

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE ESTUDIO DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Evaluación del Desempeño Sísmico de un pabellón de 3 niveles en la I.E Miguel Grau Seminario del C.P El Porvenir distrito de Querecotillo, provincia de Sullana, departamento de Piura

Línea de Investigación: Ingeniería de la Construcción,
Ingeniería Urbana, Ingeniería Estructural

Sub Línea de Investigación: Estructuras y Materiales

Autores:

Alzamora Calle, Julio Cesar
Castro Hidalgo, Lilibeth

Jurado evaluador:

Presidente : Alanoca Quenta, Angel Fredy
Secretario : Cancino Rodas, Cesar Leonidas
Vocal : Galicia Guarniz, William Conrad

Asesor:

Moran Guerrero, Victor Manuel

Código Orcid: <https://orcid.org/0000-0001-8125-7462>

PIURA – PERÚ

2024

Fecha de sustentación: 2024/07/12

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE ESTUDIO DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Evaluación del Desempeño Sísmico de un pabellón de 3 niveles en la I.E Miguel Grau Seminario del C.P El Porvenir distrito de Querecotillo, provincia de Sullana, departamento de Piura

Línea de Investigación: Ingeniería de la Construcción,
Ingeniería Urbana, Ingeniería Estructural

Sub Línea de Investigación: Estructuras y Materiales

Autores:

Alzamora Calle, Julio Cesar

Castro Hidalgo, Lilibeth

Jurado evaluador:

Presidente : Alanoca Quenta, Angel Fredy

Secretario : Cancino Rodas, Cesar Leonidas

Vocal : Galicia Guarniz, William Conrad

Asesor:

Moran Guerrero, Victor Manuel

Código Orcid: <https://orcid.org/0000-0001-8125-7462>

PIURA – PERÚ

2024

Fecha de sustentación: 2024/07/12

2. Informe de Tesis Br. Alzamora Calle y Br. Castro Hidalgo 1.docx

INFORME DE ORIGINALIDAD

9%	9%	0%	2%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	tesis.pucp.edu.pe Fuente de Internet	7%
2	repository.unimilitar.edu.co Fuente de Internet	3%

Excluir citas Activo
Excluir bibliografía Activo

Excluir coincidencias < 2%

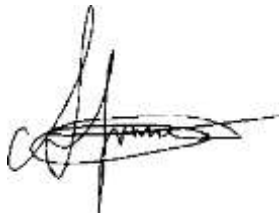


DECLARACIÓN DE ORIGINALIDAD

Yo, Moran Guerrero Victor Manuel, docente del Programa de Estudio de Ingeniería Civil de la Universidad Privada Antenor Orrego, asesor de la tesis de investigación titulada “Evaluación del desempeño sísmico de un pabellón de 3 niveles en la I.E Miguel Grau Seminario del C.P El Porvenir distrito de Querecotillo, provincia de Sullana, departamento de Piura”, del (los) autor (es) Alzamora Calle, Julio César y Castro Hidalgo, Lilibeth, dejo constancia de los siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud del 9 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software Turnitin el día 04 de junio del 2024.
- He revisado con detalle dicho reporte de la tesis “Evaluación del desempeño sísmico de un pabellón de 3 niveles en la I.E Miguel Grau Seminario del C.P El Porvenir distrito de Querecotillo, provincia de Sullana, departamento de Piura”, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las normas establecidas por la Universidad.

Piura, 05 de Junio del 2024.



Alzamora Calle, Julio Cesar
DNI: 71619136



Castro Hidalgo, Lilibeth
DNI: 71936603



Moran Guerrero, Victor Manuel

DNI: 00241113

ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-8125-7462>



DEDICATORIA

A Dios, por darme todo lo necesario para lograr y seguir logrando cada meta que me proponga. Por cuidar de mis seres queridos que son lo más importante que tengo, y ponerme siempre en el camino correcto.

A mis padres, por enseñarme e inculcarme los principios y valores necesarios para afrontar con integridad y buen carácter cada situación de mi vida. Por estar conmigo en los buenos y malos momentos apoyándome con su amor y comprensión, por sus esfuerzos y sacrificios que pasan cada día por verme seguir cumpliendo mis metas.

A mis hermanos, por estar conmigo cuando más los necesité, a mi mejor amiga y compañera Lilibeth Castro por apoyarme y confiar en mi durante todo este camino, ayudándonos mutuamente seguiremos logrando nuestros objetivos.

A mis abuelos, amigos y mi fiel compañero que, aunque ya no está presente, siempre ha sido una motivación importante para seguir adelante con mi vida.

Br. Julio Cesar Alzamora Calle

DEDICATORIA

A Dios, porque siempre ha sabido guiarme por el buen camino y me acompaña en cada aventura de mi vida protegiéndome con sus bendiciones y manteniéndome segura ante cualquier peligro.

A mi padre, Santos Castro Z., por siempre motivarme a alcanzar mis sueños, por impulsarme a ser mejor persona y profesional, por inculcarme tantos valores y consejos de la cual estaré agradecida toda mi vida, y aunque ya no esté presente su recuerdo siempre estará en mi corazón.

A mi madre, Estali Hidalgo, por siempre estar a mi lado en cada momento de mi vida, por su apoyo, amor y comprensión, le agradezco tanto que no hay palabras para expresar el inmenso agradecimiento que siento porque este logro es gracias a ti, por ti y para ti.

A mis hermanos, Andry y Arnold, porque siempre me han brindado su apoyo constante, sus consejos y han sido excelentes modelos a seguir en mi vida, y a pesar de la distancia que podamos llegar a estar sé que siempre estaremos unidos.

A mi gran amigo y fiel compañero, Julio C. Alzamora, agradezco su amistad y por siempre estar a mi lado en cada bueno y mal momento de mi vida desde que iniciamos nuestra etapa universitaria hasta ahora, sé que vamos a lograr todas nuestras metas y ser unos grandes profesionales.

A mis familiares, tíos, primos, sobrinos y amigos que de una u otra manera siempre me apoyan y confían en mí.

Br.Lilibeth, Castro Hidalgo.

AGRADECIMIENTO

Para empezar, queremos agradecer a Dios por cuidarnos, protegernos y mantenernos siempre bien de salud a nosotros y a nuestras familias, por darnos la fortaleza y sabiduría para afrontar duras situaciones en nuestra toma de decisiones para cada reto que se nos pueda presentar en nuestras vidas mostrándonos enseñanzas que nos ayuden en nuestro desarrollo profesional y personal con el objetivo de alcanzar nuestras metas con éxito.

Por consiguiente, queremos agradecer a las personas más importantes en nuestras vidas, nuestros padres, ya que gracias a ellos es que estamos dónde estamos ahora. Cada enseñanza, cada gesto de amor, cada ayuda incondicional, cada motivación, su apoyo moral y todo su esfuerzo por vernos lograr nuestras metas y desarrollarnos como profesionales. Siempre estaremos inmensamente agradecidos ante tan majestuoso gesto y este proyecto es por ellos y para ellos, nuestros logros son los suyos.

También, agradecemos a nuestro asesor de tesis el Ing. Victor Manuel Moran Guerrero y al Ing. Stewart Yaroshenko Lopez Otiniano, por su apoyo en este proceso y a su vez su tiempo dedicado con nosotros y este proyecto.

Finalmente, agradecer a nuestra casa de estudios, la Universidad Privada Antenor Orrego por brindarnos una buena calidad de enseñanza forjándonos en nuestro camino profesional y a su vez a nuestros docentes, que nos acompañaron a lo largo de nuestros cinco años de estudio, por sus conocimientos impartidos en clases el cual nos han permitido desenvolvemos profesionalmente y seguir adelante en nuestras metas profesionales y personales.

Br. Julio Cesar Alzamora Calle

Br. Lilibeth Castro Hidalgo

RESUMEN

El presente trabajo de investigación titulado “EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN PABELLÓN DE 3 NIVELES EN LA I.E MIGUEL GRAU SEMINARIO DEL C.P EL PORVENIR DISTRITO DE QUERECOTILLO, PROVINCIA DE SULLANA, DEPARTAMENTO DE PIURA”, tiene como objetivo evaluar el desempeño sísmico de un pabellón escolar tipo 780 para generar una mejor comprensión sobre el comportamiento sísmico de este tipo de módulos, ya que se observaron deficiencias en el informe técnico con respecto a la especialidad de estructuras los cuales tienen que ver en mayor parte al diseño y sistema estructural de la edificación propuesta inicialmente. Este tipo de módulos clásicos en infraestructuras educativas a lo largo de los años han mejorado en cuanto a su diseño y análisis estructural logrando resolver la mayoría de problemas que pueda presentar la infraestructura ante distintos eventos sísmicos; es por ello, que existen criterios técnicos establecidos específicamente para este tipo de estructuras que facilitan su análisis y diseño, sin haber inconvenientes en la concepción de la edificación. Sin embargo, una mala gestión e interpretación de dichos criterios puede resultar en un desempeño no deseado.

A raíz de lo antes mencionado, se realizó la evaluación del desempeño sísmico del pabellón utilizando el análisis estático no lineal y el método espectro de capacidad (MEC) modificado por el FEMA 440. Para realizar el análisis estático no lineal, se modeló la estructura haciendo uso del programa ETABS donde se asignaron a los elementos estructurales rótulas plásticas del tipo distribuida y tipo fibra en los muros para representar la inelasticidad de los elementos y obtener las curvas de capacidad en ambas direcciones con la aplicación de un patrón de cargas proporcional al modo fundamental de vibración. El cálculo del punto de desempeño se realizó mediante la superposición de la curva de capacidad de la estructura y la curva de demanda correspondientes a varios niveles sísmicos establecidos por el ATC-40. Por último, se procedió a realizar la evaluación para cada punto de desempeño obtenido verificando que el nivel de daño a los elementos estructurales se encuentre dentro de lo aceptable para luego establecer matrices de desempeño los cuales fueron evaluadas con los objetivos de desempeño básico establecidos en el ASCE 41-17 adaptados del Comité VISION 2000.

Como resultado se concluyó que, en ambas direcciones la edificación no cumple con los objetivos de desempeño establecidos, por el hecho de que el sistema y diseño estructural propuestos no son los adecuados para este tipo de módulos, siendo la dirección transversal la más perjudicada induciendo a la estructura a comportamiento sísmico inestable.

Es por ello que, se realizó una serie de recomendaciones que complementarían al análisis y diseño para este tipo de edificaciones ayudando a obtener un buen comportamiento y respuestas ante distintas ocurrencias sísmicas.

Palabras claves: Desempeño sísmico, Eventos sísmicos, Análisis estático no lineal, Rótulas plásticas tipo distribuida y tipo fibra, Curvas de capacidad, Punto de desempeño, Curva de demanda y Matrices de desempeño.

ABSTRACT

The present research work entitled "EVALUATION OF THE SEISMIC PERFORMANCE OF A 3-LEVEL PAVILION IN THE I.E MIGUEL GRAU SEMINARIO OF THE CP THE PORVENIR DISTRICT OF QUERECOTILLO, PROVINCE OF SULLANA, DEPARTMENT OF PIURA", have as a objective to evaluate the seismic performance of a pavilion type 780 school to generate a better understanding of the seismic behavior of this type of modules, since deficiencies were observed in the technical report with respect to the specialty of structures, which have to do mostly with the configuration and structural system of the initially proposed building. This type of classic modules in educational infrastructures over the years have improved in terms of their design and structural analysis, managing to solve most of the problems that the infrastructure may present in the face of different seismic events; It is for this reason that there are technical criteria established specifically for this type of structure that facilitates its analysis and design, without having drawbacks in the design of the building. However, mismanagement and misinterpretation of these criteria can result in undesired performance.

As a result of the aforementioned, the evaluation of the seismic performance of the pavilion was carried out using the nonlinear static analysis and the capacity spectrum method (MEC) modified by FEMA 440. To carry out the nonlinear static analysis, the structure was modeled by ETABS program where plastic hinges of the distributed type and fiber type were assigned to the structural elements in the walls to represent the inelasticity of the elements and obtain the capacity curves in both directions with the application of a load pattern proportional to the fundamental mode of vibration. The calculation of the performance point was made by superimposing the capacity curve of the structure and the demand curve corresponding to various seismic levels established by ATC-40. Finally, the evaluation was carried out for each performance point obtained, verifying that the level of damage to the structural elements is within what is acceptable to then establish performance matrices which were evaluated with the basic performance objectives established in the ASCE 41-17 adapted from the VISION 2000 Committee.

As a result, it was concluded that, in both directions, the building doesn't meet the established performance objectives, due to the fact that the proposed system and structural design are not adequate for this type of module, with the transversal direction being the most affected, inducing the structure to unstable seismic behavior.

That is why, a series of recommendations were made that would complement the analysis and design for this type of buildings, helping to obtain good behavior and responses to different seismic events.

Keywords: Seismic performance, Seismic events, Nonlinear static analysis, Distributed type and fiber type plastic hinges, Capacity curves, Performance point, Demand curve and Performance matrices.

PRESENTACIÓN

Señores miembros del jurado:

De conformidad y en cumplimiento con los requisitos estipulados en el reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada Antenor Orrego, ponemos a vuestra disposición la presente tesis titulada: **“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN PABELLÓN DE 3 NIVELES EN LA I.E MIGUEL GRAU SEMINARIO DEL C.P EL PORVENIR DISTRITO DE QUERCOTILLO, PROVINCIA DE SULLANA, DEPARTAMENTO DE PIURA”** para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.

El contenido de la presente tesis ha sido desarrollado de acuerdo a los lineamientos establecidos en las normas, FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, ASCE 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4, RNE E.030 Diseño Sismorresistente y de los conocimientos inculcados a lo largo de nuestra carrera universitaria.

ÍNDICE

DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vii
RESUMEN	viii
ABSTRACT	x
PRESENTACIÓN.....	xii
I. INTRODUCCIÓN.....	22
1.1 Problema de Investigación	22
1.2 Formulación del problema	25
1.3 Objetivos	26
1.3.1 Objetivo General	26
1.3.2 Objetivos Específicos.....	26
1.4 Justificación del Estudio	26
II. MARCO DE REFERENCIA	27
2.1 Antecedentes del Estudio.....	27
2.1.1 Antecedentes Nacionales.....	27
2.1.2 Antecedentes Internacionales	30
2.2 Marco Teórico.....	32
2.2.1 Comportamiento sísmico estructural.....	32
2.2.2 Análisis sísmico de una estructura.....	32
2.2.3 Visión general del análisis sísmico inelástico.....	33
2.2.4 Desempeño sísmico de estructuras	34
2.2.4.1 Comité Vision 2000 (SEAOC 1995)	34
2.2.4.2 ATC – 40 (1996)	35
2.2.4.3 FEMA 273 y 274.....	36
2.2.5 Análisis estático no lineal	37
2.2.5.1 Curva de capacidad.....	38
2.2.5.2 Curva de demanda	40

2.2.5.3 Simplificación bilineal de la curva de capacidad	40
2.2.6 Punto de desempeño para diferentes demandas.....	41
2.2.6.1 Método Linealización Equivalente (FEMA 440)	42
2.2.6.2 Cálculo del punto de desempeño mediante el	47
MLE (FEMA 440)	
2.2.7 Fallas comunes por sismo en las edificaciones	51
2.3 Marco Conceptual	53
2.4 Hipótesis.....	68
2.5 Variables e Indicadores	68
III. METODOLOGÍA EMPLEADA	69
3.1 Tipo y nivel de Investigación.....	69
3.2 Población y muestra de estudio.....	69
3.3 Diseño de Investigación	69
3.4 Técnicas e instrumentos de investigación	70
3.5 Procesamiento y análisis de datos	70
IV. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	71
4.1 Modelo analizado	71
4.2 Comportamiento estructural	75
4.2.1 Variables en el rango elástico	75
4.2.1.1 Características elásticas de los materiales	76
4.2.1.2 Cargas consideradas.....	76
4.2.1.3 Parámetros sísmicos y cálculo de la demanda.....	77
4.2.1.4 Modelamiento estructural lineal	78
4.2.1.5 Resultados del análisis lineal.....	80
4.2.2 Variables en el rango inelástico	81
4.2.2.1 Características inelásticas de los materiales	81
4.2.2.2 Diagrama momento - curvatura	85
4.2.3 Modelo no lineal de la estructura	85

4.2.3.1 Rótulas plásticas en vigas y columnas	86
4.2.4 Análisis estático no lineal (Pushover)	91
4.2.4.1 Cargas gravitacionales	91
4.2.4.2 Patrones de cargas laterales	92
4.2.4.3 Desplazamiento del nudo de control.....	93
4.2.4.4 Curva de capacidad de la estructura	94
4.2.5 Cálculo y evaluación del punto de desempeño	98
V. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS	106
5.1 Verificación de rotaciones	106
5.2 Fuerzas cortantes para diferentes demandas	132
5.3 Rigidez efectiva de la estructura.....	133
5.4 Ductilidad para diferentes demandas	134
5.5 Niveles y objetivos de desempeño	135
CONCLUSIONES	136
RECOMENDACIONES	142
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	143
ANEXOS.....	147

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Fórmulas empíricas para determinar L_p	65
Tabla 2. Operacionalización de variable independiente	67
Tabla 3. Operacionalización de variable dependiente.....	68
Tabla 4. Modos de vibración masas participativas de la estructura	79
Tabla 5. Desplazamientos y distorsiones en la dirección X.....	79
Tabla 6. Desplazamientos y distorsiones en la dirección Y.....	80
Tabla 7. Parámetros del acero de refuerzo	81
Tabla 8. Parámetros del concreto sin confinar	82
Tabla 9. Parámetros del concreto confinado	83

Tabla 10. Niveles de sismo	98
Tabla 11. Desempeño para diferentes niveles de sismo dirección longitudinal +	103
Tabla 12. Desempeño para diferentes niveles de sismo dirección longitudinal –	104
Tabla 13. Desempeño para diferentes niveles de sismo dirección transversal +	105
Tabla 14. Desempeño para diferentes niveles de sismo dirección transversal -	105
Tabla 15. Respuesta de rotula plástica en viga para sismo moderado dirección X	107
Tabla 16. Respuesta de rotula fibra en columna para sismo moderado dirección X	109
Tabla 17. Respuesta de rotula fibra en viga para sismo moderado dirección Y	111
Tabla 18. Nivel de daño en los elementos según los criterios de aceptación.....	112
Tabla 19. Respuesta de rotula plástica en viga para sismo diseño dirección X	114
Tabla 20. Respuesta de rotula fibra en columna T para sismo raro dirección X	116
Tabla 21. Respuesta de rotula fibra en viga para sismo raro dirección Y	118
Tabla 22. Respuesta de rotula fibra en placa para sismo raro dirección Y	119
Tabla 23 Nivel de daño en los elementos según los criterios de aceptación	121
Tabla 24 Respuesta de rotula plástica en viga para sismo muy raro dirección X	123
Tabla 25 Respuesta de rotula fibra en columna T para sismo muy raro dirección X	124
Tabla 26 Respuesta de rotula fibra en viga para sismo muy raro dirección Y	127
Tabla 27 Respuesta de rotula fibra en placa para sismo muy raro dirección Y	128
Tabla 28 Nivel de daño en los elementos según los criterios de aceptación	130
Tabla 29 Rigidez efectiva	132

Tabla 30 Demanda de ductilidad para diferentes niveles de sismo	132
---	-----

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Proceso de interacción entre placa.....	22
Figura 2. Niveles de desempeño sísmico según su importancia	25
Figura 3. Procedimiento para análisis inelásticos	33
Figura 4. Niveles de amenaza sísmica según propuesta del SEAOC	35
Figura 5. Niveles de desempeño sísmico según propuesta del SEAOC	35
Figura 6. Combinaciones de niveles de desempeño estructural y no estructural.....	36
Figura 7. Secuencia del proceso de análisis Pushover.....	37
Figura 8. A. Pushover considerando diferentes patrones de carga	38
Figura 9. Curva de capacidad	39
Figura 10. Curva de demanda	40
Figura 11. Simplificación bilineal de curva capacidad	41
Figura 12. Método Espectro de Capacidad.....	41
Figura 13. Método de la Linealización Equivalente FEMA 440	42
Figura 14. Formas modales fundamentales en pórtico	43
Figura 15. Curva de espectro de capacidad (ADRS)	44
Figura 16. Curva de espectro de capacidad (ADRS)	45
Figura 17. Espectro de capacidad y espectro demanda inicial (ADRS)	46
Figura 18. Representación bilineal del espectro capacidad	46
Figura 19. Desplazamiento máximo estimado (iteración directa)	49
Figura 20. Desplazamiento máximo estimado (Procedimiento B)	50
Figura 21. Posibles puntos de desempeño (Procedimiento C)	51
Figura 22. Sistema estructural de un edificio de concreto armado	52
Figura 23. Curvas esfuerzo – deformación de concreto sometidos a carga axial.....	57
Figura 24. Bloque equivalente de esfuerzos de Whitney	58

Figura 25. Modelo del concreto confinado de Mander	59
Figura 26. Parámetros del modelo de Mander	60
Figura 27. Ábaco de Mander para determinar el factor de confinamiento k_e	60
Figura 28. Modelo de Kent y Park.....	61
Figura 29. Modelo bilineal del acero	62
Figura 30. Modelo con zona de endurecimiento lineal	62
Figura 31. Modelo con zona de endurecimiento de curva.....	63
Figura 32. Modelos de plasticidad concentrada y distribuida	64
Figura 33. Idealización del daño equivalente	65
Figura 34. Elementos primarios y secundarios	66
Figura 35. Plano de arquitectura del módulo escolar de 3 pisos.....	71
Figura 36. Plano de encofrados para módulo escolar de 3 pisos	73
Figura 37. Columnas para módulo escolar de 3 pisos	73
Figura 38. Vigas para módulo escolar de 3 pisos	73
Figura 39. Dimensión de la placa para módulo escolar de 3 pisos	74
Figura 40. Espectros inelásticos de demanda sísmica para cada dirección	76
Figura 41. Planta típica del módulo de aulas de 3 pisos	78
Figura 42. Modelo estructural 3D del módulo de aulas de 3 pisos.....	78
Figura 43. Modelo del comportamiento del acero	81
Figura 44. Modelo del concreto sin confinar	82
Figura 45. Modelo del concreto confinado	83
Figura 46. Diagrama momento curvatura y representación bilineal de la viga analizada (VS101)	84
Figura 47. Curva de Momento – Rotación de viga analizada (VS101)	85
Figura 48. Asignación de rótulas plásticas en vigas	86
Figura 49. Asignación de rótula tipo Fibra en columna T	86
Figura 50. Longitudes de rótulas plásticas según distintos investigadores	87
Figura 51. Longitud de plasticidad en vigas y columnas	88
Figura 52. Refuerzo de muros en concreto.....	89
Figura 53. Asignación de rótulas en muros de concreto	89

