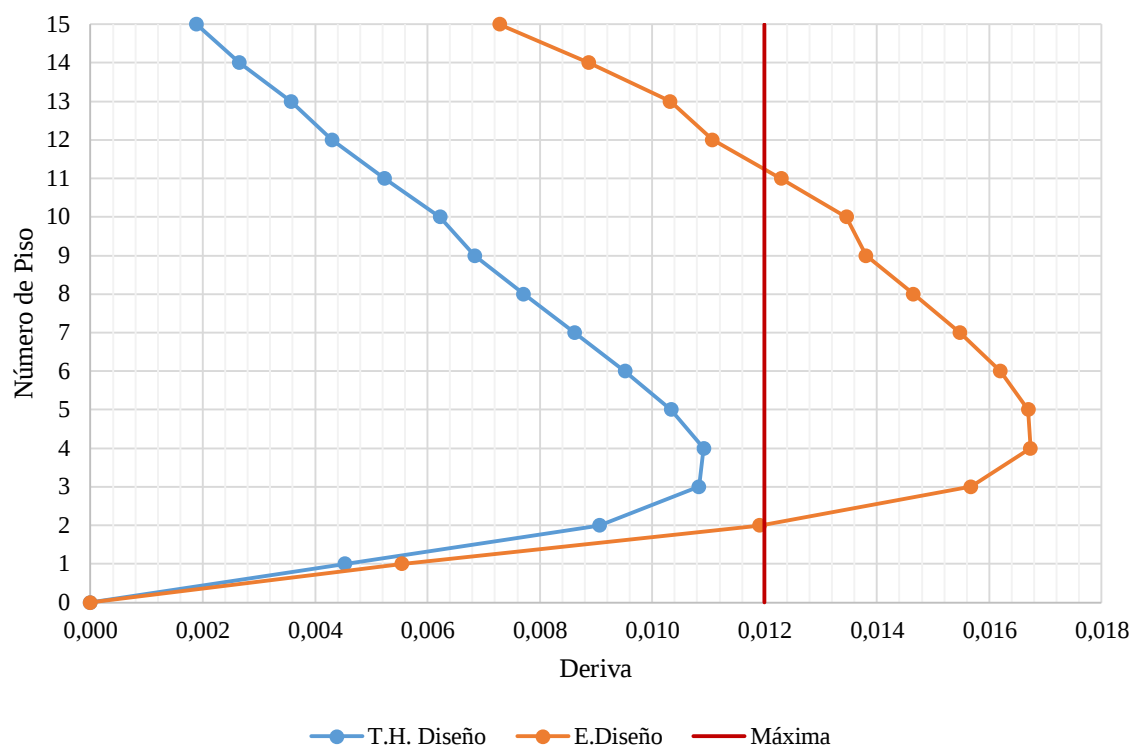


Figura 4.47. Comparación de derivas en la dirección X según análisis lineal y no lineal para el sismo de diseño