Figura 54. Caso de carga estática gravitacional no lineal	91
Figura 55. Caso de carga lateral estática no lineal	92
Figura 56. Asignación del desplazamiento y del nodo de control	93
Figura 57. Curva de capacidad en dirección X	94
Figura 58. Curva de capacidad – Simplificación Bilineal en dirección X	94
Figura 59. Curva de capacidad en dirección Y	95
Figura 60. Curva de capacidad – Simplificación Bilineal en dirección Y	95
Figura 61. Estado de rótulas plásticas en punto de rotura (X-X)	96
Figura 62. Estado de rótulas plásticas en punto de rotura (Y-Y)	97
Figura 63. Curvas Espectros de Capacidad en dirección X y en Y	98
Figura 64. Espectro elástico para diferentes niveles de sismo	99
Figura 65. Punto de desempeño según FEMA 440 (X-X) (SD)	100
Figura 66. Punto de desempeño según FEMA 440 (Y-Y) (SD)	101
Figura 67. Niveles de desempeño sísmico de un edificio (SEAOC)	102
Figura 68. Sectorización de la curva de capacidad según los niveles de daño propuestos por el ATC – 40 (adaptada del SEAOC)	102
Figura 69. Niveles de desempeño en curva de capacidad.....	103
Figura 70. Puntos de desempeño en dirección longitudinal +.....	103
Figura 71. Puntos de desempeño en dirección longitudinal -.....	104
Figura 72. Puntos de desempeño en dirección transversal +	104
Figura 73. Puntos de desempeño en dirección transversal -	105
Figura 74. Estado de rótulas plásticas dirección X para un desplazamiento objetivo de 2.5cm	106
Figura 75. Respuesta de Rotula plástica en Viga de (25x50) para un sismo moderado (X-X)	107
Figura 76. Respuesta de Rotula fibra en Columna T para un sismo moderado (X-X)	108
Figura 77. Estado de fibra de concreto más alejado a esfuerzo de compresión para un sismo moderado (X-X) col. T	109
Figura 78. Estado de fibra de acero más alejado a esfuerzo de tracción para un sismo moderado (X-X) col. T	110

Figura 79. Estado de rotulas plásticas dirección Y para un desplazamiento objetivo de 2.1cm	110
Figura 80. Respuesta de Rotula fibra en Viga de (25x50) para un sismo moderado (Y-Y)	111
Figura 81. Estado de fibra de concreto más alejado a esfuerzo de compresión para un sismo moderado (Y-Y) VP102	112
Figura 82. Estado de fibra de acero más alejado a esfuerzo de tracción para un sismo moderado (Y-Y) VP102	112
Figura 83. Estado de rotulas plásticas dirección X para un desplazamiento objetivo de 5.8cm	113
Figura 84. Respuesta de Rotula plástica en Viga de (25x50) para un sismo raro (X-X).	114
Figura 85. Respuesta de Rotula Fibra en Columna T para un sismo raro (X-X)	115
Figura 86. Estado de fibra de concreto más alejado a esfuerzo de compresión para un sismo raro (X-X) col. T	116
Figura 87. Estado de fibra de acero más alejado a esfuerzo de tracción para un sismo raro (X-X) col. T	117
Figura 88. Estado de rótulas Tipo fibra dirección Y para un desplazamiento objetivo de 4.2cm	117
Figura 89. Respuesta de Rotula Fibra en Viga de (25x50) para un sismo raro (Y-Y)	118
Figura 90. Estado de fibra de concreto más alejado a esfuerzo de compresión para un sismo raro (Y-Y) VP102	119
Figura 91. Estado de fibra de acero más alejado a esfuerzo de tracción para un sismo raro (Y-Y) VP102	120
Figura 92. Respuesta de Rotula Fibra en placa para un sismo raro (Y-Y)	120
Figura 93. Estado de fibra de concreto más alejado a compresión para un sismo raro (Y-Y)	121
Figura 94. Estado de fibra de acero más alejado a tracción para un sismo raro (Y-Y)	122
Figura 95. Estado de rotulas plásticas dirección X para un desplazamiento objetivo de 11.0cm	123
Figura 96. Respuesta de Rotula plástica en Viga de (25x50) para un sismo muy raro (X-X)	124

Figura 97. Respuesta de Rotula Tipo Fibra en Columna T para un sismo muy raro (X-X)	125
Figura 98. Estado de fibra de concreto más alejado a compresión para un sismo muy raro (X-X)	126
Figura 99. Estado de fibra de acero más alejado a tracción para un sismo muy raro (X-X)	126
Figura 100. Estado de rotulas tipo fibra dirección Y para un desplazamiento objetivo de 6.4cm	127
Figura 101. Respuesta de Rotula Fibra en Viga de (25x50) para un sismo muy raro (Y-Y)	128
Figura 102. Estado de fibra de concreto más alejado a esfuerzo de compresión para un sismo muy raro (Y-Y) VP102	129
Figura 103. Estado de fibra de acero más alejado a esfuerzo de tracción para un sismo muy raro (Y-Y) VP102	129
Figura 104. Respuesta de Rotula fibra en placa para un sismo muy raro (Y-Y)	130
Figura 105. Estado de fibra de concreto más alejado a compresión para un sismo muy raro (Y-Y) PL	131
Figura 106. Estado de fibra de acero más alejado a tracción para un sismo muy raro (Y-Y) PL	131
Figura 107: Fuerzas cortantes máximas dirección X	133
Figura 108: Fuerzas cortantes máximas dirección Y	133
Figura 109. Objetivos básicos de desempeño para estructuras nuevas (BPON)	135
Figura 110. Matriz de desempeño estructural.....	135
Figura 111. Objetivos de desempeño sísmico según SEAOC	136
Figura 112. Matriz Desempeño sísmico Dirección X	136
Figura 113. Matriz de desempeño Sísmico Dirección Y.....	136

I. INTRODUCCIÓN

1.1 Problema de Investigación

En el mundo, existen varios tipos de límites de placas que interactúan de distinta forma y son la principal causa de las actividades sísmicas y volcánicas más relevantes que se han presentado. El 90% de los sismos se producen en las costas del Océano Pacífico (Anillo de Fuego) por el hecho de que existen límites de placas, continentales y oceánicas, que chocan y convergen entre sí generando varias zonas de subducción ocasionando una intensa actividad sísmica (USGS,2020).

La experiencia de los últimos acontecimientos sísmicos en el mundo ha demostrado un mayor enfoque en cuanto a las recopilaciones de diseño sísmico hasta ahora aplicados, además señala que el desempeño sísmico de una edificación durante un sismo no está dado de manera explícita en estos reglamentos; lo cual no conlleva a un eficiente control y análisis en la aplicación de la filosofía sismorresistente. (Bertero, 1992).

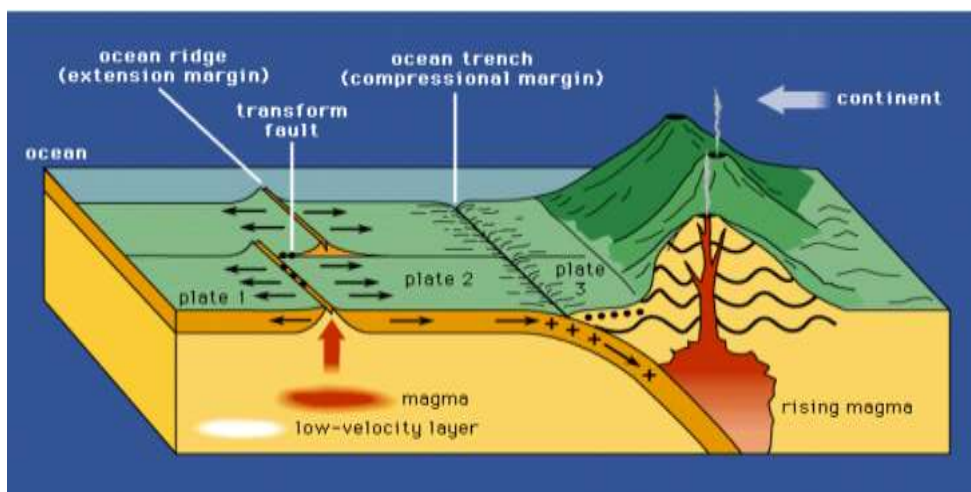


Figura 1. Proceso de interacción entre placas.

Fuente: Modernización de la enseñanza y aprendizaje en la asignatura de la Ingeniería Antisísmica, Goytia I. y Villanueva R., 2001.

La mayoría de las metodologías utilizadas en la evaluación y proyecciones para el diseño sísmico, sólo consideran un nivel de movimiento del terreno en donde se especula que los materiales entran en un estado inelástico sin que la estructura colapse, es por ello que estas

raramente reconocen que pueda ocurrir daños sustanciales en los elementos estructurales asociados a sismos de mayor intensidad. En tal sentido, se requiere definir múltiples niveles de desempeño como una maniobra para plantear nuevas alternativas aceptables de evaluación y diseño. (Salvador, 2002, p.65)

En el Perú, se percibe una escasa presencia de acontecimientos sísmicos debido a que existe una acumulación de energía concentrada en el territorio nacional a lo largo de todos estos años. Según el presidente ejecutivo del Instituto Geofísico del Perú (IGP), expone que la experiencia nos ha dicho siempre que, del total de sismos registrados en un año el 70% ocurre frente a la costa peruana, y que el mayor porcentaje se da en la región sur y centro del Perú. Es decir, la zona costera de Lima, Ica, Arequipa, Moquegua y Tacna. (Tavera, 2021).

Sin embargo, según los especialistas en estudios geofísicos aseguran que hay una alta probabilidad de que en cualquier momento se produzca un gran terremoto que no sólo afectaría a la costa peruana, sino también algunos sectores de la región sierra. Es por ello que, al considerar varios niveles de desempeño sísmico para la evaluación de diseños estructurales sismorresistentes en cualquier proyecto de edificación, ya sea en el ámbito de educación, vivienda, salud, etc., resulta conveniente puesto que proporciona una mejor representación de la respuesta sísmica de la edificación con el propósito de que se permita una correcta toma de decisiones respecto a su diseño final y poder mejorar el comportamiento esperado durante un sismo ante diferentes niveles de movimientos como también poder reducir la incertidumbre de los diseños establecidos en las normativas vigentes. (Salvador, 2002, p.65)

Nuestra región Piura cuenta con una gran cantidad de edificaciones que desde las últimas décadas hasta la actualidad han sido diseñadas aplicando la filosofía de la norma peruana de diseño sismorresistente, E.030, donde se establece que una estructura no debe colapsar ni causar daños graves a las personas debido al daño sísmico severo y debería soportar sismos moderados con posibles daños dentro de los límites aceptables; más no establece una metodología en el cual se pueda verificar

el cumplimiento de esta filosofía. Por ende, en su mayoría se llegan a realizar análisis no lineales en donde se pueda evaluar el comportamiento inelástico de la estructura después del diseño final proporcionando márgenes aceptables de daño que puedan definir su desempeño ante acciones sísmicas relevantes. (Barreto y Zamayani, 2017, pág. 29).

Por lo general, en la mayoría de los proyectos de edificaciones en nuestra región y alrededor del país se suele aplicar el método tradicional de diseño en el cual se evalúa a partir de un análisis lineal y no prevén los efectos del movimiento a lo largo del tiempo, mucho menos cuando la estructura comienza a experimentar un estado inelástico, esto se ve reflejado cuando se utilizan distintos factores para el diseño de los componentes estructurales donde el material no considera la posibilidad de alterar la sección transversal con el tiempo y a medida que aumentan los indicadores de carga, aceleración, corte y/o desplazamiento. Es por ello, que comprender el rendimiento y comportamiento de cada material cuando se somete a ciclos o cambios de carga y descarga durante un sismo resulta necesario en el cálculo estructural al menos en aquellas donde se clasifique a la edificación de importancia esencial. (Vergara y Zevallos, 2015, pág. 2).

El desempeño requerido para cada estructura puede variar según la función y la importancia del edificio. Por ejemplo, un colegio, al ser una edificación que debe continuar con su funcionalidad después de un sismo, tiene que producir un número reducido de rótulas plásticas en relación a las que puede ser capaz de presentar. Como resultado, la estructura mantiene un bajo grado de deterioro, la rigidez se degrada menos y su mantenimiento es económicamente beneficioso. Por otro lado, una estructura más pequeña, tal es el caso de una vivienda, puede perder rigidez y mayor cantidad de rótulas plásticas mientras se conserva la estabilidad y evita el colapso estructural. Entonces, analizándolo desde un punto de vista económico y según su funcionalidad, es imprescindible distinguir qué niveles de desempeño sísmico corresponden a cada edificación. Es así que el Comité VISION 2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, 1995) especificó los

niveles de desempeño sísmico según la categoría de las edificaciones. (Asmat, 2016, pág. 11).

Sismo Considerado		Niveles de desempeño			
Ocurrencia	T_R (años)	Completamente operativo	Operativo	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Frecuente	45	Edificación Común			
Ocasional	75	Edificación Esencial	Edificación Común		
Raro	475	Edificación Crítica	Edificación Esencial	Edificación Común	
Muy raro	970	Edificación Crítica	Edificación Crítica	Edificación Esencial	Edificación Común

Figura 2. Niveles de desempeño sísmico según su importancia.

Fuente: Disposiciones Sísmicas de Diseño y Análisis en base a desempeño aplicables a edificaciones de concreto armado, Asmat G., 2016, pág. 11.

Es por todo lo mencionado que se desea evaluar su desempeño sísmico con la finalidad de mejorar la infraestructura educativa de los módulos tipo 780. A través del análisis no lineal estático, se realizará la evaluación por desempeño con los lineamientos del diseño sismorresistente para establecer las verificaciones necesarias que nos den a conocer el mecanismo de falla de cada material, y de tal manera poder optimizar el funcionamiento de este tipo de estructuras, esto para con el beneficio y mejoramiento del servicio educativo que tendrán nuestras futuras generaciones mediante una infraestructura que garantice la continuidad según la filosofía sismorresistente.

1.2 Formulación del Problema

¿Cuál será el desempeño sísmico de un pabellón de 3 niveles de la IE Miguel Grau Seminario del Centro Poblado el Porvenir, distrito de Querecotillo, provincia de Sullana, departamento de Piura?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Evaluar el desempeño sísmico de un pabellón de 3 niveles en la I.E Miguel Grau Seminario del C.P El Porvenir - distrito de Querecotillo, provincia de Sullana, departamento de Piura.

1.3.2 Objetivos Específicos

- ✓ Obtener la curva capacidad de la estructura atreves del análisis estático no lineal (Pushover) con la finalidad de definir la respuesta de sus elementos y su mecanismo de falla.
- ✓ Establecer la representación bilineal y encontrar los puntos de control, es decir, capacidad de cedencia y capacidad última, mediante la metodología propuesta por el ATC-40.
- ✓ Obtener los puntos de desempeño a través de la metodología de la linealización equivalente propuesta por FEMA 440 para definir la respuesta de la estructura ante diferentes niveles de sismo.
- ✓ Evaluar los criterios que definen el comportamiento de los componentes estructurales de acuerdo al desempeño obtenido asociados a distintas ocurrencias sísmicas según los lineamientos del ASCE 41-17.

1.4 Justificación del estudio

Técnicamente el presente proyecto se enfoca en el aporte hacia el desarrollo y construcción de edificaciones destinadas al uso educativo con diseño estructural sismorresistente, ya que el bloque que se plantea evaluar para su mejoramiento cuenta con más de 30 años de antigüedad presentando rajaduras en la mayor parte de las paredes que forman parte importante del sistema estructural inicialmente propuesto, e igualmente los techos de calamina y fibrocemento presentan imperfecciones, por ende la infraestructura actual no garantiza la seguridad, protección, habitabilidad y confort para la comunidad educativa.

En el ámbito económico, se sabe que el desarrollo de estos tipos de proyectos conlleva a un gasto de capital importante para el estado peruano y algunas veces suele suceder de que el monto inicial de la obra es

insuficiente para la ejecución del proyecto generando plazos de obra que atrasan y dificultan mayormente el proceso constructivo. Es por ello, que se buscó llevar a cabo la idea de que los bloques de pabellones, siendo los que más capital requieren, se realicen de una manera económicamente viable y segura sísmicamente para que reduzcan en lo menor posible el riesgo de presentar plazos de obras.

Socialmente, se justifica que, la educación es uno de los pilares fundamentales que permiten el desarrollo de una sociedad. Resulta complejo implementar sistemas educativos dinámicos cuyos compromisos y metas se vean reflejados en el bien común de una sociedad, donde la persona no solo aprenda aspectos académicos, sino que sean los valores los generadores de estos cambios.

Dentro de la política de desarrollo del actual gobierno nacional, se viene apostando por mejorar la educación tanto en el aspecto curricular como en la infraestructura y por medio del Ministerio de Educación (MINEDU) en apoyo a los Gobiernos Locales, se ha iniciado esta transformación en la educación con el Mejoramiento de la Infraestructura Educativa del ámbito urbano y sub urbano, es por tal motivo necesario realizar la evaluación por desempeño del diseño estructural del pabellón que se planeó construir para la mejora de la infraestructura.

II. MARCO DE REFERENCIA

2.1 Antecedentes del estudio

2.1.1 Antecedentes Nacionales

- Asmat (2016), en su tesis titulada “Disposiciones sísmicas de diseño y análisis en base a desempeño aplicables a edificaciones de concreto armado”, de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, estudió de manera general dos temas, los lineamientos del diseño y los lineamientos del análisis estructural, ambos aplicables a edificaciones de concreto armado sometidas a cargas sísmicas severas; entre los lineamientos de diseño se trataron los criterios sobre estructuración y diseño de elementos estructurales, mientras

que entre los lineamientos de análisis se trataron los procedimientos más comunes, como el análisis modal espectral, análisis Pushover y Tiempo Historia, para luego de manera aplicativa realizar el estudio del comportamiento inelástico a una estructura de un colegio de 3 pisos, en el cual se evaluaron los criterios de diseño sismorresistente así como también los análisis lineales y no lineales antes mencionados con la finalidad de definir el nivel de desempeño en que se encontraría la estructura ante un sismo severo.

APORTE: Esta investigación nos brinda las herramientas necesarias de análisis y diseño aplicables a edificaciones de concreto armado que nos permitan garantizar un comportamiento inelástico adecuado tal que se cumpla con el nivel de desempeño deseado.

- Chacón y Paz (2016), en su tesis “Análisis de desempeño sísmico de los edificios escolares típicos 780 post 97 de la costa peruana”, de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, estudió la relación que existe entre la intensidad y daño o función de vulnerabilidad como medidas necesarias para lograr asegurar los bienes y formular planes de atención de emergencias como rehabilitaciones y reconstrucción a través del Performance Based Earthquake Engineering (PBEE), conocido también como análisis por desempeño, el cual analiza sistemáticamente la intensidad sísmica, la respuesta estructural, el daño y las pérdidas a través de funciones condicionales. El método de análisis de respuesta que emplearon para la evaluación de edificios escolares fue el análisis dinámico incremental (IDA) el cual contempla directamente la fuerza sísmica, al incrementar la aceleración en la base del edificio de tal manera que se obtenga la respuesta de la estructura con distintos niveles de intensidad sísmica para luego estimar de forma más realista el comportamiento inelástico de una edificación.

APORTE: Esta investigación está orientada a la evaluación de edificaciones escolares tipo 780 post 97 existentes en la costa

peruana y nos brinda en primera instancia una base de información sobre el procedimiento del análisis no línea que se emplea para evaluar el desempeño sísmico mediante las funciones de vulnerabilidad que se obtuvieron a través del método IDA de distintos pabellones escolares, los cuales podemos utilizar como referencia para comparar el comportamiento no lineal de la edificación.

- Quiroz (2017), en su tesis “Vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica módulo 780 pre NDSR-1997 mediante modelos no lineales”, de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, estudió dos pabellones escolares de dos y tres pisos denominados 780 pre NDSR-1997 en Lima Metropolitana, cuya denominación es debido a que fueron diseñados y construidos con los lineamientos normativos antes de la norma de diseño sísmico del año 1997. Nos explica que estas edificaciones son más propensas y sufrir daños significativos ante sismos severos debido a que en su análisis estructural no fueron considerados los parámetros del comportamiento inelástico de sus componentes principales el cual se ve reflejado en los daños debido a la interacción de columnas y los tabiques formando el efecto de columna corta en la dirección del pórtico estructural. Es por ello que mediante su investigación desarrollo la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un pabellón escolar típico con dos variantes respecto a los niveles, donde a través de la función de vulnerabilidad se relacionaron los porcentajes de daño asociados a las distorsiones máximas de entrepiso obtenido a partir de la curva de capacidad bilinealizada.

APORTE: Mediante esta investigación pudimos recopilar información sobre el desempeño y vulnerabilidad sísmica de los módulos típicos 780 pre 1997 ya existentes en el país, obteniendo en el proceso una mejor comprensión de la aplicación de modelos no lineales, respuesta no lineal de los elementos principales de la estructura y métodos para la evaluación del daño estructural como

también los niveles del desempeño correspondientes, con el objetivo mejorar la seguridad de las edificaciones educativas existentes y próximas.

2.1.2 Antecedentes Internacionales

- Mancheno (2017), en su investigación “Análisis del desempeño sísmico del edificio de aulas de la Unidad Académica de Ingeniería Civil”, de la Universidad Técnica de Machala, Ecuador, tuvo como objetivo analizar la respuesta sísmica del edificio de aulas de la Unidad Académica de Ingeniería Civil a partir del análisis lineal estático y dinámico según los lineamientos que indica la Norma Ecuatoriana de la Construcción. A través de su modelación estructural con softwares digitales verificó el nivel de desempeño frente a un sismo raro con un periodo de retorno de 2500 años, obteniendo como resultado posibles fallas menores en los elementos estructurales y componentes no estructurales siendo su diseño y modelación segura para su uso.

APORTE: Esta investigación nos aporta un estudio detallado y completo sobre la aplicación del análisis lineal estático y dinámico en estructuras muy similares a nuestro proyecto de investigación, afianzando en conocimientos y recomendaciones que podríamos utilizar en nuestro trabajo.

- Galarza (2019), en su proyecto de investigación “Evaluación del desempeño sísmico del edificio de la oscus mediante comparación del análisis estático no lineal (pushover), análisis estático modal (pushover multimodal) y dinámico no-lineal (historia de respuesta)”, de la Universidad Técnica de Ambato, Ecuador, tuvo como objetivo determinar y evaluar el desempeño sísmico para luego comparar sus tres tipos de análisis es decir, análisis estático no lineal, análisis estático modal y el análisis dinámico no lineal, de esta manera da a conocer las ventajas y desventajas de cada tipo de análisis aplicado en su edificio de estudio, en el cual concluyó que con los tres tipos

de análisis se logra determinar que la estructura alcanza su desplazamiento máximo antes de llegar a su desplazamiento objetivo, presentando una alta vulnerabilidad y riesgo de un posible colapso. Estos métodos estáticos no lineales difieren en uso, simplicidad, transparencia y bases teóricas, pero la base de los métodos es la misma.

APORTE: Esta investigación nos brinda un mejor alcance en cuanto a los métodos estáticos no lineales, el cual nos será de mucha ayuda para ampliar nuestra investigación y realizar un óptimo análisis estático lineal según nuestro modelo de estudio.

- Mejía y Rivera (2020), en su proyecto de investigación “Análisis estático no lineal de una estructura mediante el método de control de desplazamientos”, de la Universidad de Cuenca, Ecuador, tuvieron como objetivo desarrollar la curva completa a través del análisis lineal no estático o también conocido el método Pushover para luego verificarla haciendo uso del software OpenSees brindando información sobre la metodología usada obteniendo como resultado el comportamiento de la estructura propuesta por los investigadores.

APORTE: Esta investigación nos ayuda a tener más en claro la aplicación del análisis estático no lineal brindándonos pautas para realizar un correcto desarrollo en el modelamiento y desarrollo de la infraestructura educativa a diseñar, así como también nos brinda recomendaciones que podamos tener en cuenta respecto al método de control de desplazamientos que consta en establecer los incrementos constantes de desplazamientos para obtener buenos resultados para el estudio del comportamiento real de la estructura a diseñar siendo este un papel fundamental dentro del análisis.

2.2 Marco Teórico

2.2.1 Comportamiento sísmico estructural

Durante un terremoto, los edificios no solo se ven afectados por sus componentes, como su disposición estructural, la altura y el procedimiento constructivo que hayan recibido, sino también por los movimientos horizontales y verticales del suelo. Por lo tanto, Los daños que provoca un terremoto a una edificación dependen de las características del terreno sobre el que está construido y de las ondas sísmicas que influyen en ella durante un terremoto. (Mancheno, 2017).

Las edificaciones deben ser diseñadas para resistir la máxima aceleración horizontal en la base de la estructura, la cual se expresa como un porcentaje de la aceleración debido a la gravedad. Es por ello que, el comportamiento estructural se evalúa a partir del conocimiento de las características de sus componentes principales y configuración propia, y del suelo sobre el cual se ha cimentado, teniendo en cuenta el peligro sísmico existente en la zona. Por ende, es necesario analizar la magnitud de la fuerza que resiste, el desplazamiento relativo del piso (deslizamiento) y si presenta ductilidad al entrar en el rango inelástico (Mancheno, 2017).

2.2.2 Análisis sísmico de una estructura

El análisis sísmico es un procedimiento que se realiza para conocer el comportamiento de una estructura frente a las fuerzas sísmicas que pudiesen actuar sobre ella. Este procedimiento nos permite determinar las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, las cuales, el edificio debe ser capaz de resistir con deformaciones que se encuentren dentro de los límites elásticos admisibles (Mancheno, 2017).

El análisis sísmico de las estructuras se realiza según lo establecido en las normas locales, siguiendo cada lineamiento que especifique según se requiera. Tratándose de la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente del RNE, en su capítulo: Análisis

Estructural, proporciona los siguientes métodos para el análisis sísmico:

- Análisis estático.
- Análisis dinámico: estas pueden ser:
 - Análisis dinámico espectral.
 - Análisis dinámico tiempo historia.

Los análisis propuestos por el RNE son análisis lineales ya que las deformaciones son obtenidas a través de fuerzas sísmicas reducidas haciendo que la estructura no supere los límites establecidos, permaneciendo en el rango elástico durante todo el proceso de análisis.

2.2.3 Visión general del análisis sísmico inelástico

El análisis sísmico inelástico es utilizado para la evaluación y diseño por desempeño en edificaciones proyectadas y/o existentes, el cual tiene como objetivo conocer el comportamiento de la estructura frente a futuras fuerzas sísmicas y estimar la magnitud de las deformaciones y distorsiones inelásticas. El Diseño Basado el Desempeño (PEB) califica el daño esperado tanto en elementos estructurales como no estructurales. La diferencia entre los diferentes análisis no lineales depende del modelo estructural y de los parámetros sísmicos (Galarza, 2019).

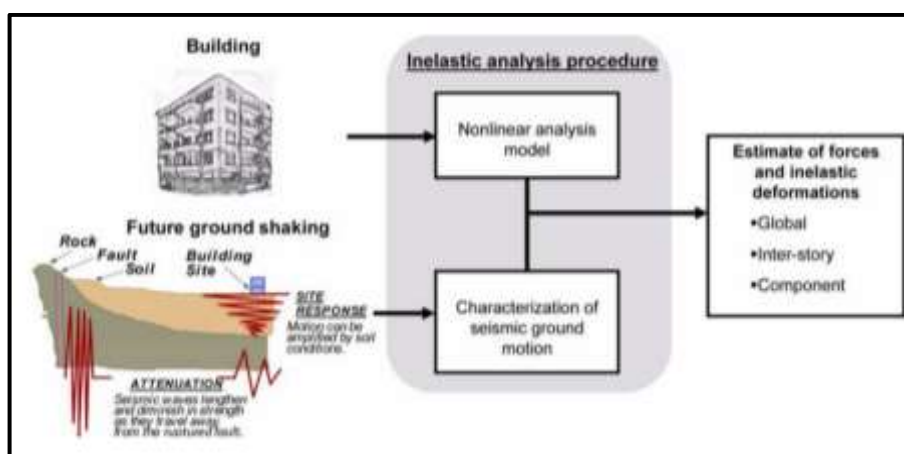


Figura 3. Procedimiento para análisis inelásticos

Fuente: FEMA 440

2.2.4 Desempeño sísmico de estructuras

El desempeño sísmico de una estructura, se analiza luego de que ésta haya sido sometida a fuerzas sísmicas con la finalidad de demostrar si su comportamiento estructural es el esperado. Los estados que logre alcanzar de esta manera es el desempeño sísmico, la cual dependerá de la magnitud del sismo y de la importancia del edificio. Por esta razón, el desempeño es indiferente en todas las estructuras, ya que de ser caso contrario no sería económicamente viable (Huerta, 2022). El objetivo de este procedimiento es conocer mejor el mecanismo de falla de las estructuras y que estas no colapsen y, de ser el caso, que estas presenten daños considerables puedan ser rehabilitadas (Muñoz, 2020). Por ende, se puede decir que el desempeño de una estructura dependerá de la ductilidad, resistencia y rigidez lateral que presente.

Como parte de este concepto aparece el criterio del diseño basado en desempeño sísmico, tomando en cuenta las recomendaciones del Comité 2000 (SEAOC 1995), del ATC-40 (1996) y FEMA 273, 274 y 356 (Quiroz, 2017).

2.2.4.1 Comité Vision 2000 (SEAOC 1995)

La propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) en función de la probabilidad de ocurrencia establece cuatro niveles de amenaza sísmica en un periodo medio de retorno o en un periodo de 50 años de exposición. En la Figura 4. se muestran los niveles de amenaza sísmica establecidas por el SEAOC (Quiroz, 2017).

Sismo de diseño	Probabilidad de excedencia en 50 años de exposición	Periodo de retorno
Sismos frecuentes	69%	43 años
Sismos ocasionales	50%	72 años
Sismos raros	10%	475 años
Sismos muy raros	5%	970 años

Figura 4. Niveles de amenaza sísmica según propuesta del SEAOC

Fuente: Vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica módulo 780 Pre NDSR-1997 mediante modelos no lineales, Quiroz E., 2017, p. 23.

Desempeño \	Completamente Operativo	Ocupación inmediata	Resguardo de la vida	Cerca al colapso	Colapso
Sismo frecuente					
Sismo ocasional					
Sismo raro					
Sismo muy raro					

Edificaciones de seguridad crítica
 Edificaciones esenciales
 Edificaciones comunes

Figura 5. Niveles de desempeño sísmico según propuesta del SEAOC

Fuente: Huerta 2022

2.2.4.2 ATC – 40 (1996)

El protocolo del ATC 40 (Consejo de Tecnología aplicada) expone que el diseño basado en el desempeño describe a la metodología en la que los criterios estructurales se precisan en términos de alcanzar un objetivo de desempeño esperado. El documento hace referencia al uso del método del espectro de capacidad y se limita a los edificios de concreto armado. Para que se alcance una estimación de la aceleración y desplazamiento, la capacidad sísmica se debe suponer igual que la demanda. La probabilidad de ocurrencia de las fuerzas sísmicas (demanda) está vinculada con el riesgo de manifestación del estado de los daños relacionados (Quiroz, 2017).

En general, la implementación del ATC-40 depende de la capacidad de estimar demandas sísmicas, como son las rotulas plásticas y derivas de piso, registra niveles para el desempeño estructural y no estructural, así como también la asociación de daños en elementos estructurales y no estructurales (Galarza, 2019).

	<i>SP-1 Inmediata Ocupación</i>	<i>SP-2 Daño Controlado (rango)</i>	<i>SP-3 Seguridad</i>	<i>SP-4 Seguridad limitada (rango)</i>	<i>SP-5 Estabilidad Estructural</i>	<i>SP-6 No considerado</i>
<i>NP-A Operacional</i>	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
<i>NP-B Inmediata Ocupación</i>	1-B Inmediata Ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
<i>NP-C Seguridad</i>	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
<i>NP-D Amenaza</i>	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
<i>NP-E No Considerado</i>	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Figura 6. Combinaciones de niveles de desempeño estructural y no estructural.

Fuente: ATC – 40.

2.2.4.3 FEMA 273 Y 274

Establece tres niveles de desempeño estructural y cuatro niveles de desempeño no estructural los cuales sirven para formar los cuatro niveles de desempeño básicos: Operativo inmediato, Operativo, Prevención al colapso y protección de vida. A demás describen dos límites de desempeño estructural (Quiroz, 2017).

2.2.5 Análisis estático no lineal

El análisis estático no lineal o también conocido como análisis Pushover, consiste en la aplicación de cargas laterales repartidas en cada entrepiso de una estructura hasta que esta llegue a colapsar. Durante todo este proceso se puede percibir como la rigidez de la

estructura se va deteriorando y se van formando rótulas plásticas en sus elementos estructurales. Aplicar este análisis en estructuras irregulares no es muy recomendable por las limitaciones que este presenta, por ello se recomienda que para llevar a cabo este proceso y evaluar el desempeño sísmico, se puede utilizar distintos procedimientos como el Método de espectro de capacidad (MEC) (Huerta, 2022).

A través de este análisis se llega a obtener la curva de capacidad sísmica resistente, en la que se puede evidenciar como la estructura va pasando del rango elástico al rango inelástico hasta la formación de rótulas plásticas. Para poder entender este tipo de análisis es importante reconocer la configuración estructural, así como sus componentes críticos (Mancheno, 2017).

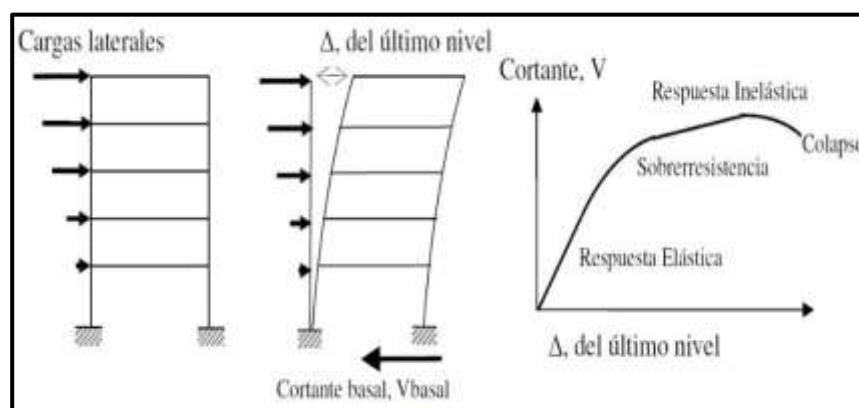


Figura 7. Secuencia del proceso de análisis Pushover.

Fuente: Webinar Análisis estático no lineal, Saavedra, 2018.

El patrón de cargas aplicada puede ser mediante una distribución de aumento uniforme (rectangular), lineal (triangular) o proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección de análisis de la estructura, Las cargas laterales aplicadas son monótonas y crecientes en proporción constante.

La forma en la que se distribuya el patrón de cargas laterales va influir en el comportamiento de la estructura, esto se ve reflejado en la curva de capacidad donde se observa en la Figura 7, que las respuestas para distintos patrones de carga serán distintas, siendo

el modelo en el que se considera un patrón de carga con la forma del modo fundamental de la estructura la que se encuentra dentro de las otras curvas de capacidad. (A) Carga triangular, (B) carga modal, (C) carga uniforme. (Quiroz, 2017)

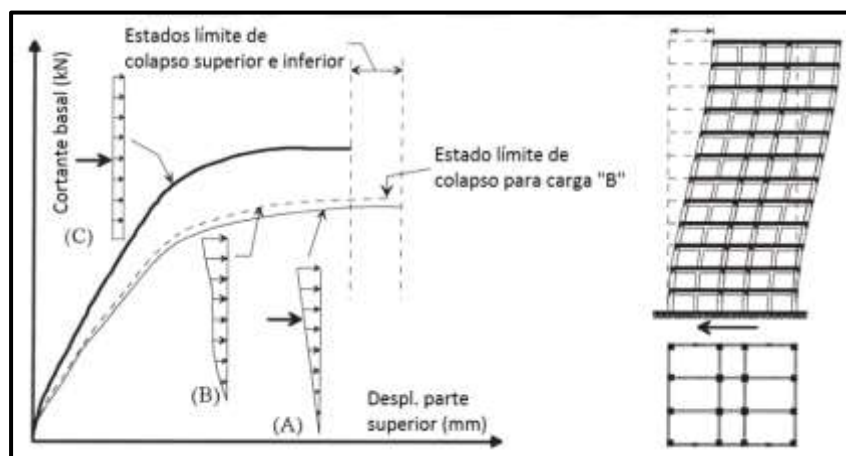


Figura 8. A. Pushover considerando diferentes patrones de carga.

Fuente: Vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica módulo 780 Pre NDSR-1997 mediante modelos no lineales, Quiroz E., 2017, p. 23.

2.2.5.1 Curva de capacidad

La curva de capacidad se la define como la curva que muestra el esfuerzo cortante en la base y el máximo desplazamiento de un punto ubicado en el centro del diafragma del piso superior de la edificación (Huerta, 2022).

Esta curva representa las deformaciones de la estructura frente a un movimiento sísmico en su primer modo de vibración siendo este el más predominante en toda la estructura (Mancheno, 2017).

Para el cálculo de esta primero debe modelarse el comportamiento no lineal de los materiales, seguido de las secciones, los elementos y finalmente la estructura total (Quiroz, 2017).

Como se mencionó anteriormente, la curva de capacidad va a depender según el patrón de carga o desplazamientos considerados

en el análisis. El patrón podrá ser distribuida hasta la parte superior de la estructura de una forma específica según lo requiera el análisis, tales como triangular invertida, rectangular uniforme o parabólicamente invertida. Según la norma ASCE 2017 (art. 7.4.3.2.3) el análisis estático no lineal se efectúa con la aplicación de un patrón de carga de desplazamientos considerado en cada diafragma, este patrón es proporcional al modo fundamental de la estructura en la dirección de análisis (Huerta, 2022).

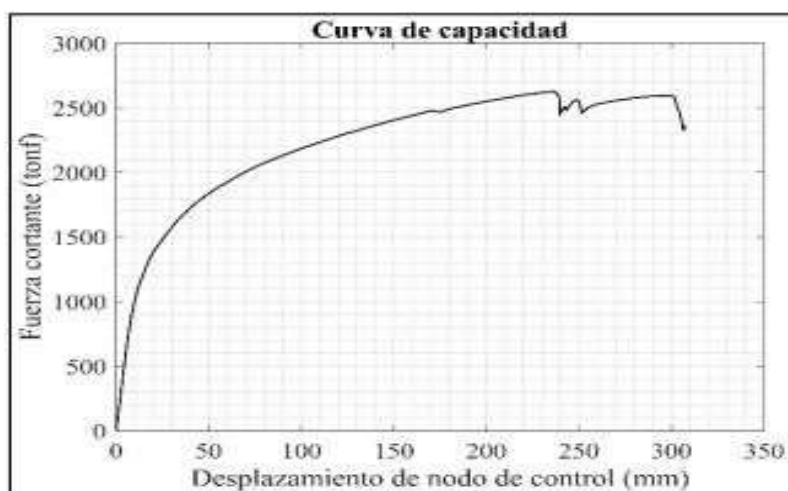


Figura 9. Curva de capacidad.

Fuente: Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro de capacidad, Huerta, 2022, p. 10.

2.2.5.2 Curva de demanda

La curva de demanda representa el desempeño sísmico frente a una determinada fuerza telúrica. Esta se forma teniendo en cuenta los distintos niveles sísmicos propios de cada lugar (Huerta, 2022). El ATC-40 describe los siguientes niveles sísmicos:

- Sismo de servicio: Puede exceder su aceleración en un 50% en 50 años. La aceleración puede considerarse la mitad del sismo de diseño.
- Sismo de diseño: Puede exceder en un 10% en 50 años.
- Sismo máximo: Puede exceder en un 5% en 50 años. La

aceleración puede considerarse entre 1.25 – 1.50 veces del sismo de diseño.

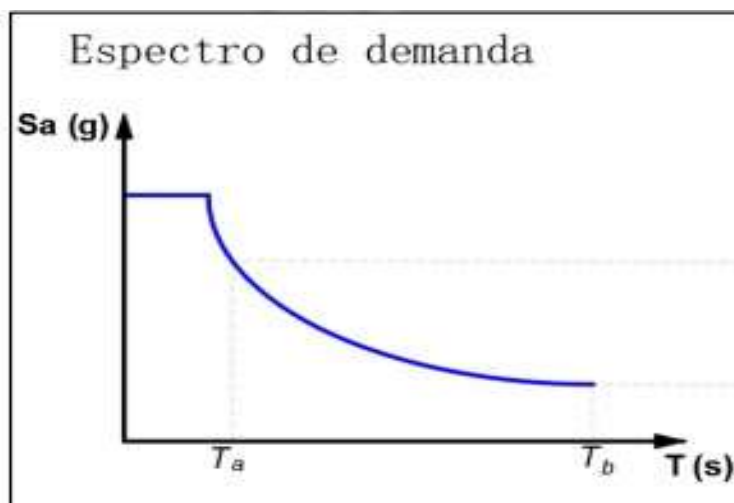


Figura 10. Curva de demanda.

Fuente: Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro capacidad, Huerta, 2022, p. 11.

2.2.5.3 Simplificación bilineal de la curva de capacidad

El protocolo de ATC-40 simplifica la curva de capacidad en 2 tramos por motivos prácticos, el cual consiste en un criterio de igualdad de energía para su desarrollo. El primer tramo la conforma la recta AB que empieza desde el origen de coordenadas hasta el punto de fluencia efectiva, en este tramo se puede obtener la rigidez inicial equivalente de la estructura mediante la pendiente. El siguiente tramo, BC, abarca hasta el punto de colapso. Esta representación bilineal se realiza con la finalidad de que el área que esta debajo del tramo AB (A1) y encima del tramo BC (A2) de la curva sean iguales, como se ilustra en la Figura 16. Cabe indicar que además de este criterio de igualdad, el FEMA-273 presenta otros criterios en las que los resultados pueden variar. (Huerta, 2022).

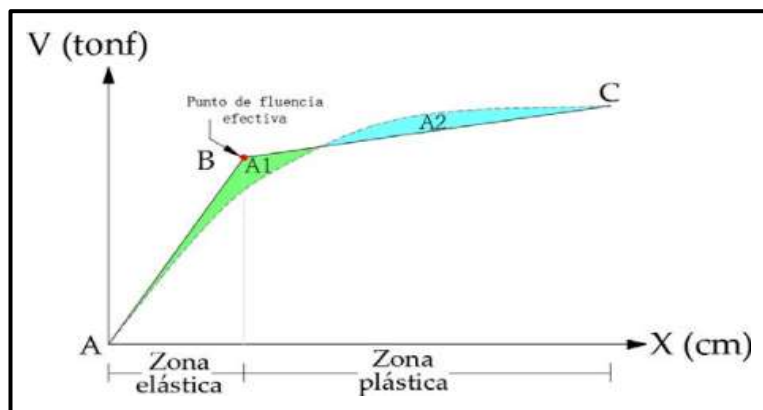


Figura 11. Simplificación bilineal de curva capacidad.

Fuente: Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro capacidad, Huerta, 2022, p. 12.

2.2.6 Punto de Desempeño para diferentes demandas

El punto de desempeño representa la condición para el que la capacidad sísmica de la estructura es igual a la demanda sísmica impuesta a la estructura para un sismo específico.

La obtención del punto de desempeño se puede realizar mediante diferentes procedimientos como el método de coeficientes de desplazamientos, el método de espectro capacidad, el método N2, entre otros. Todos tienen como principio el uso de la curva de capacidad de la estructura, la cual representa el nivel de desempeño sísmico en función de diferentes demandas sísmicas, obtenida a partir de análisis sísmicos no lineales. (Segura, 2021).