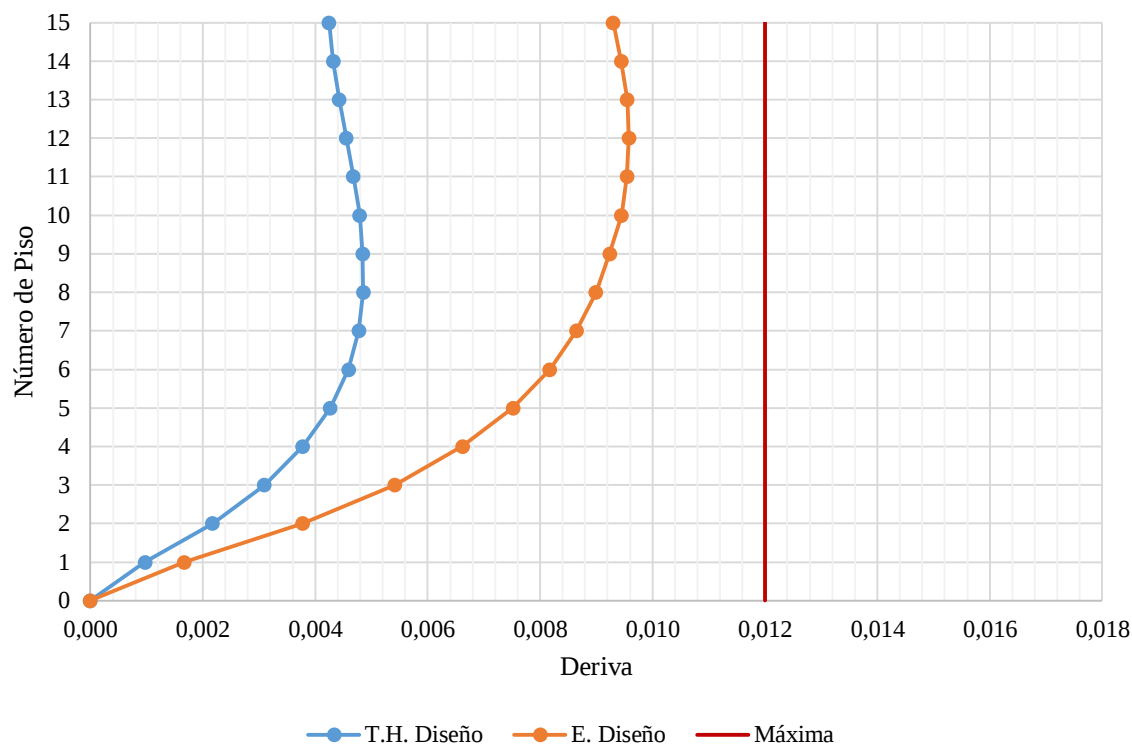


Figura 4.48. Comparación de derivas en la dirección Y según análisis lineal y no lineal para el sismo de diseño

Dicho esto, en las Figuras 4.49, 4.50, 4.51, 4.52, 4.53, 4.54 y 4.55, y en la Tabla 4.17, se presentan los resultados obtenidos al realizar un análisis dinámico espectral elástico a la estructura optimizada, donde se observa que, para algunos elementos estructurales, la demanda es superior a la capacidad, lo cual significaría un diseño inadecuado basado en los lineamientos normativos. Cabe destacar que las Figuras 4.50 y 4.51 presentan la densidad de los coeficientes demanda/capacidad según los distintos renglones establecidos, y las Figuras 4.52, 4.53, 4.54 y 4.55 muestran la distribución de estos coeficientes de las vigas que conforman la estructura optimizada, para momento positivo y negativo en ambos extremos de las vigas (I y J).

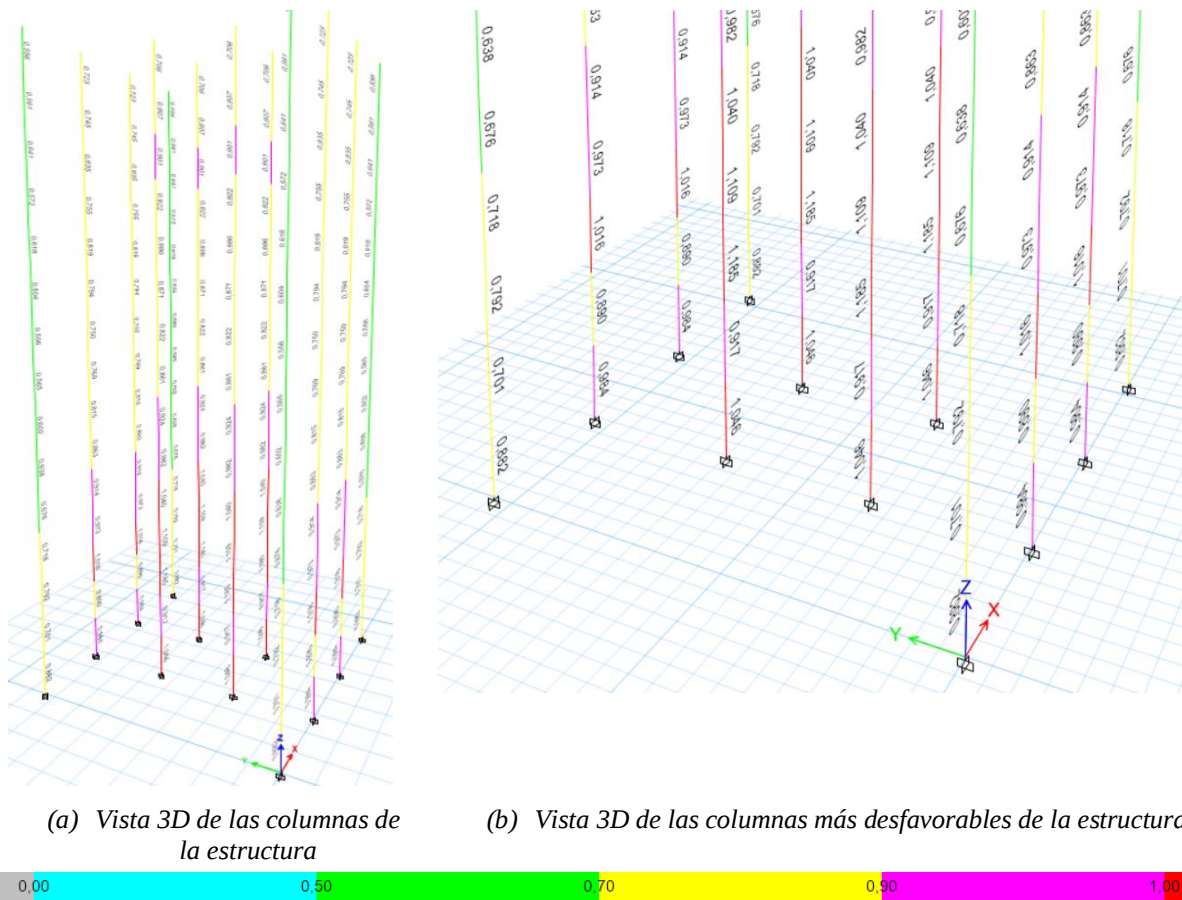


Figura 4.49. Relación D/C en las columnas para la interacción P-M-M ante la acción del sismo de diseño mediante un análisis espectral aplicado al diseño optimizado