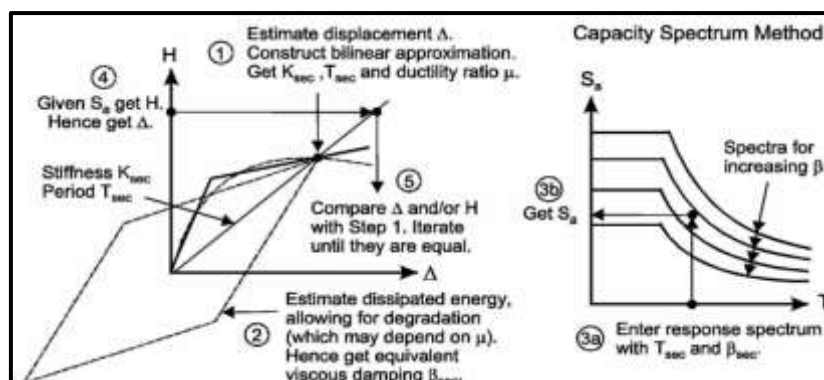


Figura 12. Método Espectro de Capacidad.

Fuente: Modeling for Structural Analysis, Dr. Graham H. Powell, Professor Emeritus, UC Berkeley, 2010.

2.2.6.1 Método Linealización Equivalente (FEMA 440)

El FEMA 440 (2005) desarrolló mejoras respecto a los procedimientos de evaluación del desempeño mediante el análisis estático no lineal que fueron presentados en el FEMA 356 y propuesto inicialmente por el ATC-40 (1996) con el método espectro de capacidad. A continuación, se explicará brevemente el Método de la Linealización Equivalente.

Este método se basa principalmente en un procedimiento gráfico e iterativo, donde el espectro de capacidad de la estructura se compara con el espectro de demanda sísmica modificado por el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) a través de un punto de desempeño establecido en el techo del edificio (desplazamiento máximo asumido) donde se establece que la capacidad y la demanda son iguales. (Segura, 2021).

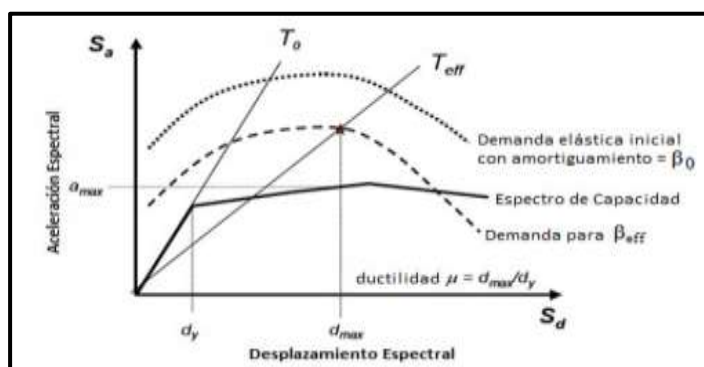


Figura 13. Método de la Linealización Equivalente FEMA 440.

Fuente: Segura, 2021, pág 29.

Para que se pueda aceptar o no el desempeño esperado de la estructura, el proceso de evaluación implica una comparación entre la respuesta sísmica máxima de la estructura, punto de desempeño de acuerdo a una demanda sísmica, con los límites impuestos por el objetivo esperado. (Segura, 2021).

El punto de desempeño se puede obtener mediante la metodología expuesta en el FEMA 440, la cual cuenta inicialmente con los siguientes procesos descritos a continuación:

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

Para poder aplicar la curva de capacidad en el MLE se debe transformar primero está en formato ADRS (espectro de capacidad), la cual representaría la curva de respuesta máxima en términos de desplazamiento espectral versus aceleración espectral.

La conversión de curva de capacidad en espectro de capacidad consiste primero en determinar el factor de participación modal PF_1 y el coeficiente de masa modal α_1 mediante las siguientes expresiones:

$$PF_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}) / g]}{[\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}^2) / g]} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación 1.0}$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N W_i / g][\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}^2) / g]} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación 2.0}$$

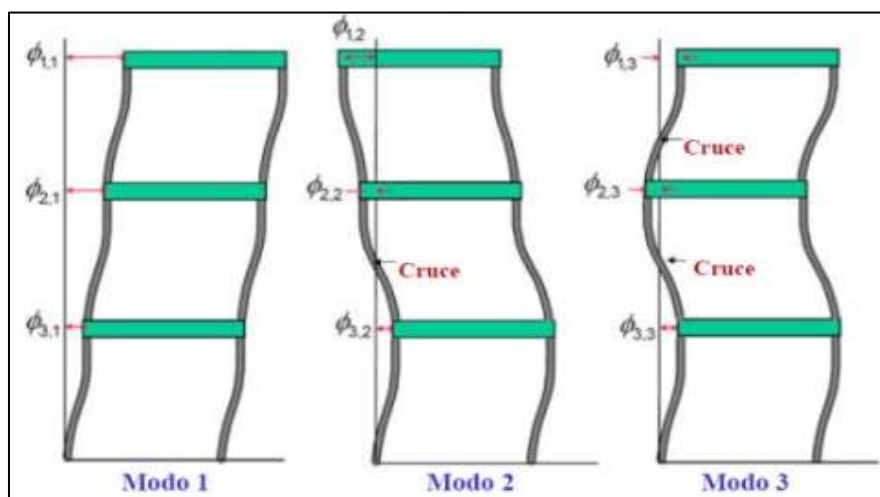


Figura 14. Formas modales fundamentales en pórtico.

Fuente: Segura, 2021, pág. 30.

A través de un análisis modal espectral y con los valores obtenidos de las anteriores formulas se podrá transformar cada

punto asociado de la curva de capacidad (V , Δ_{techo}) en coordenadas de aceleración y desplazamiento espectro S_a y S_d mediante las siguientes expresiones:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación 3.0}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{techo,1}} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación 4.0}$$

Donde:

w_i/g = Masa del nivel "i"

N = Nivel del enésimo piso

ϕ_{i1} = Amplitud del modo 1 en el nivel "i"

W = Peso total de la estructura

Δ_{techo} = Desplazamiento del techo de la estructura

V = Fuerza cortante en la base

w_1 = Peso correspondiente al nivel "i"

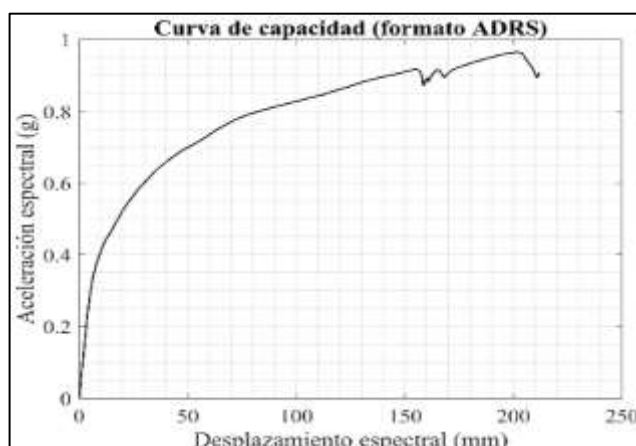


Figura 15. Curva de espectro de capacidad (ADRS)

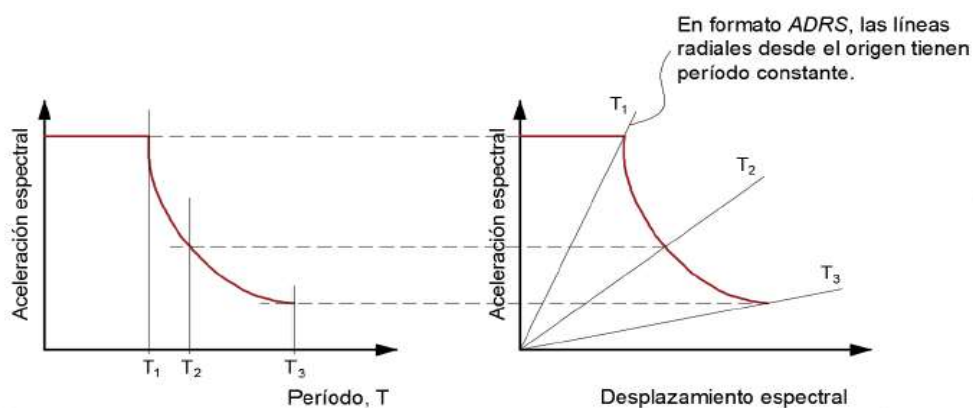
Fuente: Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro capacidad, Huerta, 2022, p. 10.

b. Conversión del espectro de respuesta en espectro de demanda

Así como la conversión anterior, el espectro de demanda también es necesario que este graficado en formato ADRS (Figura 15). Para poder realizar esta conversión de valores S_{ai} , T_{ia} a formato equivalente S_{ai} , S_{di} , se determina el desplazamiento espectral (S_{di}) para cada periodo (T_i) con la siguiente fórmula:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g$$

..... Ecuación 5.0



F **Figura 16. Curva de espectro de capacidad (ADRS).**

Fuente: Segura, 2021, pág. 30.

c. Representación bilineal del espectro de capacidad

La representación bilineal del espectro de capacidad nos permitirá determinar el amortiguamiento (β_{eff}) y periodo efectivo (T_{eff}), por lo que es necesario establecer un punto de desempeño tentativo (a_{pi} , d_{pi}), esto se puede realizar mediante una aproximación de desplazamientos iguales como se ilustra en la Figura 16.

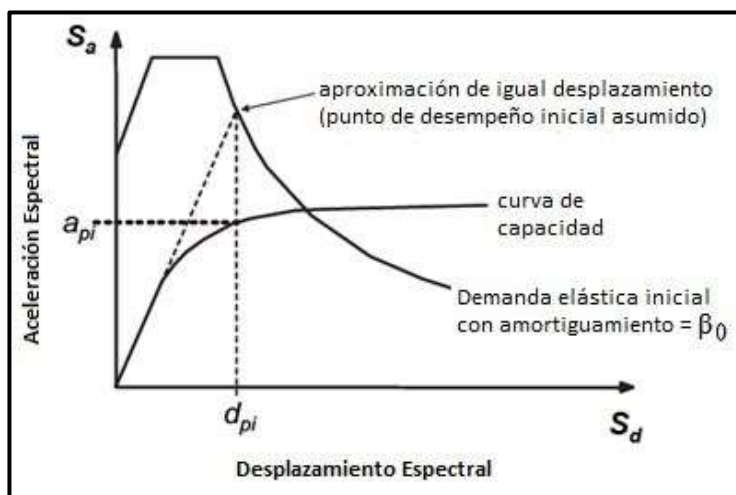


Figura 17. Espectro de capacidad y espectro demanda inicial (ADRS).

Fuente: Segura, 2021, pág. 31.

Para elaborar la representación bilineal del espectro de capacidad se traza primero una recta con pendiente igual a la rigidez inicial de la estructura la cual interseca con otra recta trazada desde el punto de desempeño tentativo a_{pi} , d_{pi} de tal forma de que el área A_1 sea igual al área A_2 , lo que significaría una igualdad de energía entre curvas (Figura 17).

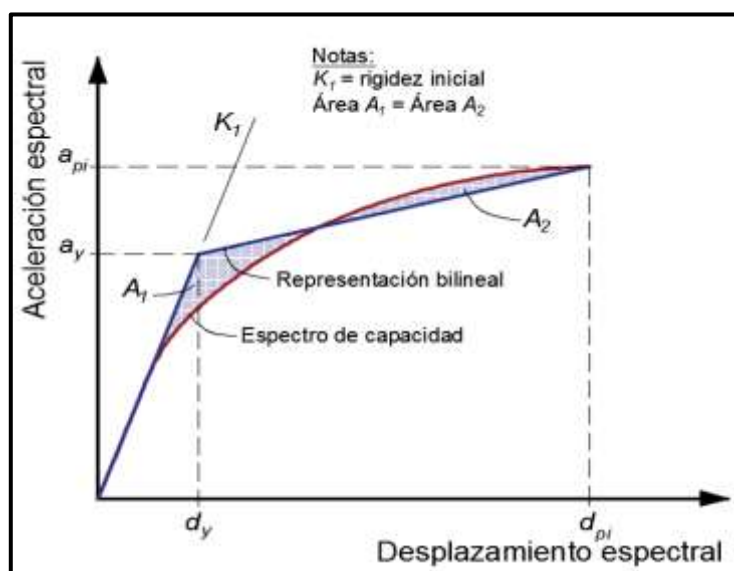


Figura 18. Representación bilineal del espectro capacidad

Fuente: Segura, 2021, pág. 31.

Para poder determinar los parámetros de la linealización equivalente que corresponden al amortiguamiento y periodo efectivo establecidos por el FEMA 440, es necesario calcular inicialmente los valores de rigidez post-elástica y ductilidad μ esto mediante el punto de influencia A (a_y, d_y) y un punto de desempeño asumido B $(a_{pi} - d_{pi})$.

$$\alpha = \left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right) / \left(\frac{a_y}{d_y} \right) \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación 6.0}$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación 7.0}$$

2.2.6.2 Cálculo del punto de desempeño mediante el MLE (FEMA 440)

El MLE como ya se mencionó anteriormente es una metodología que nos permitirá obtener el punto de desempeño de la una estructura de manera grafica e iterativa mediante la intersección del espectro de demanda elástica escalada y del espectro de capacidad, los cuales se mencionaba que deben estar en formato ADRS. El método linealización equivalente del FEMA 440 establece tres procedimientos mejorados respecto al propuesto inicialmente por el ATC-40 (1996), los que continuación se describen brevemente:

Procedimiento A (Iteración directa)

- Las curvas de demanda con $R = 1$ y $\beta_0 = 5\%$ (S_a vs T) se convierten a formato ADRS.
- Se realiza la idealización bilineal de la curva de espectro de capacidad hasta una primera coordenada escogida $(a_{pi} - d_{pi})$ para obtener el periodo inicial (T_0), aceleración y desplazamiento de fluencia $(a_y - d_y)$.
- Se calcula la rigidez post elástica mediante la pendiente de la

recta (α) y ductilidad (μ) con la Ecuación 6.0 y Ecuación 7.0.

- Se establece el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) y periodo efectivo (T_{eff}) para ajustar la demanda inicial en formato ADRS mediante las siguientes ecuaciones.

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación 8.0}$$

$$1 < \mu < 4$$

$$\beta_{eff} = 14 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación 9.0}$$

$$4 \leq \mu \leq 6.5$$

- Mediante la Ecuación 10.0 se calcula el factor de escalamiento (B) con la finalidad de escalar los valores de aceleración del espectro elástico a través de la Ecuación 11.0 y obtener la curva ADRS que le corresponde al amortiguamiento efectivo (espectro reducido).

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}(\%)} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación 10.0}$$

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación 11.0}$$

- El desplazamiento máximo estimado d_i y la aceleración a_i se obtiene mediante la intersección entre la recta del periodo efectivo (T_{eff}) y la curva de demanda para β_{eff} , la cual se proyecta en la curva de capacidad, ver Figura 18.
- Finalmente, el desplazamiento máximo d_i es comparado con el d_{pi} escogido inicialmente. Para poder aceptar el desempeño en dicho punto el margen de tolerancia deberá ser menor al 5%. De no ser así, se deberá repetir el proceso considerando (a_{pi}, d_{pi}) como nuevo valor de inicio para mejorar la precisión.

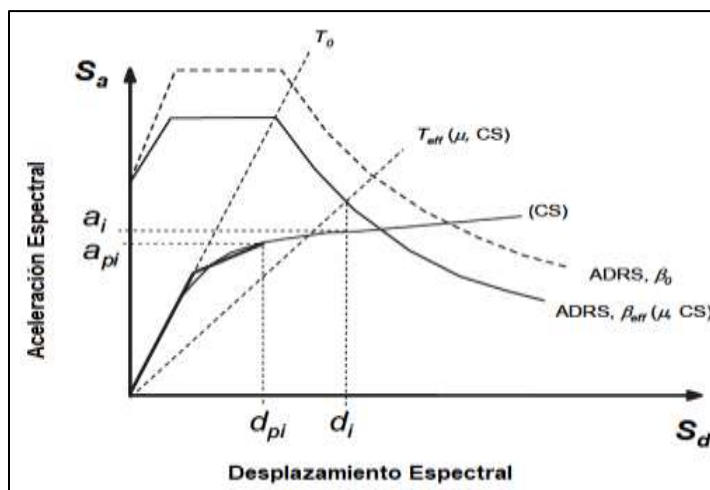


Figura 19. Desplazamiento máximo estimado (iteración directa).

Fuente: Segura, 2021, pág. 32.

Procedimiento B (Intersección con demanda MADRS)

Este procedimiento es también un método iterativo, por ende, se sigue la misma metodología del procedimiento A hasta el paso 4 para luego seguir con el siguiente procedimiento:

- Determinar el factor de modificación M , mediante la Ecuación 12.0, para luego escalar la aceleración espectral de la curva de demanda y poder obtener el espectro de respuesta modificado MADRS.

$$M = \frac{(T_{eff})^2}{T_0} \left(\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \right) \dots\dots\dots \text{Ecuación 12.0}$$

- El desplazamiento máximo estimado d_i y la aceleración a_i se obtiene mediante la intersección entre la demanda MADRS con la curva de capacidad, observar Figura 19.
- Finalmente, el desplazamiento máximo d_i es comparado con el d_{pi} escogido inicialmente. Para poder aceptar el desempeño en dicho punto el margen de tolerancia deberá ser menor al 5%. De no ser así, se deberá repetir el proceso considerando (a_{pi}, d_{pi}) como nuevo valor de inicio para mejorar la precisión.

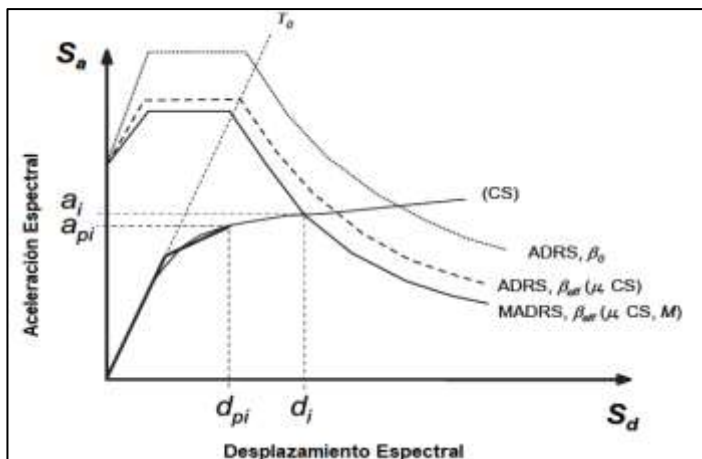


Figura 20. Desplazamiento máximo estimado (Procedimiento B).

Fuente: Segura, 2021, pág. 33.

Procedimiento C (Curva de posibles puntos de desempeño)

Consiste en generar una curva de posibles puntos de desempeño mediante puntos aleatorios del espectro de capacidad, el punto de desempeño definitivo será determinada por la intersección de estas 2 curvas. Se sigue la misma metodología del procedimiento A hasta el paso 4 para luego seguir con el siguiente procedimiento:

- Determinar el factor de modificación M, mediante la Ecuación 12.0, para luego escalar la aceleración espectral de la curva de demanda y poder obtener el espectro de respuesta modificado MADRS.
- Se obtiene el primer posible punto de desempeño a través de la intersección de la demanda MADRS con la recta periodo radial secante \$T_{sec}\$.

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha (\mu - 1)}{\mu} \dots\dots\dots \text{Ecuación 13.0}$$

- Este proceso se repite incrementando o disminuyendo el punto de desempeño asumido hasta generar una posible serie de puntos. La intersección de esta curva de puntos con la curva espectro de capacidad será el punto de desempeño final.

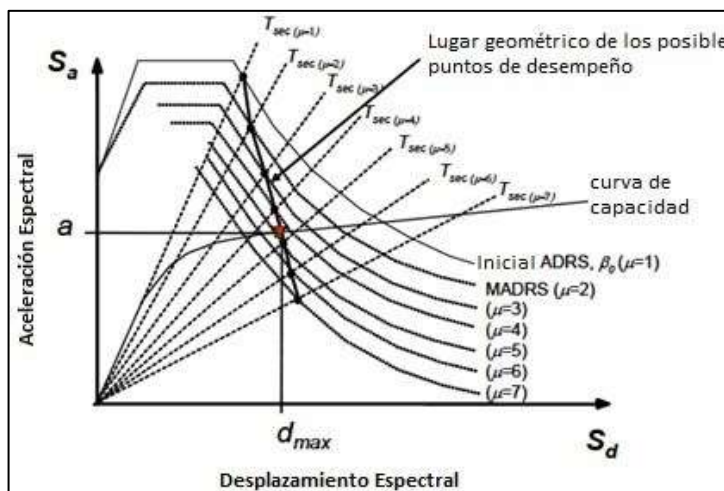


Figura 21. Posibles puntos de desempeño (Procedimiento C).

Fuente: Segura, 2021, pág. 33.

2.2.7 Fallas comunes por Sismo en las Edificaciones

Según el autor Blanco Blasco, A. en su libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” indica que las fallas producidas por sismo en las estructuras se manifiestan a causa de cambios bruscos de las características principales resistentes que la componen, como la rigidez y resistencia de los elementos estructurales, por motivos de posibles incongruencias en la fase de estructuración, diseño o construcción.

A continuación, se enumeran las fallas más comunes:

- 1) Daños en los elementos no estructurales como tabiquería de ladrillo, vidrios y parapetos debidos a estructuras muy dúctiles (flexibles) con insuficiente rigidez lateral.
- 2) Edificaciones colapsadas debido a que se han considerado sistemas estructurales con mucha capacidad de resistencia y rigidez en la dirección principal mientras que en la dirección secundaria elementos poco resistentes lo cual es insuficiente para un país sísmico.
- 3) Formación de rotulas plásticas en los extremos de las columnas debido a problemas con la condición Columna fuerte – Viga débil

- en los sistemas Dual y Aporticados en donde es de gran exigencia para la estabilidad estructural de los edificios de concreto armado.
- 4) Edificaciones que presentan irregularidades en planta por elementos estructurales situados asimétricamente o simplemente por no considerar la influencia de tabiques colocados de manera irregular que modifiquen el comportamiento de la estructura.
 - 5) Pórticos fallados por el efecto de tabiques con ventanas altas que no fueron debidamente aislados formando columnas cortas.
 - 6) Perdida de validez de la hipótesis de diafragma rígido en las estructuras debido a que las losas de los pisos presentan aberturas muy importantes, donde dos zonas de la planta se conectan mediante un puente de losa o por edificaciones configurados rectangularmente muy extensas o con forma de L produciendo efectos de torsión accidental importantes.
 - 7) Edificaciones con irregularidades en altura importantes como elementos estructurales principales, placas, columnas o pórticos, que no continúan en los pisos superiores generando discontinuidad y cambios repentinos de rigidez.
 - 8) Edificios que colapsaron debido a la presencia de pisos blandos la cual consiste en brindar de ductilidad excesiva al primer nivel mientras que a los pisos superiores mayores capacidades de resistencia y rigidez. Como por ejemplo la eliminación de muros o placas en el primer nivel.
 - 9) Problemas en los sistemas de muros acoplados, donde la falla por cortante en las vigas se genera por su corta longitud brindándoles de mucha rigidez.