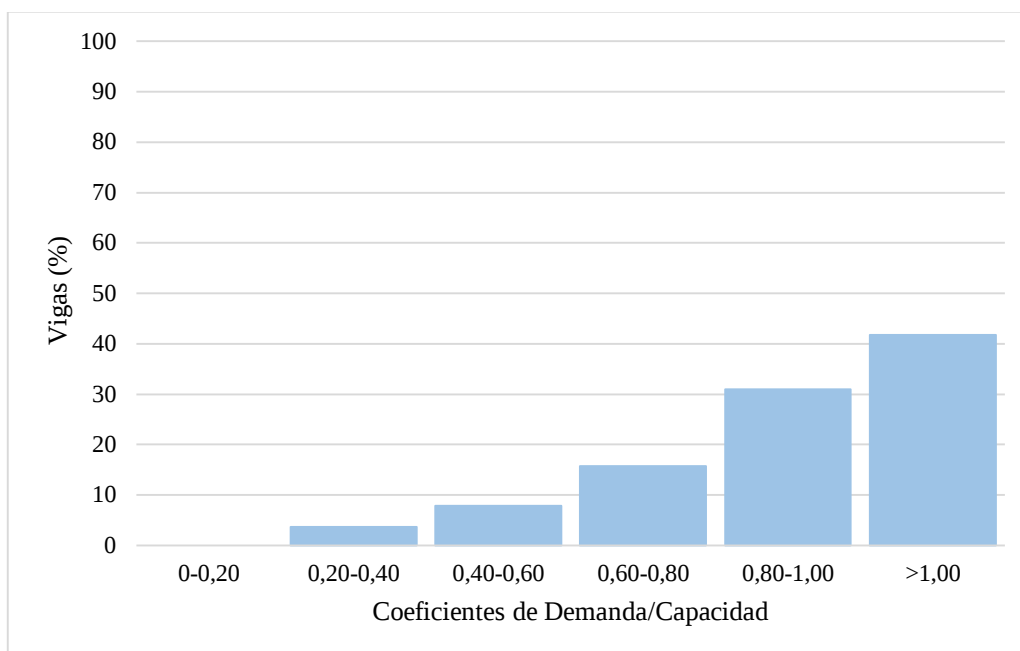


Figura 4.50. Proporción de los coeficientes D/C de las vigas para momento negativo ante la acción del espectro de diseño aplicado al diseño optimizado

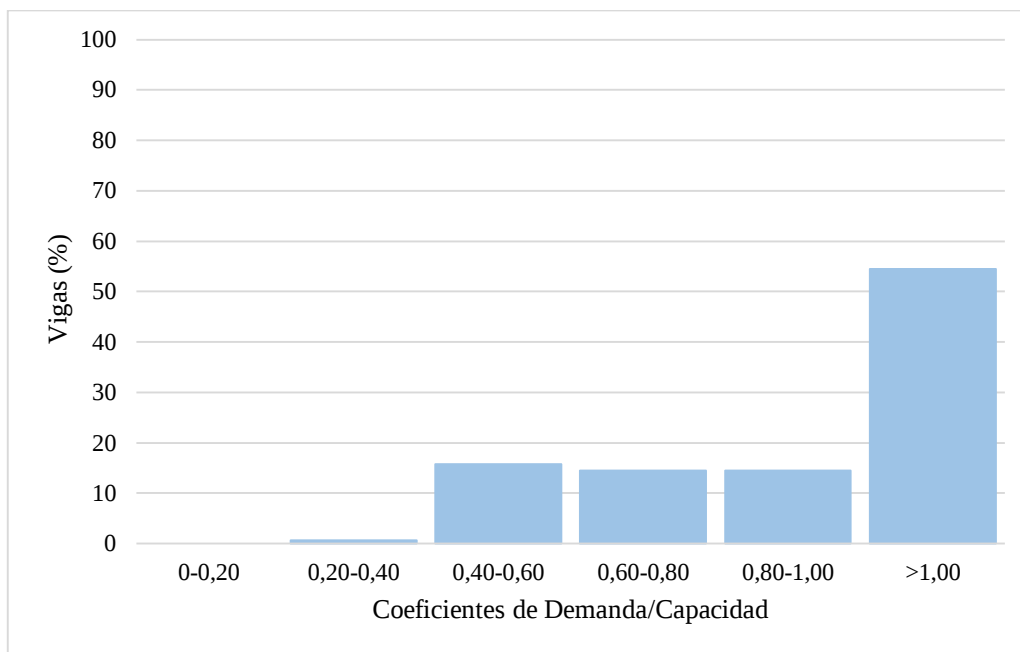


Figura 4.51. Proporción de los coeficientes D/C de las vigas para momento positivo ante la acción del espectro de diseño aplicado al diseño optimizado