2.3 Marco Conceptual

2.3.1 Definición de una Estructura

La terminología “estructura” se puede conceptualizar de distintas maneras, pero en el ámbito general es aquella que conforma un grupo de partes o elementos que se asocian en forma ordenada para llevar a cabo una función.

Según un especialista en estructuras, lo define como “Aquel sistema que transmite cargas desde sus puntos de aplicación a los cimientos. Estas fuerzas pueden generar deformaciones que distorsionan la estructura original y esfuerzos internos.” (Pasino, 2014. Curso Análisis Estructural I, Cap.1).

La imagen descrita a continuación, presenta un pequeño edificio de concreto armado.

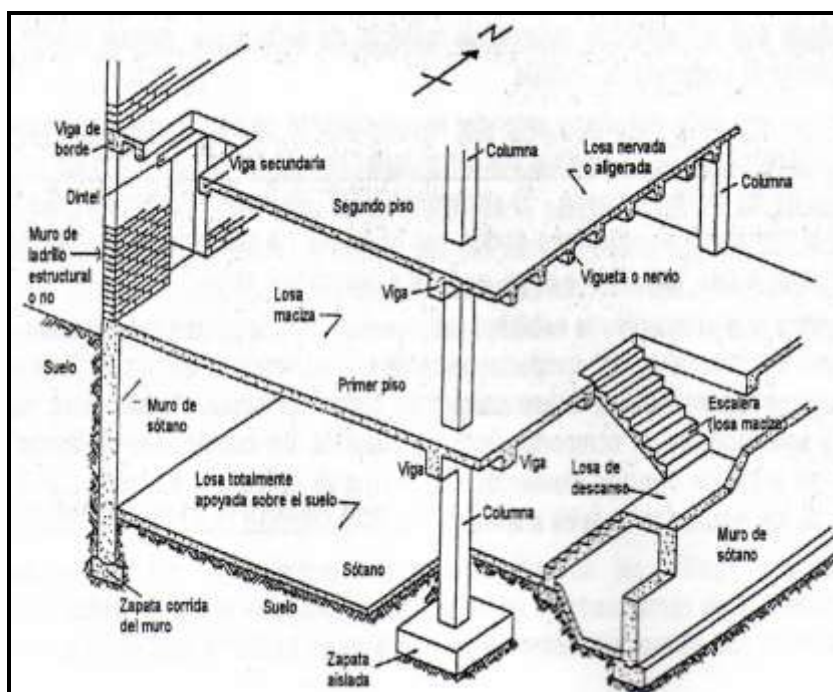


Figura 22. Sistema estructural de un edificio de concreto armado.

Fuente: Apuntes del curso Análisis Estructural I, Ottazi, 2014, Cap 1.

2.3.2 Modelamiento Estructural

El modelamiento estructural consiste en idealizar un modelo matemático para focalizar numéricamente su comportamiento. Este proceso parte desde la selección de los materiales, secciones, elementos y finalmente la estructura. Así como también, idealiza las cargas aplicadas y sus condiciones de apoyo usando distintas metodologías en el cálculo estructural para obtener las fuerzas internas y deformaciones (Moscoso, 2022).

2.3.2.1 ETABS: Extended 3D Analysis of Buildings Systems

Software computacional de CSI reconocida mundialmente y utilizadas por miles de empresas de ingeniería en más de 160 países, para el modelamiento de distintos proyectos de ingeniería de gran albergadura.

2.3.3 Análisis espectral modal (Análisis Dinámico)

El análisis dinámico es aquel que busca determinar las posibles respuestas sísmicas de una edificación frente a un movimiento telúrico a partir de sus modos de vibración. Mientras que, el análisis dinámico espectral permite obtener las fuerzas horizontales a raíz del espectro de diseño, el cual se conoce a partir de los periodos de vibración del suelo donde se sitúa la estructura (Mancheno, 2017).

Este método utiliza los modos de vibración de una estructura y sus componentes modales para averiguar las respuestas espectrales de derivas, desplazamientos, fuerzas, etc. aplicando principios de combinaciones modales establecidas según nuestra Norma Técnica Peruana, en donde el análisis sísmico requiere una participación modal mínima que suele ser del 90% de la masa participativa (Huerta, 2022).

2.3.4 Aceleración espectral

La Norma Técnica Peruana NTP E.030 (SENCICO,2018) establece distintos factores que se deben tener en cuenta para determinar la aceleración espectral, los cuales se presentan a continuación:

- Factor de Zona (Z): Este factor se entiende como la mayor aceleración lateral en un suelo rígido con una probabilidad de excederse en un 10% en un periodo de 50 años (Norma Técnica Peruana E.030, 2018, p.8).
- Factor de Uso (U): Dependerá del uso para el cual está destinada la edificación, así como su categoría. Es decir, a mayor categoría

el factor “U” será mucho mayor (Norma Técnica Peruana E.030, 2018, p.13).

- Factor de amplificación sísmica (C): Es aquel factor que incrementa la aceleración de la edificación en relación a la aceleración del suelo. Este factor depende del periodo fundamental de vibración (T) y los periodos T_p y T_l los cuales están sujetos al tipo de suelo en el que se clasificó a la edificación (Norma Técnica Peruana E.030, 2018, p.12).
- Factor de Suelo (S): Este factor se clasifica según las características del lugar de estudio y la zona sísmica en la que se localiza (Norma Técnica Peruana E.030, 2018, p.9).
- Coefficiente básico de reducción (R_0): Se relaciona al tipo de sistema estructural de la edificación, clasificándolas como sistemas estructurales de concreto armado, de acero, de albañilería, de madera, etc. (Norma Técnica Peruana E.030, 2018, p.15).
- Factores de irregularidad (I_a, I_p): Son aquellos factores que disminuyen el coeficiente de reducción básico (R_0) al presentar irregularidades tanto en altura (I_a) como en planta (I_p) (Norma Técnica Peruana E.030, 2018, p.16).

Determinando cada uno de los factores mencionados anteriormente, se puede calcular cada una de las direcciones horizontales utilizando un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones establecida por la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación 14.0}$$

2.3.5 Criterios de combinación modal

Para conseguir respuestas sísmicas a partir de un análisis de espectro modal, se utilizan las respuestas de cada modo de vibración, las cuales son combinadas de acuerdo a un determinado criterio (Huertas, 2022). La Norma Técnica Peruana E.030 en el artículo 29.3. nos expone los siguientes criterios de combinación modal:

✓ El criterio de combinación cuadrática completa (CQC), el cual utiliza los coeficientes de correlación (Ecuación 1.1) para representar la respuesta máxima inelástica esperada (Ecuación 1.2). Es decir, las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas. (Norma Técnica Peruana E.030, 2018, p.24).

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j} \dots\dots\dots \text{Ecuación 15.0}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1 + \lambda)\lambda^{3/2}}{(1 - \lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1 + \lambda)^2} \dots\dots\dots \text{Ecuación 16.0}$$

$$\lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i} \dots\dots\dots \text{Ecuación 16.1}$$

Donde:

- r : Respuesta máxima elástica esperada.
- r_i, r_j : Respuesta de modos i e j .
- ρ_{ij} : Factor de correlación entre los modos i e j .
- β : Fracción de amortiguamiento crítico.
- ω_i, ω_j : Frecuencias angulares de los modos i e j .

✓ El segundo criterio consta de realizar un promedio entre los valores absolutos y la raíz cuadrada de la suma de cuadrados para estimar la respuesta máxima elástica esperada, esto se puede apreciar en la Ecuación 1.3 (Huertas, 2022).

$$r = 0.25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} \quad \text{..... Ecuación 17.0}$$

2.3.6 Modelos constitutivos del acero y concreto

Para poder modelar la estructura en el programa ETABS, es importante como primer paso definir el comportamiento inelástico del concreto y acero a través del esquema esfuerzo – deformación y este dependerá del tipo de modelo de estructura a diseñar.

2.3.6.1 Modelos constitutivos del concreto

El concreto es un material anisotrópico, es decir, que las características de sus propiedades varían según la dirección en que se mida alterando su comportamiento debido a la diversidad de los elementos que los constituyen: grava, arena y cemento. El concreto posee buena resistencia a la compresión, pero muy poca resistencia a la tracción. Es por eso que, sin el refuerzo adecuado el concreto es un material inconsistente que puede fallar repentinamente, como se muestra en la Figura 22, aumentando el riesgo de muerte durante un evento (Huerta, 2022).

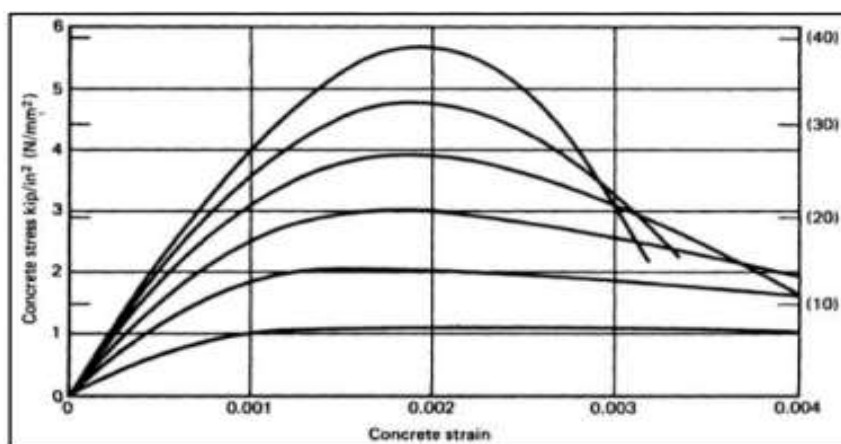


Figura 23. Curvas esfuerzo – deformación de concreto sometidos a carga axial.

Fuente: Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro capacidad, Huerta, 2022, p. 20.

a) Bloque rectangular equivalente de esfuerzos

El modelo del bloque de resistencia de Whitney suele ser ventajoso cuando se realiza el diseño por resistencia, sin embargo, se aconseja usar otros modelos si es que se desea analizar la resistencia y ductilidad de los elementos de concreto puesto que este modelo no presente una completa información. En la Figura 23, se puede apreciar el modelo el cual se describe en el ACI-318 y la norma peruana (Huerta, 2022).

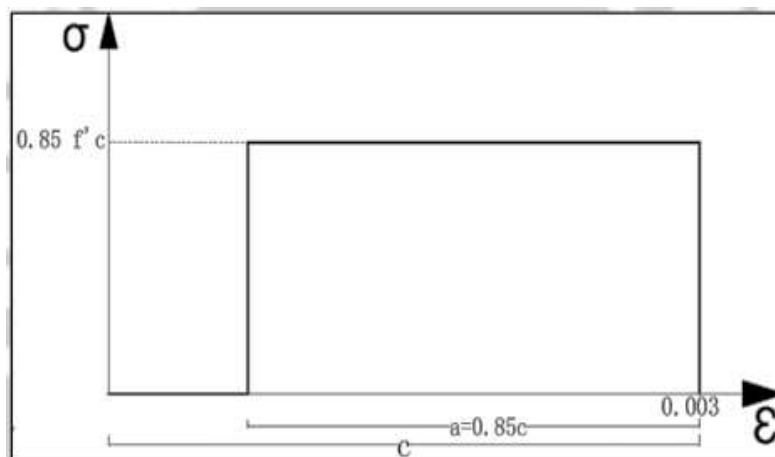


Figura 24. Bloque equivalente de esfuerzos de Whitney.

Fuente: Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro capacidad, Huerta, 2022, p. 21.

b) Modelo del concreto confinado de Mander

Mander, en 1988 propuso un modelo en donde representa a través de una curva continua, Figura 24, que el refuerzo de acero produce el aumento de la resistencia del concreto, así como su deformación, pero esto es solo funcional para secciones rectangulares, cuadradas y circulares. Para lograr esto se debe calcular la resistencia confinada (f'_{cc}) a través de un factor de confinamiento k_e utilizando las ecuaciones 18,19 y 20, o de manera gráfica como se muestra en la Figura 26. Las demás constantes que interceden en este modelo dependen de las medidas del elemento a confinar y sus cuantías de acero tanto longitudinal como

transversal. En la Figura 25, se puede ver un elemento confinado con los parámetros del modelo de Mander (Huerta, 2022).

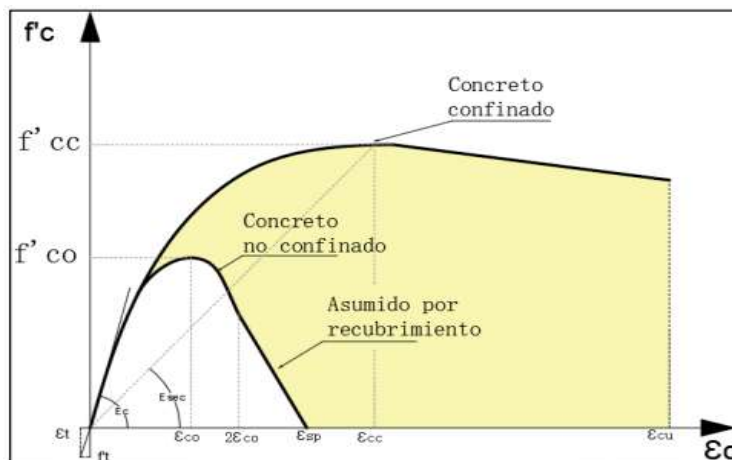


Figura 25. Modelo del concreto confinado de Mander.

Fuente: Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro capacidad, Huerta, 2022, p. 22.

$$k_e = \frac{\left(b_c d_c - n \frac{(w')^2}{6}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad \dots \text{Ecuación 18.0}$$

$$w' = \frac{b_c - 2r - 2D_e - (n_x + 1)D_r}{n_x} \quad \dots \text{Ecuación 19.0}$$

$$s' = s - D_e \quad \dots \text{Ecuación 20.0}$$

Donde:

- b_c : Longitud del núcleo confinado en el eje X
- d_c : Longitud del núcleo confinado en el eje Y
- w' : Separación promedio entre barras longitudinales
- n : Cantidad de separaciones entre barras longitudinales
- s : Separación de estribos
- s' : Separación de estribos desde extremos interiores

- ρ_{cc} : Cuantía de refuerzo longitudinal
- r : Longitud de recubrimiento
- D_e : Diámetro de refuerzo transversal
- D_r : Diámetro de refuerzo longitudinal
- n_x : Número de espaciamiento entre barras longitudinales en una fila

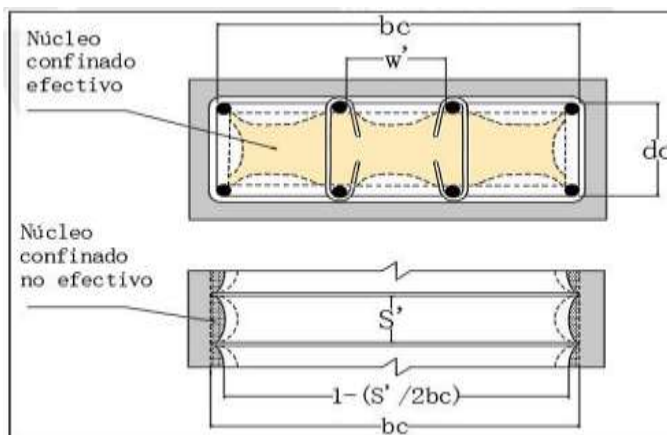


Figura 26. Parámetros del modelo de Mander.

Fuente: Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro capacidad, Huerta, 2022, p. 23.

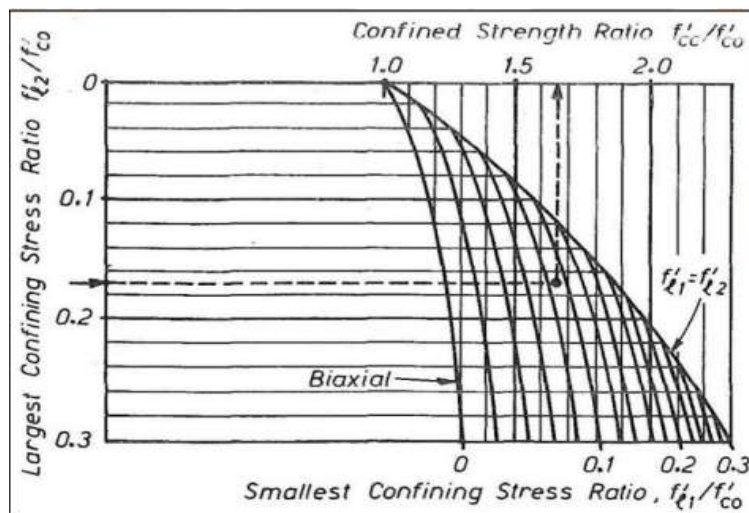


Figura 27. Ábaco de Mander para determinar el factor de confinamiento k_e .

Fuente: Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro capacidad, Huerta, 2022, p. 23.

c) Modelo de Kent y Park

Este modelo contempla la deformación producida por los estribos, pero no considera el incremento de la resistencia a la compresión. Su diagrama, representado en la Figura 27 se observa los tres tramos a considerar. El primer tramo representa la máxima resistencia del concreto ($\epsilon_c \leq 0.002$), el segundo tramo la resistencia del concreto reducida a un 80% ($\epsilon_c > 0.002$), y el tercer tramo la resistencia del concreto se mantiene constante (Huerta, 2022).

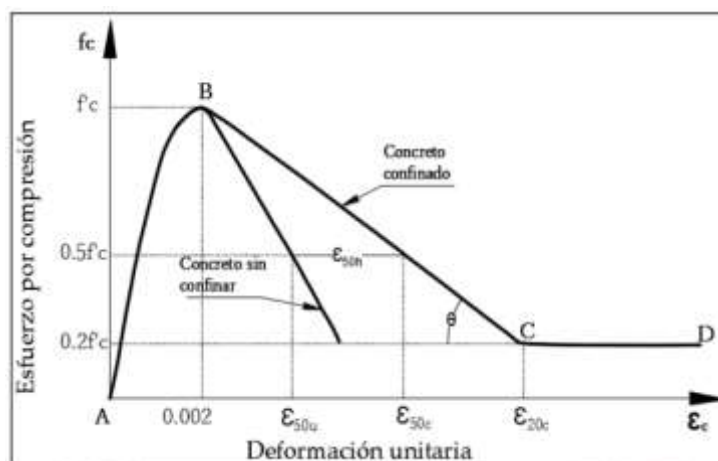


Figura 28. Modelo de Kent y Park.

Fuente: Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro capacidad, Huerta, 2022, p. 25.

2.3.6.2 Modelos constitutivos del acero

El acero, tiene como objetivo agregar soporte y resistencia a los esfuerzos en tracción del concreto. En una unidad de concreto, el refuerzo longitudinal aumenta la capacidad de deformación de aquellos esfuerzos sometidos a flexión evitando pandeos laterales, mientras que, los refuerzos transversales son más resistentes a esfuerzos de corte y a su vez forma un núcleo confinado (Huerta, 2022).

a) Modelo bilineal

Este modelo es uno de los más simples para representar la zona elástica (etapa lineal) y plástica o deformación última del acero, es decir, no representa la fase de endurecimiento del acero. Este

modelo es muy útil para analizar el comportamiento del acero en elevadas deformaciones frente a eventos sísmicos (Huerta, 2022).

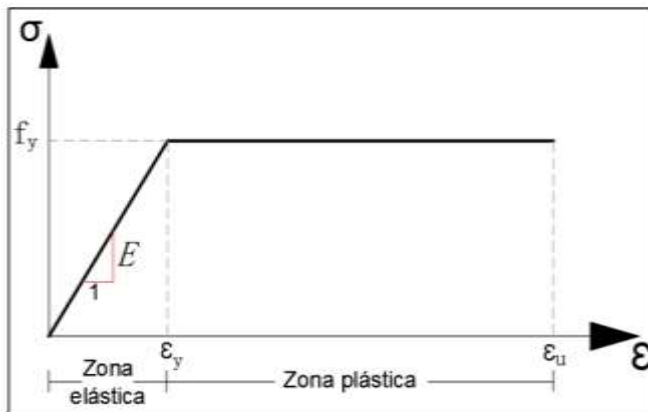


Figura 29. Modelo bilineal del acero.

Fuente: Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro capacidad, Huerta, 2022, p. 27.

b) Modelo con endurecimiento lineal

Este modelo, así como el modelo bilineal cuenta con la fase elástica y de fluencia del acero añadiéndole una tercera fase, la etapa del endurecimiento del acero (ϵ_h). En esta fase se nota un incremento de los esfuerzos últimos aumentando de esta manera su resistencia (f_u). En la Figura podemos observar las tres fases ya descritas (Huerta, 2022).

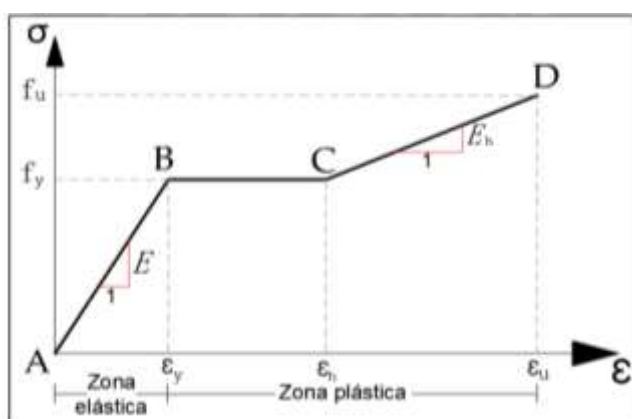


Figura 30. Modelo con zona de endurecimiento lineal.