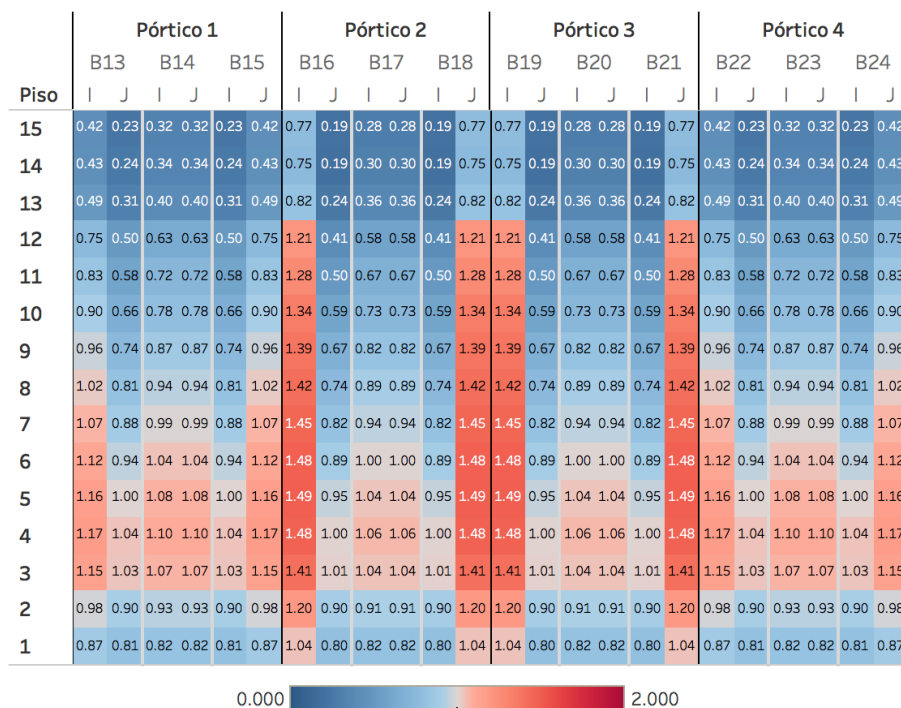


Figura 4.52. Relación D/C en vigas para momento negativo ante la acción del espectro de diseño (dirección X)

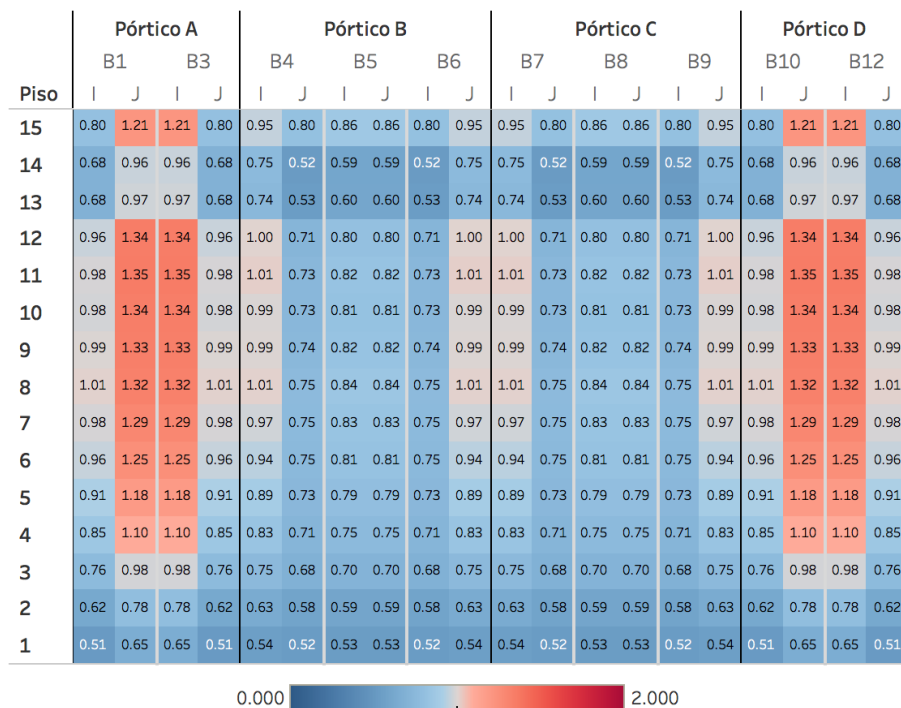


Figura 4.53. Relación D/C en vigas para momento negativo ante la acción del espectro de diseño (dirección Y)