Fuente: Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro capacidad, Huerta, 2022, p. 27.

c) Modelo con zona de endurecimiento de curva

Así como el modelo anterior consta de tres fases, con la diferencia que la última fase es representada a través de una curva conocida como la curva esfuerzo-deformación en la que el acero alcanza su endurecimiento total frente a aquellos esfuerzos sometidos a flexión (Huerta, 2022).

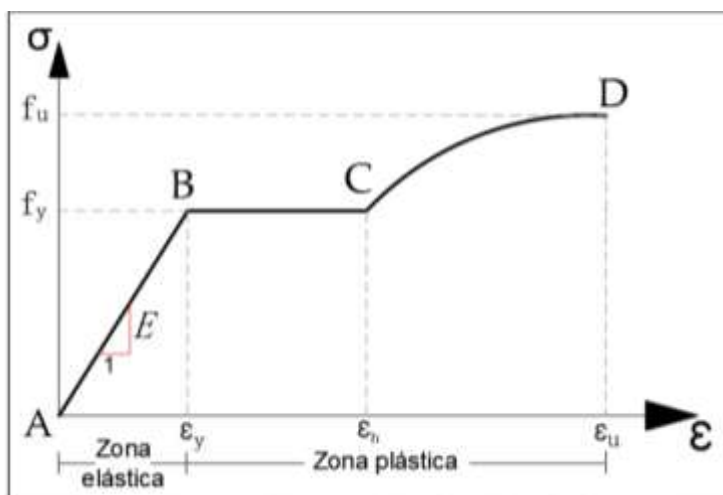


Figura 31. Modelo con zona de endurecimiento de curva.

Fuente: Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro capacidad, Huerta, 2022, p. 28.

2.3.7 Modelos de plasticidad concentrada y distribuida

Para representar la inelasticidad de un elemento estructural existen distintos modelos de plasticidad, en donde el más sencillo es el modelo de plasticidad concentrada en los extremos, el cual es simbolizado a través de rótulas plásticas con características histeréticas. El modelo tipo fibra, es un tipo de plasticidad distribuida que se encarga de repartir la plasticidad del elemento a lo largo de toda su longitud mediante sus secciones transversales (fibras). Es importante tener en cuenta que las conmutaciones entre esfuerzo-deformación de cada fibra, tendrá efectos como pérdida de resistencia por pandeo requiriendo modelos más trabajados y complejos (Huerta, 2022).

En la Figura 31. se presenta algunos modelos de plasticidad concentrada y aquellos con plasticidad distribuida.

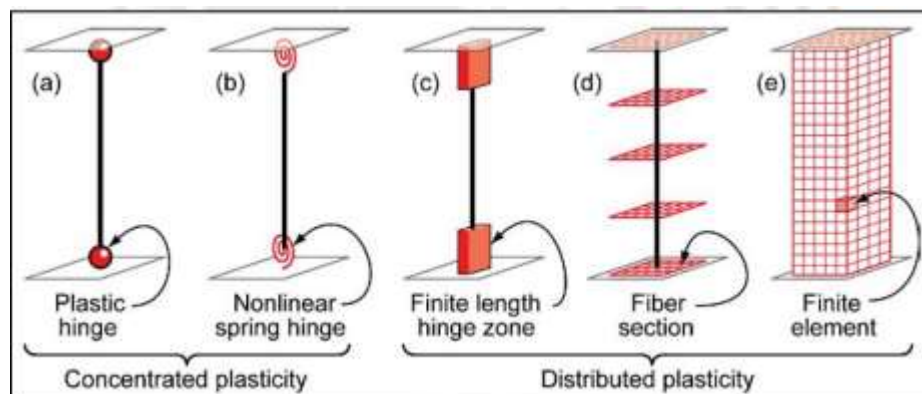


Figura 32. Modelos de plasticidad concentrada y distribuida.

Fuente: Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro capacidad, Huerta, 2022, p. 28.

2.3.8 Rótulas plásticas

Son aquellos puntos donde los elementos estructurales no se encuentran con la capacidad de absorber los momentos por flexión empezando a actuar como una articulación forjando una rotación en el mismo punto. El análisis no lineal busca identificar la presencia de rótulas plásticas, ya que son estas las que generan los mecanismos de colapso en la estructura. Es por ello, que es adecuado que se presenten primero en las vigas más no en columnas, puesto que si este fuera el caso sería un colapso inmediato (Mancheno, 2017).

Los daños se enfocan en aquellos que presentan una mayor magnitud en sus nodos más no de manera uniforme, estableciendo una zona de daño concreta en el que la longitud de medida efectiva (L_p) debe ser menor a la del daño total (L) (Quiroz, 2017).

Para estimar la longitud efectiva (L_p) se puede hacer uso de las siguientes ecuaciones:

$$L_p = 0.08l + 0.022f_y \text{ (MPa)} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación 21.0}$$

$$L_p = 0.08l + 0.15f_y \text{ (ksi)} \quad \dots\dots\dots \text{Ecuación 22.0}$$

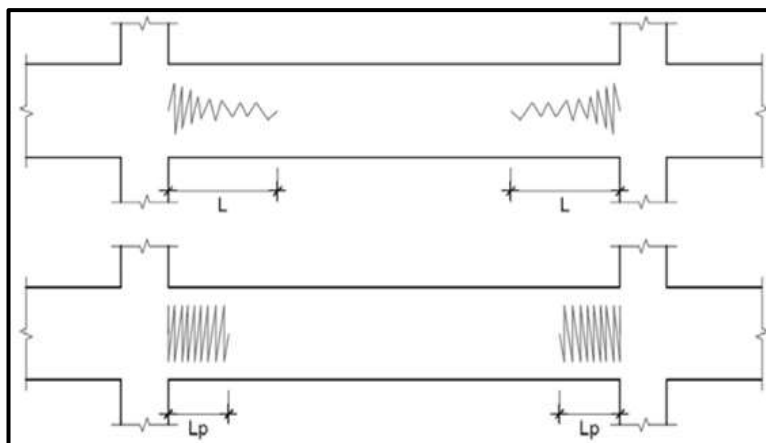


Figura 33. Idealización del daño equivalente.

Fuente: Vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica módulo 780 Pre NDSR-1997 mediante modelos no lineales, Quiroz, 2017, pág. 43.

Algunos investigadores propusieron fórmulas empíricas para determinar la longitud equivalente de la rótula plástica, mostradas en la tabla siguiente:

Tabla 1

Fórmulas empíricas para determinar L_p

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

Fuente: Segura, 2021, p. 26.

2.3.9 Elementos primarios y secundarios

Según su importancia estructural el ATC-40 muestra dos tipos de elementos, elementos primarios y elementos secundarios. Los elementos primarios se caracterizan por su sistema de resistencia lateral haciendo que la rigidez de la estructura dependa de esta, mientras que los elementos secundarios resisten una mínima parte de las cargas laterales y las cargas de gravedad. En la Figura 33 se puede identificar la diferencia entre ambos elementos, ya que, su nivel de curvatura junto al colapso es más moderado en un elemento primario que uno secundario por mayor actividad sísmica (Huerta, 2022).

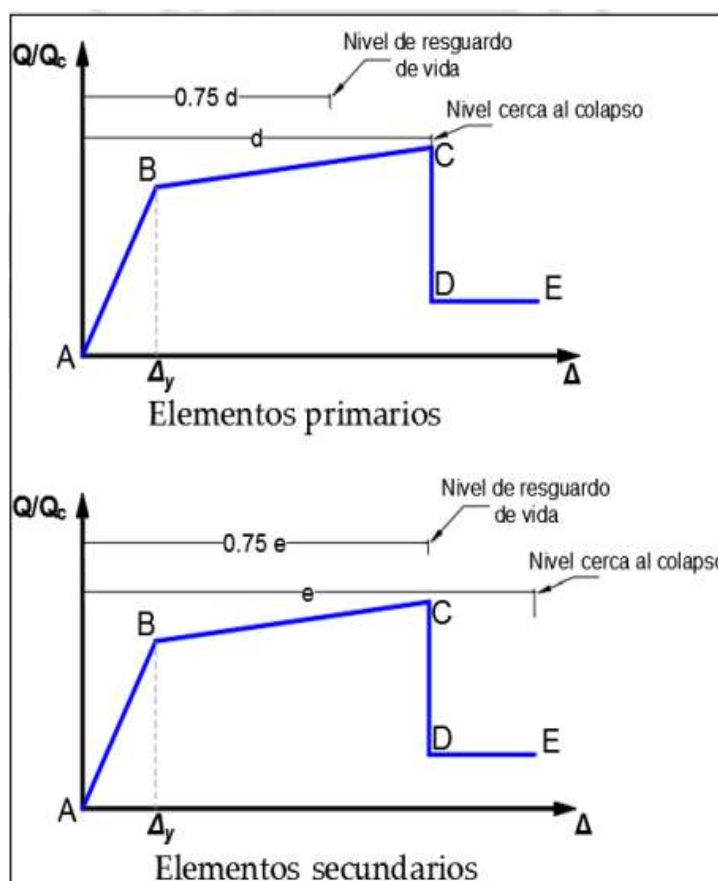


Figura 34. Elementos primarios y secundarios.

Fuente: Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro capacidad, Huerta, 2022, p. 30.

2.3.10 Evaluación de la Respuesta Sísmica de la Estructura

Para la evaluación de la respuesta sísmica se toma en cuenta el análisis estático y dinámico para evaluar la cortante basal de la estructura, así como las derivas máximas de la misma. Para esto, se debe tener en cuenta las características de la edificación y del terreno en que cual se asentará (Mancheno, 2017).

2.4 Hipótesis

Determinar el comportamiento no lineal de un pabellón de la I.E Miguel Grau Seminario del C.P el Porvenir – Distrito de Querecotillo, provincia de Sullana, departamento de Piura, permitirá evaluar el desempeño sísmico de la estructura frente a un nivel de movimiento determinado.

2.5 Variables. Operacionalización de Variables

2.5.1 Variable Independiente:

- Desempeño sísmico estructural.

2.5.2 Variable Dependiente:

- Análisis no lineal estático.

Tabla 2

Operacionalización de variable independiente

VARIABLE INDEPENDIENTE	DEFINICIÓN DE LA VARIABLE	DIMENSIONES	UND.	INSTRUMENTO
DESEMPEÑO SÍSMICO	Consiste en la implementación de esquemas de evaluación que nos permitan medir el daño ocurrido en la edificación luego de haber sido sometida a fuerzas sísmicas, con la finalidad de que dicha evaluación permita un adecuado dimensionado, y detallado de los elementos estructurales y no estructurales para que la estructura logre alcanzar determinados límites sin dañarse considerablemente (Bertero, en SEAOC, 1995).	Niveles de Desempeño	glb.	Propuestas del SEAOC
		Amenaza sísmica	glb.	Sismo de diseño
		Capacidad estructural	glb.	Modelo lineal y no lineal

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3

Operacionalización de variable dependiente

VARIABLE DEPENDIENTE	DEFINICIÓN DE LA VARIABLE	DIMENSIONES	UND.	INSTRUMENTO
ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO	Es un procedimiento que nos permite conocer el comportamiento inelástico de una edificación e identificar el mecanismo de falla que presentarían sus principales componentes por acciones sísmicas. Esta metodología involucra las características no lineales de los materiales que conforma la estructura (Mancheno, 2017).	Curva Capacidad	glb.	Curva: Fuerzas sísmica vs Desplazamiento
		Rótulas plásticas	glb.	Diagrama: Momento - Curvatura
		Espectro de Capacidad	glb.	Gráfica: Desplazamiento espectral (Sd) – Aceleración espectral (Sa)

Fuente: Elaboración Propia.

III. METODOLOGÍA EMPLEADA

3.1 Tipo y nivel de investigación

Tipo de Investigación aplicada y nivel de investigación explicativo.

3.2 Población y muestra de estudio

3.2.1 Población

Cada sistema estructural de los pabellones de la I.E. Secundaria Miguel Grau Seminario del Centro Poblado El Porvenir - distrito de Querecotillo, provincia de Sullana, departamento de Piura.

3.2.2 Muestra

El prototipo elegido para esta investigación es el pabellón de la I.E. Secundaria Miguel Grau Seminario del Centro Poblado El Porvenir - distrito de Querecotillo, provincia de Sullana, departamento de Piura.

3.3 Diseño de Investigación

Se representa como un análisis de tipo experimental, ya que a través de nuestra variable independiente (causal) trabajaremos las derivaciones o efectos de nuestra variable dependiente. Según su diseño de contraste es pre-experimental porque a raíz de nuestro análisis muestral observaremos el comportamiento de nuestras variables.

El esquema es el siguiente:



Donde:

M: Muestra (Sistemas estructurales de los pabellones del servicio educativo)

O: Observación (Desempeño sísmico de un pabellón de 3 niveles)

3.4 Técnicas e Instrumentos de Investigación

Se usará esquemas matemáticos y la técnica de observación directa porque evaluaremos el desempeño sísmico del prototipo según su análisis y modelamiento.

Además, se hará uso de herramientas electrónicas de dibujo y otros sistemas operativos del Microsoft que puedan ser necesarios.

3.5 Procesamiento y análisis de datos

Los métodos empleados para la evaluación del desempeño sísmico se realizan en tres procesos de cálculo. Cálculo del comportamiento estructural, cálculo del daño y finalmente cálculo del desempeño sísmico, explicados a continuación.

3.5.1 Cálculo del comportamiento estructural

Para conocer el comportamiento de la estructura a evaluar se siguió inicialmente la metodología descrita en la norma E.030, análisis lineal elástico (análisis estático y pseudodinámico), con la finalidad de obtener los modos fundamentales de vibración,

desplazamientos y distorsiones máximas considerando parámetros y demandas lineales.

Una vez conocidos los parámetros que describe la estructura en el rango elástico se realizó el análisis estático no lineal mediante la metodología Pushover, con la finalidad de obtener la capacidad no lineal de la estructura (curva de capacidad), a través del programa ETABS v18. Para lograr realizar este análisis se considera primero las propiedades no lineales de los materiales como también de los elementos principales mediante sus diagramas de momento rotación plástica (rotulas plásticas).

Para la aplicación del patrón de cargas de fuerzas laterales en el análisis pushover se utilizó una distribución modal en la que se considera e modo fundamental según la dirección de análisis. La carga sísmica aplicada se establece mediante los parámetros sísmicos de la norma E.030.

La metodología empleada para hallar el punto de desempeño será el método de la linealización equivalente, descrita por el fema 440, la cual hace uso de una representación bilineal de la curva espectro de capacidad y de un espectro de demanda, para poder realizar esta metodología es necesario conocer un desplazamiento obtuvo la cual puede ser calculado o asumido inicialmente. Para conocer el nivel de daño de los elementos estructurales se utilizaron los criterios de evaluación descritos en el ASCE 41-17.

IV. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

4.1 Modelo analizado

Descripción del módulo de 3 aulas, 3 pisos

El módulo escolar presenta un sistema estructural en base a pórticos de concreto armado en la dirección X y muros de concreto armado en la dirección Y, con una altura de piso a techo de 3.50m. en sus tres niveles.

Según su arquitectura, el área techada es de 170 m², el techo presenta una cobertura metálica liviana y los ambientes están divididos en tres aulas para cada nivel.

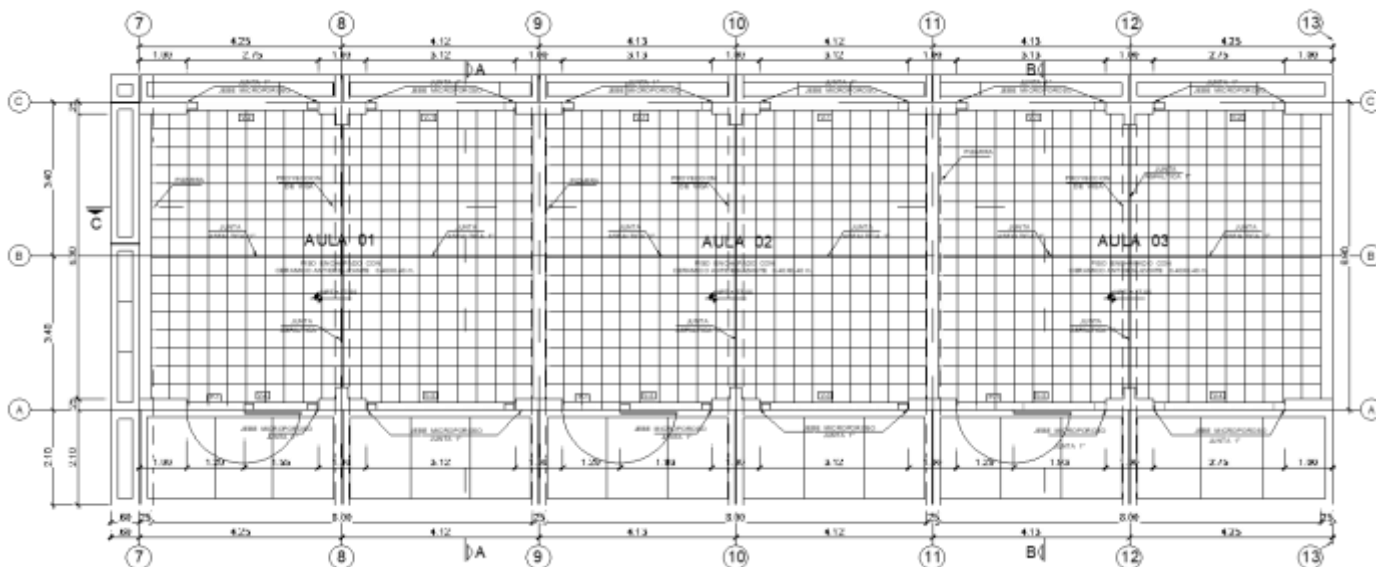


Figura 35. Plano de arquitectura del módulo escolar de 3 pisos.

Fuente: Propia.

Las dimensiones de los elementos estructurales son los siguientes:

COLUMNAS

- Columnas T: Se encuentran en la dirección longitudinal con una longitud de ala de 1m, espesor de 25cm y un alma de 25cm para los tres niveles.
- Columnas L: Ubicadas en cada esquina con un largo en la dirección X de 1m, en la dirección Y de 1m, y un espesor de 25 cm en los tres niveles.

VIGAS

- Vigas Principales:
 - ✓ VP – 101: Ubicada transversalmente con una dimensión de 60 cm de peralte y 25 cm de ancho.
 - ✓ VP – 102: Ubicada transversalmente con una dimensión de 50 cm de peralte y 25 cm de ancho.
- Vigas Sísmicas:

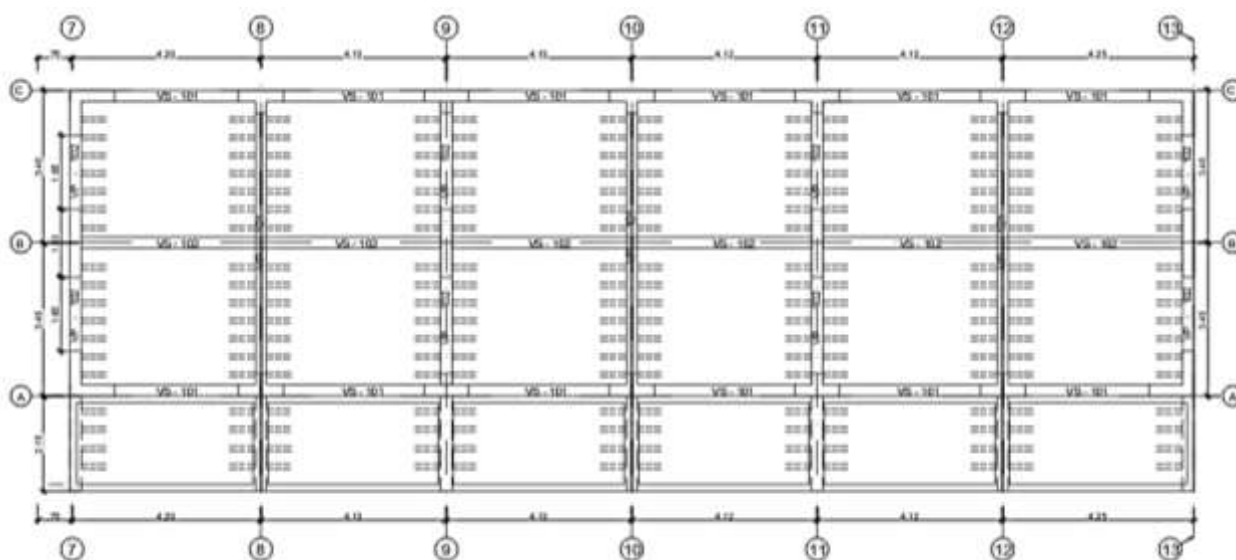
- ✓ VS – 101: Ubicada longitudinalmente con una dimensión de 50 cm de peralte y 25 cm de ancho.

PLACAS

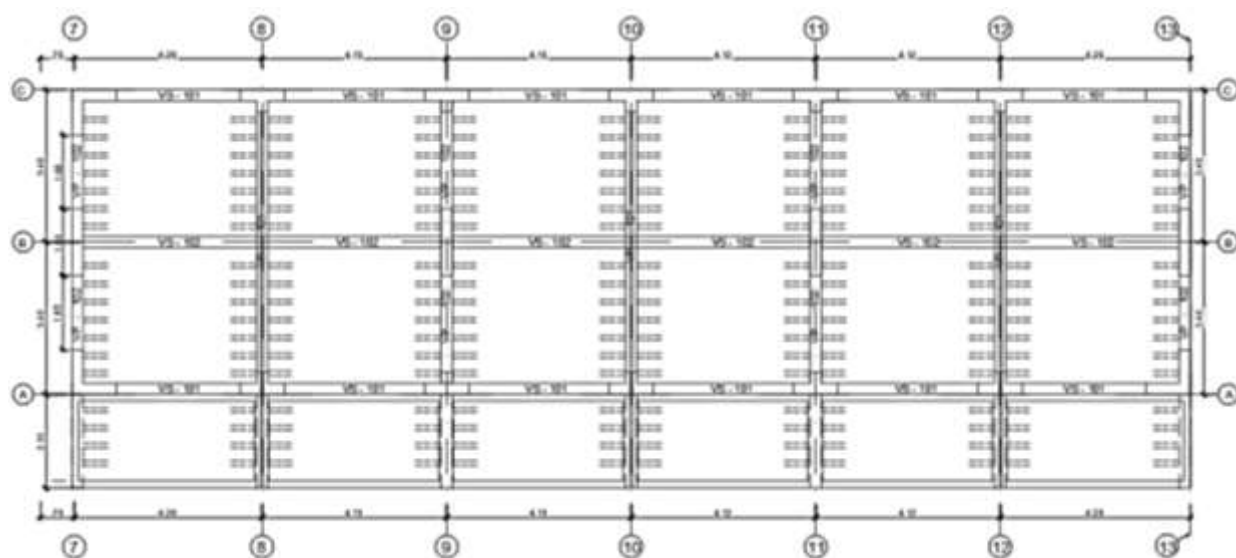
- Placa (PL - 1): La estructura cuenta con cuatro placas ubicadas en la dirección transversal con un espesor de 25 cm y una longitud de 1.50 m.