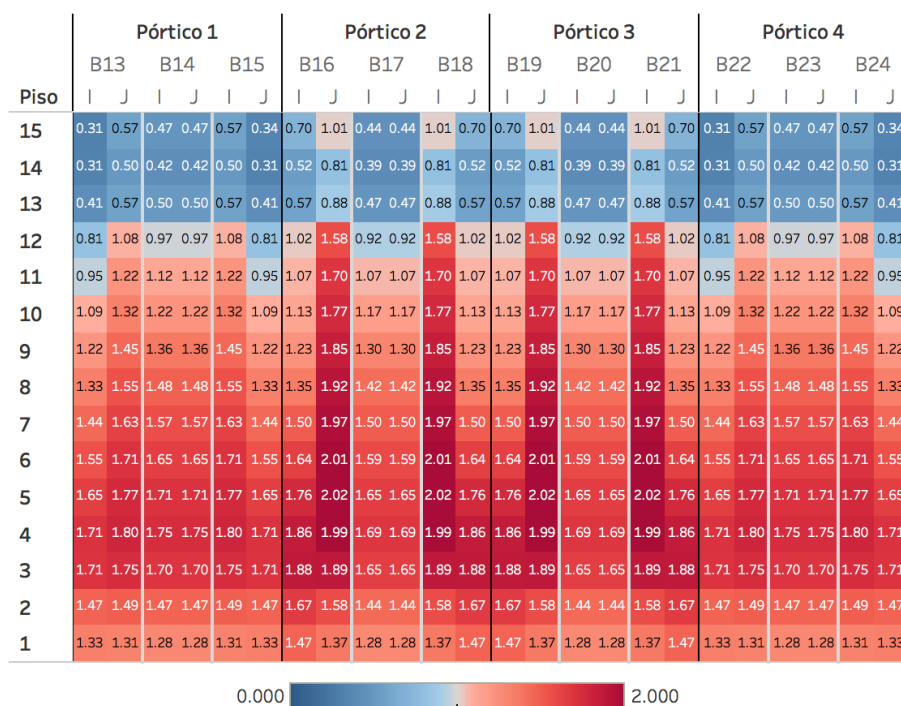


Figura 4.54. Relación D/C en vigas para momento positivo ante la acción del espectro de diseño (dirección X)

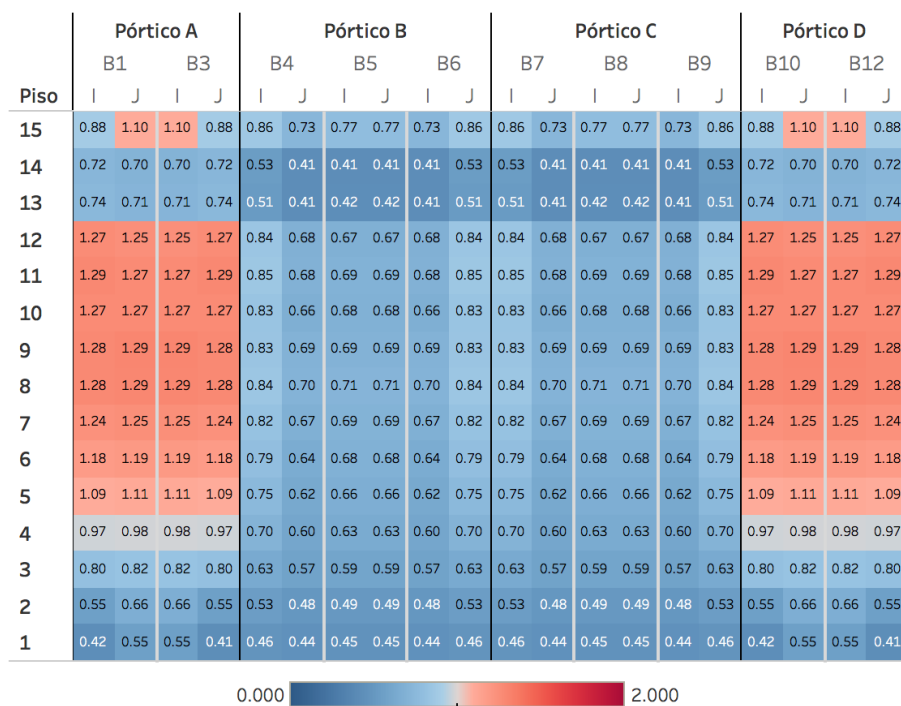


Figura 4.55. Relación D/C en vigas para momento positivo ante la acción del espectro de diseño (dirección Y)

Tabla 4.17.

Relación D/C en los muros para la flexocompresión ante la acción del espectro de diseño aplicado al diseño optimizado

Piso Nro	Sección	
	Inferior	Superior
1	1,64	1,06
2	1,22	0,80
3	1,20	0,81
4	0,89	0,70
5	0,72	0,65
6	0,63	0,63
7	0,59	0,62
8	0,79	0,90
9	0,75	0,79
10	0,67	0,67
11	0,56	0,61
12	0,48	0,50
13	0,46	0,49
14	0,54	0,64
15	0,41	0,43

Los resultados obtenidos en esta sección de la investigación son a modo de ejemplo, ya que se optimizó la estructura con base en el estudio de la respuesta según un solo par de acelerogramas, a pesar de que previamente se había demostrado la importancia que tiene el uso de varios pares de acelerogramas. Dicho esto, este estudio da una buena idea de lo que se puede alcanzar con la implementación de análisis no lineales y un estudio detallado de la respuesta de la estructura y su desempeño, donde las estimaciones basadas en suposiciones inherentes a los métodos clásicos pasan a ser sustituidas por acciones y solicitaciones, las cuales parecen ser similares a lo que posiblemente pueda estar sometida una estructura.