LOSAS

- Losas Aligeradas: Los tres niveles cuentan con una losa aligerada de 20cm de espesor.



ENCOFRADO PRIMER PISO



ENCOFRADO SEGUNDO PISO

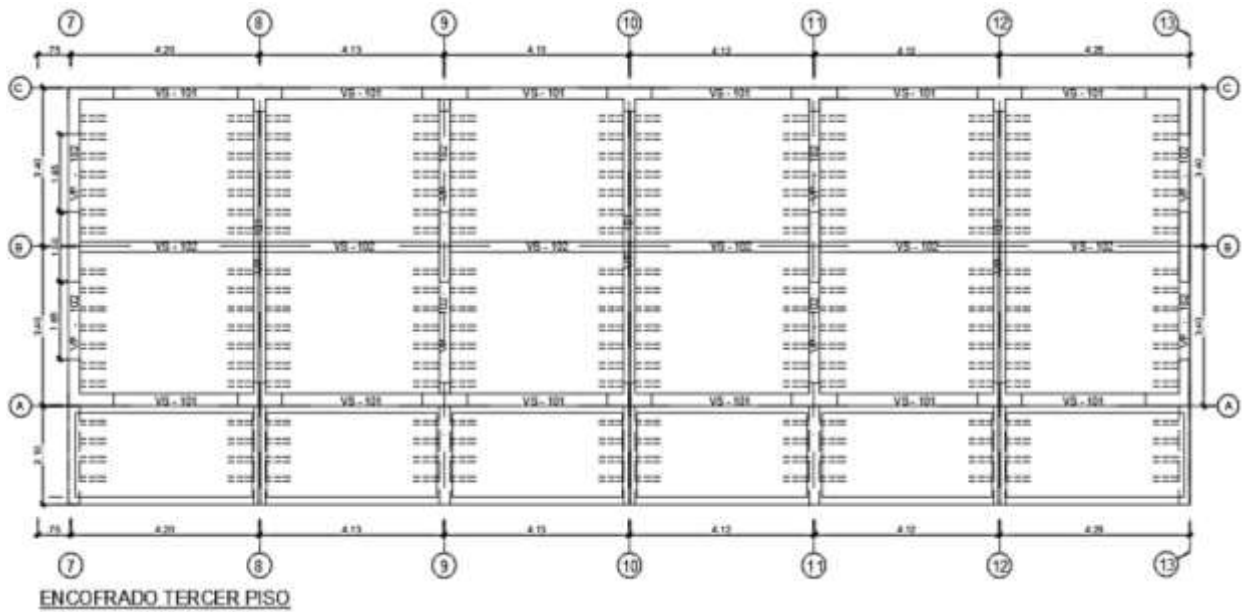


Figura 36. Plano de encofrados para módulo escolar de 3 pisos.

Fuente: Propia.

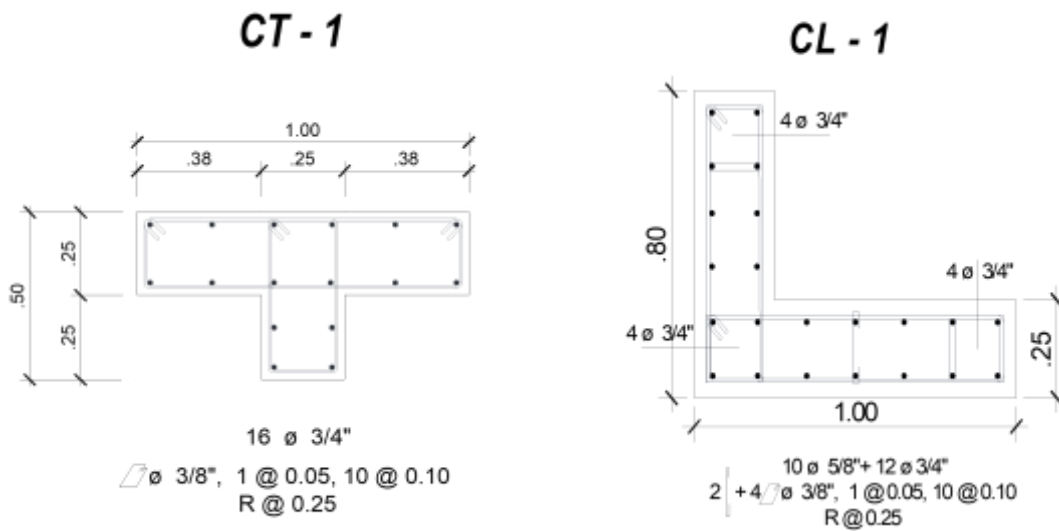
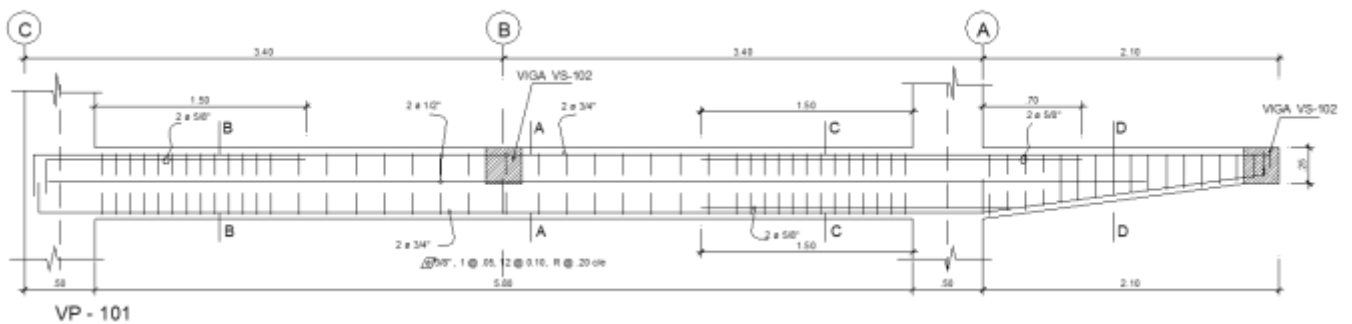


Figura 37. Columnas para módulo escolar de 3 pisos.

Fuente: Propia



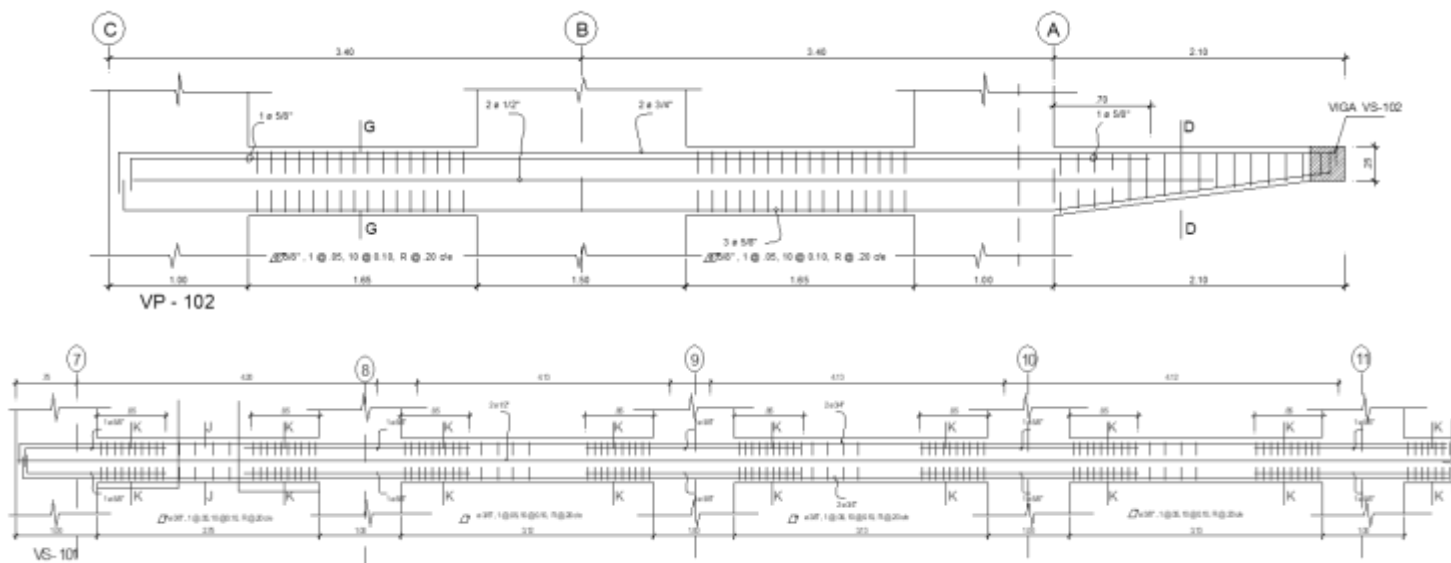


Figura 38. Vigas para módulo escolar de 3 pisos.

Fuente: Propia.

PL - 1

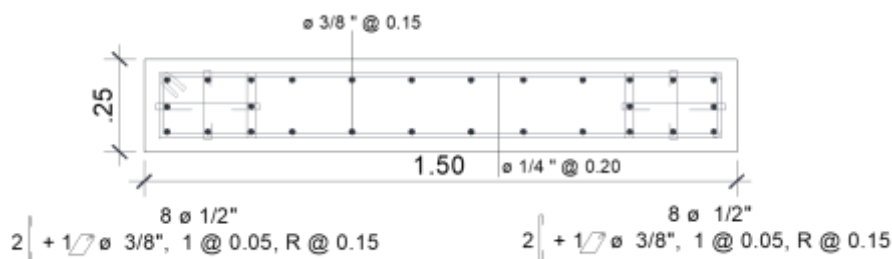


Figura 39. Dimensión de la placa para módulo escolar de 3 pisos.

Fuente: Propia.

4.2 Comportamiento estructural

4.2.1 Variables en el rango elástico

La mayoría de normas de diseño sismorresistente están basados en procedimientos de análisis lineales elásticos debido a su fácil aplicación. Estos procedimientos de análisis lineales son: el análisis estático lineal y análisis dinámico lineal modal espectral, los cuales aplicaremos para nuestro proyecto mediante el programa computacional Etabs V18 considerando una demanda sísmica del tipo S3, es decir, suelos blandos y flexibles.

4.2.1.1 Características elásticas de los materiales

Para efectos de los análisis lineales realizados en la edificación se han adoptado para los elementos estructurales los valores indicados a continuación.

PROPIEDADES DEL CONCRETO

- Resistencia a la compresión (f'_c) = 280 kg/cm²
- Módulo de Elasticidad (E_c) = 250998 kg/cm²
- Módulo de Poisson (μ) = 0.15
- Módulo de Corte (G_c) = 109129.6 kg/cm²

PROPIEDADES DEL ACERO

El acero presente en las estructuras es de grado 60 con las siguientes propiedades:

- Esfuerzo de Fluencia (f_y) = 4200 kg/cm²
- Módulo de Elasticidad (E_s) = 2000000 kg/cm²

4.2.1.2 Cargas consideradas

Las cargas verticales y horizontales se evaluarán conforme a la Normas de Estructuras E.020 Cargas y E.030 Diseño Sismorresistente. A continuación, se detallan generalmente las cargas típicas de gravedad (muertas y vivas) y sísmicas consideradas en el análisis.

CARGA MUERTA

- Losa h = 0.20m. unidireccional : 300 kg/m²
- Acabados : 100 kg/m²
- Albañilería : 1800 kg/m³
- Concreto : 2400 kg/m³

CARGA VIVA

- Sobrecarga Aulas : 250 kg/m²
- Sobrecarga Corredores : 400 kg/m²
- Sobrecarga techo : 100 kg/m²

4.2.1.3 Parámetros sísmicos y cálculo de la demanda

Actualmente la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 exige analizar cada dirección con el 100% del sismo actuando en forma independiente: sin embargo, otros reglamentos contemplan la posibilidad que el sismo actúe en forma simultánea en ambas direcciones: 100% en X y 30% en Y, y viceversa. Los siguientes coeficientes definen la demanda sísmica para el análisis lineal:

- Factor Zona (Z) : 0.45
- Factor de uso (U) : 1.5
- Coeficiente de Reducción (R_x) : 7 (Dual)
- Coeficiente de Reducción (R_y) : 6 (Muros)
- Tipo de Suelo (S3) : 1.10
- Periodo T_p : 1.00
- Periodo T_L : 1.60
- Factor de Amplificación (C) : 2.50

En la siguiente figura se ilustra los espectros de pseudo-aceleraciones para cada dirección de análisis.

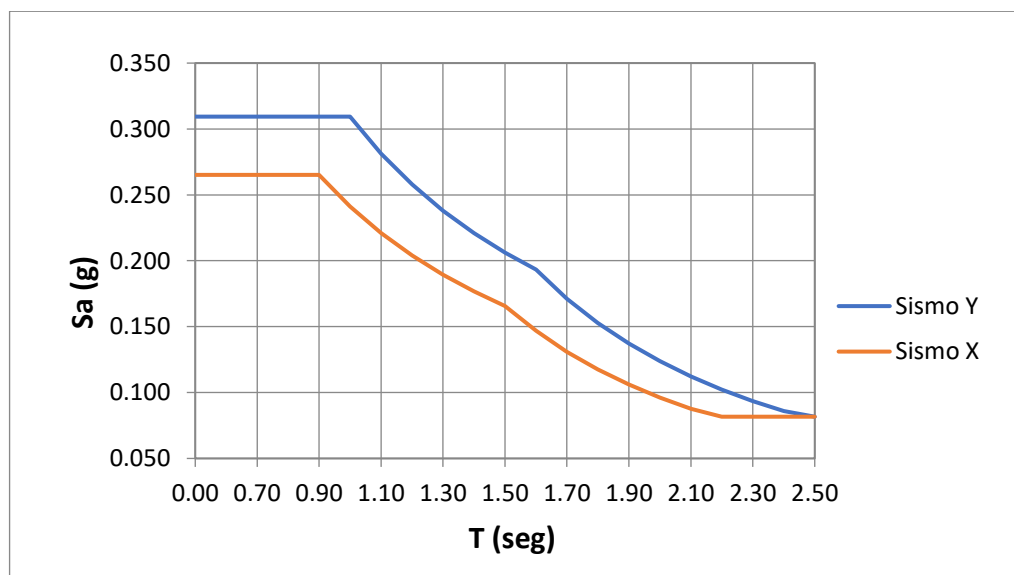


Figura 40. Espectros inelásticos de demanda sísmica para cada dirección.

Fuente: Propia.

4.2.1.4 Modelamiento estructural lineal

Para lograr obtener los parámetros más importantes del comportamiento dinámico lineal de la estructura, el modelo deberá atribuir una distribución espacial de masas y rigideces correspondientes.

Para poder realizar el análisis estructural de nuestra edificación es indispensable realizar un modelamiento adecuado que nos permita poder aproximar e interpretar lo mejor posible el comportamiento de nuestra estructura ante solicitaciones de gravedad y sísmicas.

✓ Elementos Frame

Se le considera como elementos tipo frame a las vigas y columnas para la formación de los pórticos ya que estos son los que disiparán la energía a través de su capacidad de resistir las deformaciones por esfuerzos de flexión biaxial, axial, de torsión y cortante biaxial.

Se le ha asignado un Insertion Point a algunas columnas que se encuentran desfasadas del eje central de las vigas con la finalidad de que el programa computacional modifique la matriz de rigidez de cada pórtico con respecto a la ubicación real de las columnas y pueda tomar en cuenta los efectos de cargas adicionales debido a la excentricidad que se originaría producto de dicho desfase.

✓ Elementos Shell

Los elementos tipo Shell combinan la flexión de la losa fuera del plano con la acción de la membrana en el plano, por ende, se le asignará esta característica a los muros mientras que, a las losas serán de tipo membrana en una dirección.

✓ Asignación de Diafragmas

Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por

diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación.

➤ Rígidos

Para poder reducir el cálculo estructural y compatibilizar las deformaciones en el plano de las losas junto con los otros elementos estructurales con los que ésta se conecta, asumiremos y asignaremos la condición diafragma rígido a los nudos de los tres pisos de la estructura ya que las losas no presentan irregularidades que pueda evitar esta condición.

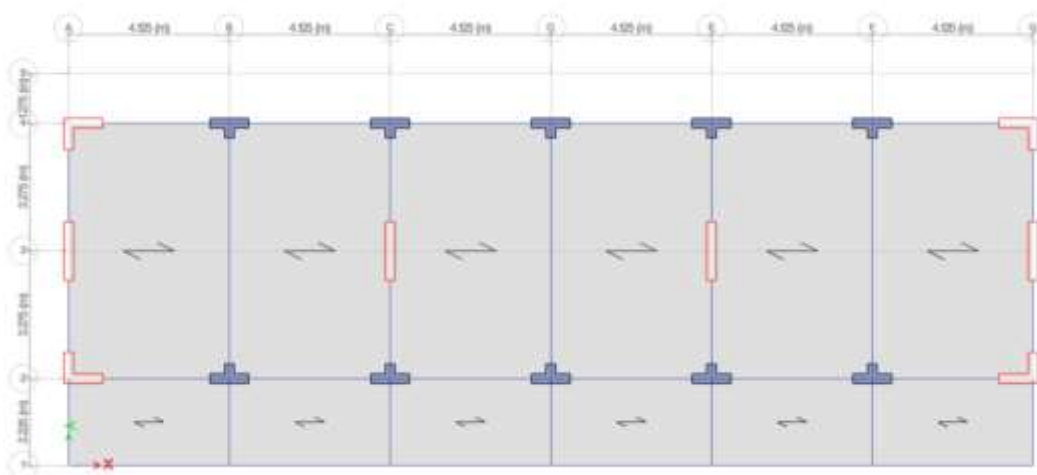


Figura 41. Planta típica del módulo de aulas de 3 pisos.

Fuente: Propia.

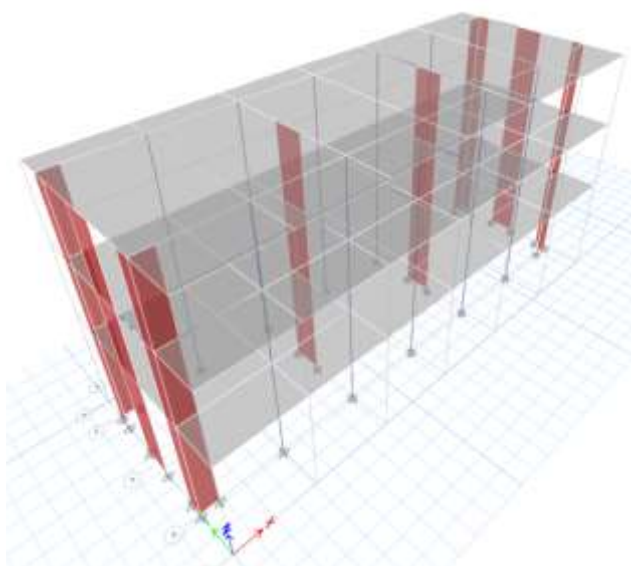


Figura 42. Modelo estructural 3D del módulo de aulas de 3 pisos.

Fuente: Propia.

4.2.1.5 Resultados del análisis lineal

Para poder entender el comportamiento de la estructura modelada hasta ahora podemos realizar unas verificaciones rápidas que generalmente las podemos comparar con los requerimientos mínimos de la norma E.030 para un mayor desempeño estructural (uniforme), esto lo podemos realizar a través de un análisis modal previo para revisar los modos de vibración y masas participativas.

Con la opción Mass Source se especifica los patrones de carga que se usarán para el cálculo del Peso Sísmico tomando en cuenta los pesos adicionales agregados según las características de la edificación (Educación:100%C.M + 50% C.V).

Tabla 4

Modos de vibración masas participativas de la estructura

TABLE: Modal Participating Mass Ratios										
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ
		sec								
Modal	1	0.391	0.8581	0	0	0.8581	0	0	0.1842	0.0151
Modal	2	0.385	0	0.864	0	0.8581	0.864	0.2004	0	0
Modal	3	0.309	0.0141	0	0	0.8722	0.864	0	0.0065	0.8237
Modal	4	0.107	0.0905	0	0	0.9627	0.864	0	0.637	0.0023
Modal	5	0.106	0	0.1005	0	0.9627	0.9645	0.6341	0	0
Modal	6	0.084	0.0023	0	0	0.965	0.9645	0	0.0148	0.1051

Fuente: ETABS.

Como podemos observar, en la Tabla 4 los tres primeros modos globales de vibración corresponden a dos traslacionales y un rotacional, esto es debido a la regularidad de la estructura. Se observa también que en el modo 5 la estructura logra más del 90% de la masa participativa en ambas direcciones.

DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES

Los desplazamientos laterales se calcularon multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas

En la siguiente tabla se observan los resultados:

Tabla 5

Desplazamientos y distorsiones en la dirección X

SISMO X				
Nivel	H entre piso (m)	Δ Elástico (m)	Δ Inelástico (m)	ϕ
1	5.4	0.0059	0.0310	0.0057
2	3.7	0.0107	0.0562	0.0068
3	3.7	0.0140	0.0735	0.0047

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 6

Desplazamientos y distorsiones en la dirección Y

SISMO Y				
Nivel	H entre piso (m)	Δ Elástico (m)	Δ Inelástico (m)	ϕ
1	5.4	0.0070	0.0315	0.0058
2	3.7	0.0129	0.0581	0.0072
3	3.7	0.0175	0.0788	0.0056

Fuente: Elaboración Propia.

Se observa que las distorsiones máximas ocurren en el segundo nivel, en el caso del sismo en Y en el nivel dos supera en un 1.03% la distorsión del límite establecido según la Tabla N° 11 de la Norma E.030. Este incremento es debido a la demanda bidireccional (30% del sismo en X) y menor rigidez asignada en tal dirección, por ende, estaría incumpliendo con lo establecido en dicha normativa siendo un poco más exigente para la edificación. El análisis no lineal nos ayudará a verificar si este incremento afectaría considerablemente en el desempeño final de la estructura.