Estos resultados resaltan la ventaja del método del diseño por desempeño, en el cual, al disminuir las dimensiones de una estructura diseñada mediante el método elástico espectral, se obtiene un desempeño que asegura que el riesgo global de pérdidas de vida sea bajo y que los daños sean limitados y, a su vez, reparables, a pesar de no cumplir con todos los requisitos de la norma.

CAPÍTULO V – CONCLUSIONES

En este Trabajo Especial de Grado, se estudió el comportamiento y la respuesta de un sistema dual de concreto reforzado mediante análisis no lineal basado en el Análisis y Diseño por Desempeño. El Capítulo IV establece las directrices del procedimiento de manera detallada utilizando el software ETABS, facilitándole al lector la aplicación y comprensión de este método.

El proceso de diseño de la estructura se llevó a cabo mediante un análisis dinámico elástico espectral utilizando un espectro de diseño y un factor de reducción de respuesta de 4,5, cumpliendo con los criterios de diseño establecidos en la Sección 4.4 de este Trabajo Especial de Grado. Con esto, se obtuvo una estructura, que al ser sometida a un análisis no lineal dinámico siguiendo las especificaciones del Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión), no cumplió con los criterios de aceptación del nivel de desempeño de “Prevención de Colapso” del documento previamente mencionado, ni con los de la ASCE 41-13, es decir, algunos elementos sufrieron deformaciones superiores a las asociadas a la pérdida de su capacidad para resistir cargas gravitacionales a pesar de cumplir con la deriva máxima establecida. Sin embargo, hay que resaltar que en el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión) no es requerida esta verificación para edificaciones del tipo A2.

Con el diseño obtenido mediante un análisis espectral elástico, la estructura de concreto reforzado con sistema dual fue sometida a un Diseño por Desempeño buscando cumplir con el nivel equivalente a “Ocupación Inmediata” basado en los criterios de rotación de la ASCE 41-13 bajo la acción de un sismo extremo; esta condición fue establecida como la más severa. Este diseño se llevó a cabo en función de las demandas de cada uno de los registros sísmicos. Se obtuvo que, para el SEM, fue necesario únicamente aumentar la cuantía de acero en las vigas del primer piso y en las columnas de los primeros tres pisos, mientras que, utilizando el SEC, para cumplir con este nivel de desempeño además de esto, se aumentaron las dimensiones de las columnas de los pórticos 1 y 4 del primer piso de 80x90 a 90x90. Por último, dado que el SEU fue el que más afectó a los muros estructurales, fue necesario incrementar las dimensiones del muro del primer piso de 60cm a 65cm para poder obtener el desempeño deseado. Esto conlleva a concluir la importancia de utilizar múltiples registros sísmicos, debido a que cada caso somete a la estructura a demandas distintas, trabajando con los valores máximos cuando el número de registros utilizados es menor

de siete, tal como lo indica el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión).

Con los resultados obtenidos en la Sección 4.9, se evidencia que mediante el estudio de la respuesta de la estructura con el sismo de diseño y su desempeño correspondiente, se puede obtener información valiosa para generar un diseño final, que quizás no cumpla con todos los requerimientos normativos, pero sí se puede demostrar que el comportamiento esperado es aceptado.

Esta investigación resalta la importancia de realizar un análisis no lineal dinámico, permitiendo determinar los elementos más susceptibles a daños en la estructura al modelar los efectos de la degradación cíclica, y así poder predecir los mecanismos de falla y la distribución de fuerzas a medida que los elementos van entrando en cedencia. Con los resultados obtenidos a raíz de estos análisis, surge una ventaja adicional del método, la cual consiste en poder categorizar la estructura en los distintos niveles de desempeño en función de su comportamiento y poder modificar la estructura en caso de desear un nivel de desempeño diferente, bien sea más exigente por requerimiento o menos exigente por razones económicas. Esto último permite trabajar de la mano con el promotor del proyecto buscando optimizar el diseño.

Los resultados obtenidos en la realización de un análisis no lineal dinámico son altamente sensibles con relación a las suposiciones incorporadas. Dentro de las variables que más intervienen en los resultados, se encuentran todos los parámetros asociados a la determinación de la amenaza sísmica, los modelos que describen el proceso de degradación bajo carga cíclica, modelado de la no linealidad de los materiales y elementos, entre otras.

En la determinación de la amenaza sísmica es necesario partir de información geológica y sísmica, como por ejemplo el tipo de falla, la cercanía entre esta y el sitio, y la contribución de las magnitudes de cada fuente, con la finalidad de seleccionar de la manera más adecuada posible los registros a utilizar, la cantidad y la dirección en la que se va a estudiar la respuesta de la estructura. Con esto se deriva una desventaja del método, debido a que estos estudios deben ser exhaustivos.

En relación con los modelos que describen el proceso de carga cíclica (histéresis), se recomienda utilizar Takeda para modelar la degradación de energía generada por el proceso de carga y descarga en secciones de concreto reforzado, siempre y cuando se esté modelando la rúcula

de manera concentrada, es decir, con rótulas plásticas. Dicho esto, cuando se desea modelar la respuesta inelástica del elemento estructural con rótulas por fibra, se sugiere utilizar el tipo de histéresis que mejor se ajuste a los materiales que componen cada fibra. En el caso del concreto reforzado, *Concrete* permite modelar adecuadamente el comportamiento de las fibras de concreto, y *Kinematic*, el de las fibras de acero de refuerzo.

Tras analizar las curvas de momento-rotación definidas en la norma ASCE 41-13 presentadas en la Figura 2.15 y 2.16, se concluye que el valor de deformación que corresponde al nivel de desempeño de “Prevención de Colapso” es igual a la rotura, por lo que los autores no recomiendan diseñar siguiendo los valores de rotación asociados a este nivel presentados en dicha norma.

Es importante resaltar que esta metodología permitió generar dos diseños diferentes, donde los niveles de amenaza difirieron en gran escala. En el primer caso se buscó asegurar la condición de “Ocupación Inmediata” después de un evento sísmico asociado a un período de retorno de 4.975 años, mientras que, en el segundo caso, se aprovechó que el Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión) no exige la verificación de esta condición para la clase de estructura según su uso (A2), sino únicamente el resguardo de vidas humanas evaluando con un sismo de diseño con un período de retorno de 975 años. Este es el punto clave y representa la mayor ventaja del método: poder trabajar con criterio y satisfaciendo las necesidades y requerimientos del inversionista para obtener un diseño que se adapte a cada proyecto, sin la necesidad de cumplir estrictamente con la totalidad de los requerimientos normativos.

CAPÍTULO VI – RECOMENDACIONES

- Realizar un estudio económico y comparativo basado en los costos que conlleva diseñar según el desempeño de una estructura.
- Realizar un diseño sismorresistente de un sistema aporticado de concreto reforzado basado en el Diseño por Desempeño según los criterios de aceptación de la ASCE 41-13 (Capítulo 10) y la amenaza sísmica del Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión), debido que al ser un tipo estructural más dúctil que un sistema dual, el factor de reducción de respuesta será mayor; esto pudiese conllevar al estudio de las consecuencias de que el espectro asociado al sismo frecuente tenga ordenadas mayores que el espectro de diseño.
- Estudiar la rehabilitación de una edificación existente planteando soluciones y evaluando las mejoras con base en el Análisis por Desempeño.
- Estudiar la respuesta de estructuras altas con acciones sísmicas que se asocien con espectros que tengan ordenadas altas en períodos largos para poder estudiar la influencia de los sismos de períodos largos en los edificios.
- Realizar un Diseño por Desempeño a una estructura sismorresistente de acero, estudiando las diferentes variables que participan para definir las curvas de momento-rotación de las rótulas y los tipos de histéresis que deben ser contemplados para el modelo de la disipación de energía de este material, basado en los criterios de aceptación de la ASCE 41-13 (Capítulo 9) y en la amenaza sísmica del Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes (en revisión).
- Realizar un estudio comparativo de la energía disipada basado en los diferentes modelos de histéresis definidos.

BIBLIOGRAFÍA

ACI, 2014, *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, ACI 318-14, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

Almada, D., Bárcena, J., & Enciso, M., (s.f) Determinación y Análisis de la gráfica Momento - Curvatura de diferentes secciones de vigas de concreto reforzado. Consultado en <http://www.laccei.org/LACCEI2016-SanJose/RefereedPapers/RP228.pdf>

Alonso, F., Ayes, J.C. (2018). *Generación de Acelerogramas Sintéticos Mediante el Uso de Wavelets, Orientados a Aplicaciones Geotécnico-Estructurales*. Revista de Ingeniería Sísmica No.98, 1-24.

ASCE. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.

ASCE. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-16, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.

ATC. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, ATC-40. Redwood City, California.

ATC. (2017). *Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design*. Redwood City, California.

Cabrelli, C. (2006). Una Introducción a la Teoría de Wavelets y Marcos con Aplicaciones. Consultado en <http://www.exa.unicen.edu.ar/escuelapav/cursos/wavelets/apunte.pdf>

Castellanos, R. (2008). Propiedades Mecánicas: Curva Esfuerzo-Deformación Unitaria. Consultado en <http://www.uca.edu.sv/facultad/clases/ing>

Center for Engineering Strong Motion Data. (s.f). Earthquakes in Strong Motion Data center. Consultado en <https://www.strongmotioncenter.org/cgi-bin/CESMD/iqrEventMap.pl>

Computer & Structures, Inc. (2017). *CSI Analysis Reference Manual for SAP 2000, ETABS, SAFE and CSiBridge*. Walnut Creek, California.

Computer & Structures, Inc. (2008). *CSI Technical Note. Material Stress-Strain Curves*. Walnut Creek, California.

Dowell, R. Seible, F. Wilson, E. (1998). *Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members*. ACI STRUCTURAL JOURNAL. Título no.95-S55.

FEMA, 1998, *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*, FEMA 306. Washington, D.C.

FONDONORMA. (1988). *COVENIN 2002:1988. Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*. Caracas.

FONDONORMA. (2001). *COVENIN 1756-1:2001. Edificaciones Sismorresistentes. Parte 1: Articulado*. Caracas.

- FONDONORMA. (2006). *Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural*. Norma Venezolana COVENIN 1753. Caracas.
- Habibullah, A. (2014). *The theory and practice of performance-based design. The future of earthquake engineering*. Conferencia: Sofitel Bangkok Sukhumvit, Thailand.
- Klemencic, R., Guo-Qiang, L., Andrew, F. (2012) *Performance-Base Seismic Design – State of Practice*. CTBUH 2012 9th World Congress, Shanghai.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Upper Saddle River (New Jersey): Prentice Hall.
- Lazarde, F. (2012). *Comportamiento de Rótulas Plásticas en Miembros Horizontales de Sección no Prismática de Ancho Constante y Altura Variable* (Ingeniero Civil). Caracas: Universidad Central de Venezuela.
- Mander J. B, Priestley M. J. N and Park. R. (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. J Strut Div ASCE, 1988; 114(8): 1804-1826.
- Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*, McGraw Hill Professional.
- Mora, D., & Aguiar, R. (2015). *Modelación de diagrama momento-curvatura y momento-rotación en secciones de acero estructural*. Revista CIENCIA, (Vol. 17), 99-124.
- Moya, A. & Sotillo, R. (2016). *Estudio del comportamiento no lineal de muros de corte basados en el diseño por desempeño (TEG)*. Caracas: Universidad Católica Andrés Bello.
- NIST. (2010c). *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design, A Guide for Practicing Engineers*, NIST GCR 10-917-5. Gaithersburg, Maryland.
- NIST. (2017). *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis and Design of Buildings. Part I – General*. NIST GCR 17-917-46v1. Gaithersburg, Maryland.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2010). *Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings*. Berkeley: University of California.
- PEER/ATC. (2010). *Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings*, PEER/ATC 72-1. Redwood City, California.
- Pinzón, C. (2017). *Esfuerzo y Deformación* [Ebook] (p. 9). Barinas: Instituto Universitario Politécnico Santiago Mariño. Consultado en: <https://www.slideshare.net/CarlosAlbertoPinznCo/slideshare-esfuerzo-y-defor>
- Portland Cement Association (2000). *Concrete Structural Floor Systems and More*, CD013.
- Powell, G. (2007). *Performance Based Design Using Nonlinear Analysis. A Practical Seminar on Nonlinear Modeling and Analysis using CSI's PERFORM 3D Software*. Conferencia: Universidad de Berkeley, California.
- Powell, G. (2010). *Modelling for Structural Analysis: Behavior and Basics*. Berkeley, California: Computer and Structures, Inc.

Sáez, A. (s.f). *Apuntes de Clases Estructuras III. Capítulo II: Elementos de Dinámica Estructural*. Sevilla.

Sánchez, P. (2014). *EL SISMO DEL 12 DE AGOSTO DE 2014 Y VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL*.
Presentación: Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE. Sangolqui, Ecuador.

Subcomité Técnico de Normalización de Sismorresistencia. (2017). *Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes*. Caracas.

Takeda, T. Sozen M.A, Nielsen, N.N (1970). *Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes*.
J.Struct Engrg. Div., ASCE, V. 96, No. 12, 1970, pp. 2557- 2573.

Unidad de Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería de la UNAM. (2014). Base de Datos de Registros Acelerográficos de la Red Sísmica Mexicana. Consultado en <http://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/Consultas/Aceler.aspx>

Wilson, E. (1998). *Three-dimensional static and dynamic analysis of structures*. Berkeley, CA: Computers and Structures.



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO SISMORRESISTENTE DE SISTEMAS DUALES DE CONCRETO
REFORZADO BASADO EN EL DISEÑO POR DESEMPEÑO**

Este Jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo ha evaluado su
contenido con el resultado: _____

JURADO EXAMINADOR

Firma: _____ Firma: _____ Firma: _____

Nombre: _____ Nombre: _____ Nombre: _____

Realizado por:

José Angel Ferrero Cafiero

Ana Isabel Pirrone Osuna

Profesor Guía:

Ing. Eduardo López

Fecha:

Octubre 2018