4.2.2 Variables en el rango inelástico

Para encontrar las variables en el rango inelástico se ha tenido que emplear el análisis estático no lineal a través del método Pushover teniendo en cuenta la no linealidad de sus materiales y elementos.

4.2.2.1 Características inelásticas de los materiales

Para representar el comportamiento no lineal de los materiales se usó modelos histeréticos que consideran los cambios de rigidez debido al agrietamiento por fluencia.

PROPIEDADES DEL MODELO DEL ACERO DE REFUERZO

En esta fase del proceso se eligió al modelo histerético de Kinematic, ya que este permite identificar la resistencia y la no linealidad de los materiales. Es por ello, que en la Tabla 7 se muestra los parámetros usados en el modelamiento correspondiente al acero corrugado grado 60. Así como también, en la Figura 42 se percibe el comportamiento del acero respecto al modelado en el programa ETABS.

Tabla 7

Parámetros del acero de refuerzo

Parámetros del Acero	
Esfuerzo de fluencia (f_y)	4200 kg/cm ²
Esfuerzo de ruptura	6200 kg/cm ²
Deformación en el endurecimiento	0.002
Deformación de ruptura	0.09
Módulo de elasticidad	200000 kg/cm ²

Fuente: Elaboración Propia.

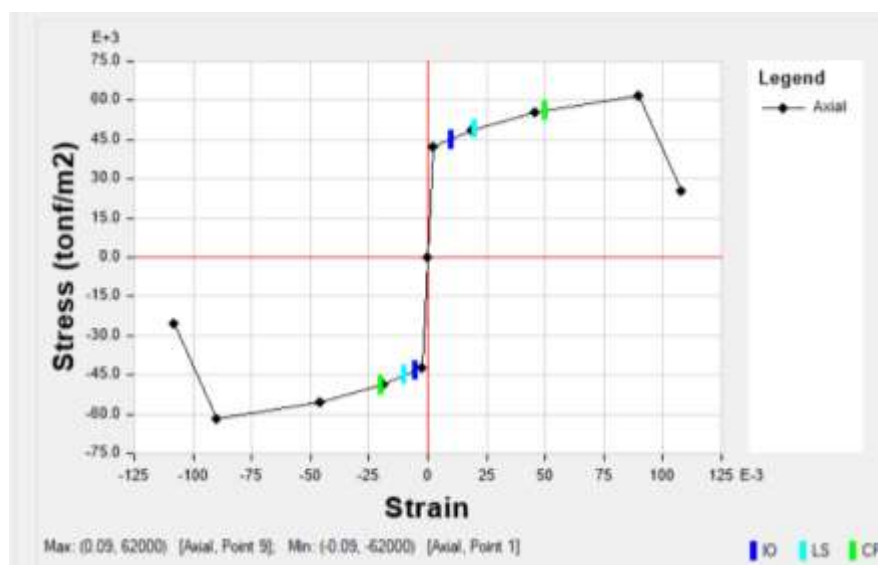


Figura 43. Modelo del comportamiento del acero

Fuente: Elaboración en Etabs

PROPIEDADES DEL MODELO DEL CONCRETO NO CONFINADO

A través del modelo de Mander se establece la inelasticidad del concreto no confinado. En la siguiente tabla se presentan los valores obtenidos del programa Sap2000. para un concreto con f'_c 280 kg/cm². En la figura 43 se visualiza el diagrama de esfuerzo – deformación unitaria.

Tabla 8

Parámetros del concreto sin confinar

Parámetros del concreto sin confinar	
Resistencia al esfuerzo de compresión (f'_c)	280 kg/cm ²
Límite del rango lineal ($0.45f'_c$)	126 kg/cm ²
Deformación en el límite de rango lineal	0.002
Deformación de aplastamiento	0.005
Módulo de elasticidad	250998 kg/cm ²

Fuente: Elaboración Propia.

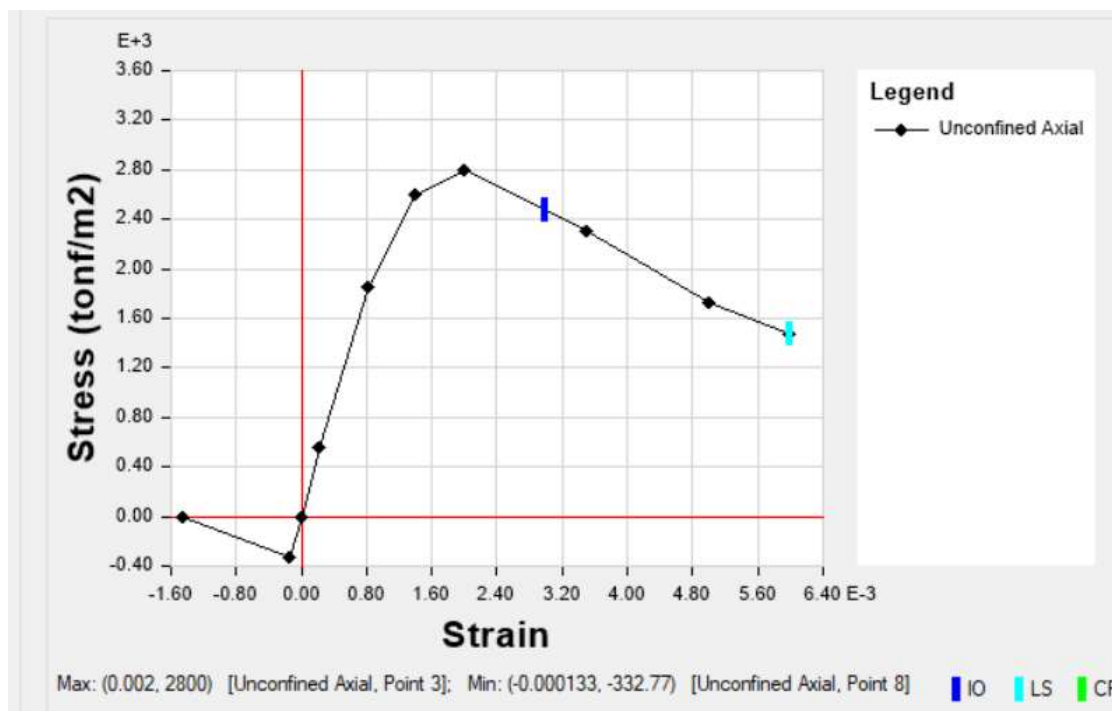


Figura 44. Modelo del concreto sin confinar

Fuente: Elaboración en Sap2000

PROPIEDADES DEL MODELO DEL CONCRETO CONFINADO

Para poder establecer el comportamiento inelástico del concreto confinado es necesario obtener su resistencia confinada. Para realizar esto se usó el modelo confinado de Mander indicando el acero longitudinal y transversal de una sección, en la figura 45 se muestra la información ingresada para calcular la resistencia confinada de la columna CT-1, la cual tuvo un resultado de 293 kg/cm². En la tabla 9 se muestra la información que se obtuvo del diagrama esfuerzo - deformación del concreto confinado con resistencia de 280 kg/cm² obtenido del SAP2000.

Tabla 9

Parámetros del concreto confinado

Parámetros del concreto confinado	
Resistencia al esfuerzo de compresión (f'_c)	280 kg/cm ²
Resistencia del concreto confinado	293.2 kg/cm ²
Deformación en el límite de rango lineal	0.0026
Deformación unitaria de aplastamiento	0.016
Módulo de elasticidad	250998 kg/cm ²

Fuente: Elaboración Propia.

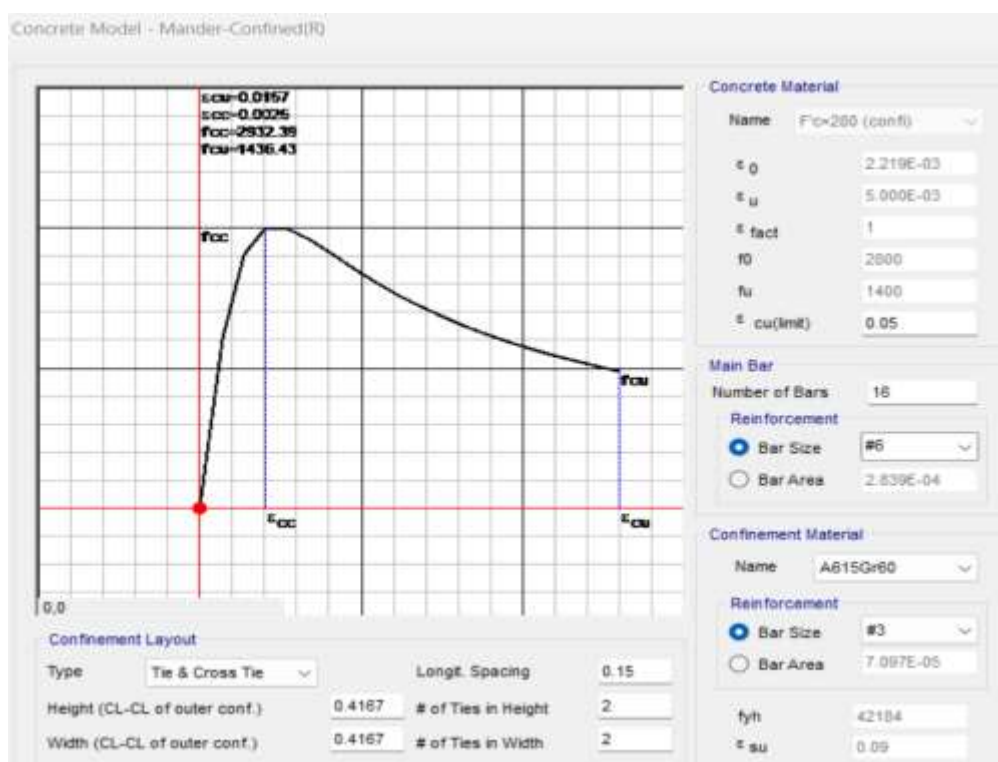


Figura 45. Modelo del concreto confinado

Fuente: Elaboración en SAP2000.

4.2.2.2 Diagrama momento – curvatura

Para lograr asignar las rotulas plásticas a las vigas, es necesario calcular el diagrama de momento rotación que a su vez se obtiene del diagrama de momento curvatura. Para el caso de las columnas se usó un modelo de rótulas tipo fibra definido a través del programa ETABS. Haciendo uso de la opción Section Designer se modeló la viga (VS101), colocando el acero correspondiente según los planos ya presentados, con la finalidad de obtener los respectivos valores para encontrar la gráfica de momento-curvatura de dicha sección y luego realizar la representación bilineal a través de la metodología propuesta por Paulay y Priestley.

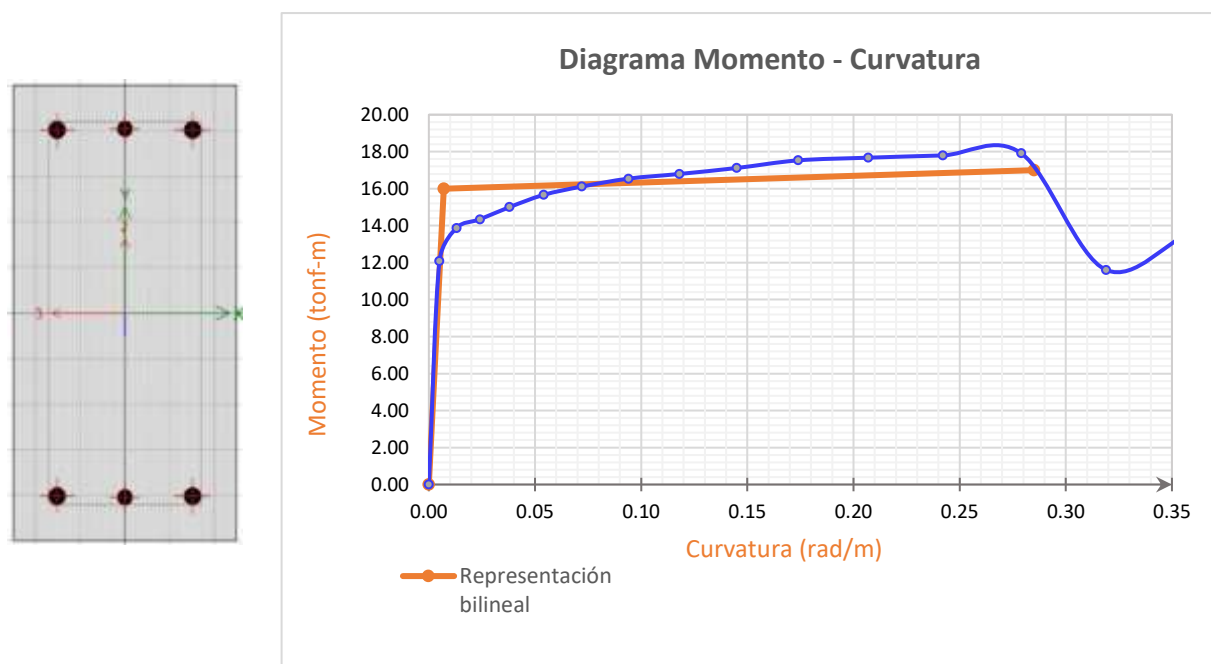


Figura 46. Diagrama momento curvatura y representación bilineal de la viga analizada (VS101)

Fuente: Propia.

4.2.3 Modelo no lineal de la estructura

En base al modelo lineal y de los parámetros lineales explicados anteriormente se procedió a asignar el acero de refuerzo según los planos y la no linealidad a los elementos estructurales (rótulas plásticas) para realizar el modelado no lineal.

4.2.3.1 Rótulas plásticas en vigas y columnas

VIGAS

Con los resultados obtenidos del diagrama de momento curvatura se puede realizar el diagrama de momento de rotación plástica de los elementos estructurales. Estos se pueden asignar manualmente en el programa o haciendo que este lo considere automáticamente (Huerta, 2022).

Para nuestro caso hemos calculado las rotulas según la metodología descrita por Paulay y Priestley y según los criterios de aceptación del FEMA 356.

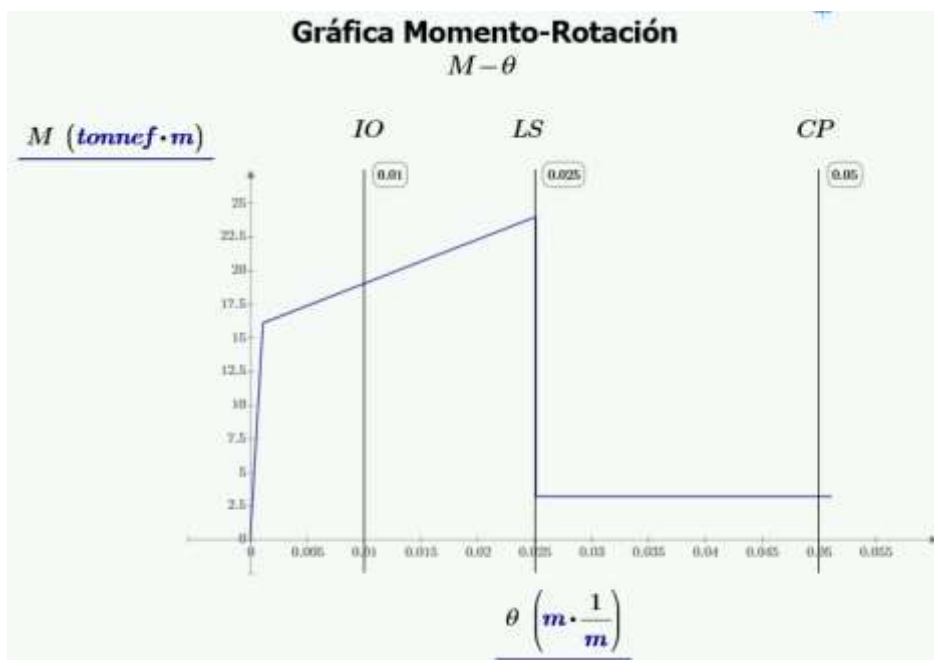


Figura 47. Curva de Momento – Rotación de viga analizada (VS101).

Fuente: Propia.

A continuación, se procedió con la asignación de las rotulas plásticas para todas las vigas en el programa, las cuales se asignaron del tipo concentrada M3.

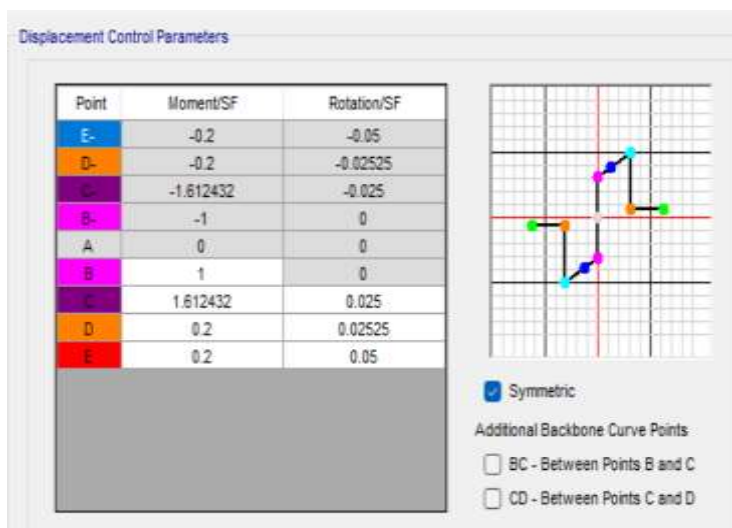


Figura 48. Asignación de rótulas plásticas en vigas.

Fuente: ETABS.

COLUMNAS

Las rótulas del tipo concentrada en columnas pueden resultar valores de momentos exigentes en el análisis, es por ello que para las columnas del tipo T y L se le asignó la inelasticidad del tipo distribuida (Fiber-PM2-PM3), ya que reporta momentos más cercanos a valores empíricos (Terrenzi, Spacone, y Camata, 2020).

En la siguiente imagen se ilustran las fibras asignadas automáticamente por el Etabs en columna T.

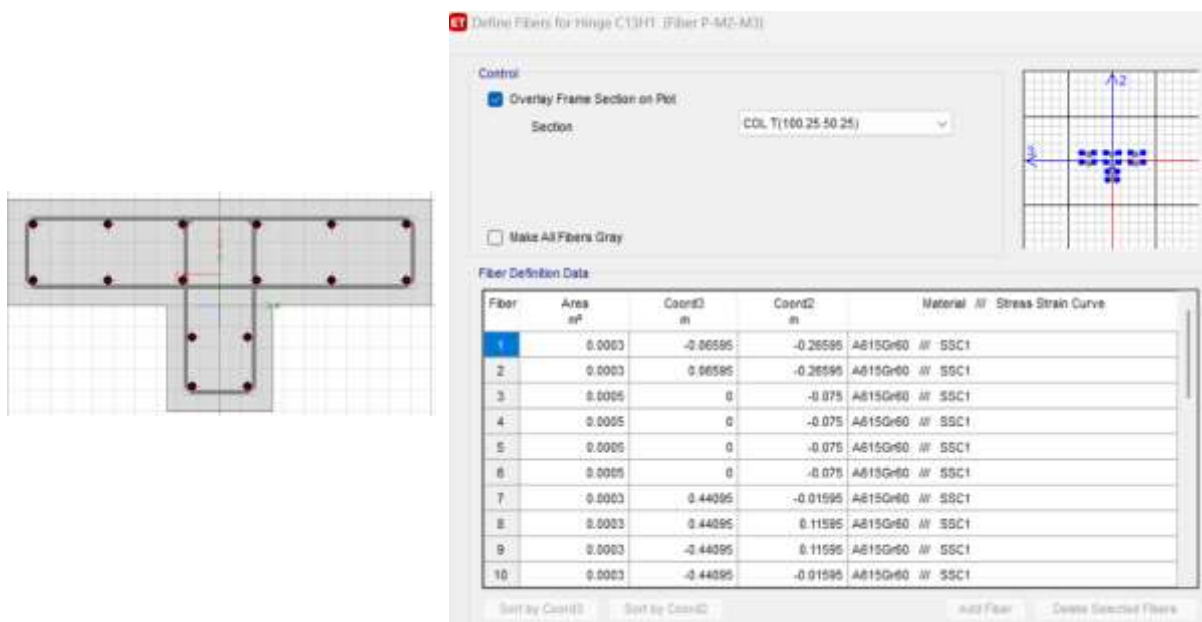


Figura 49. Asignación de rótula tipo Fibra en columna T.

Fuente: ETABS.

LONGITUD DE RÓTULAS EN VIGAS Y COLUMNAS

Muchos investigadores han empleado varios estudios y ensayos para analizar la longitud plástica de vigas y columnas, las cuales están expresadas a través de distintas fórmulas dando una estimación de lo que podría ser ciertas longitudes, esto se presenta en la Figura 38.

Investigador	Longitud de rótula	
Sawyer (1956)	$0.25d + 0.075z$	
Corley (1966)	$0,5d + 0,2\sqrt{d}(z/d)$	Vigas
Mattock (1967)	$0.5d + 0.05z$	Vigas
Priestley y Park (1987)	$0.08z + 6d_b$	Columnas
Paulay y Priestley (1992)	$0.08z + 0.022d_b f_y$	Vigas-columnas
Sheikh y Khoury (1993)	h	Columnas bajo gran carga axial

d: peralte, *d_b*: longitud de refuerzo longitudinal, *z*: distancia de punto de sección crítica a punto de inflexión

Figura 50. Longitudes de rótulas plásticas según distintos investigadores.

Fuente: Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro capacidad, Huerta, 2022, p. 52.

Huerta, en su investigación nos resalta que para calcular la longitud de columnas se debe considerar entre 0.6 y 0.85 veces la altura de la sección, mientras que para las vigas se deberá considerar entre 0.5 y 0.75 veces el peralte. Además, se deberá hacer uso de una ecuación que está fundamentada en base a la fórmula de Paulay y Priestley mostrada a continuación.

$$l_p = 0.1L + 0.015f_y d_b \dots \dots \dots \text{Ecuación 23.0}$$

Donde:

- *L*: Altura de la columna (mm)
- *f_y*: Esfuerzo de fluencia del acero (Mpa)
- *d_b*: Diámetro del acero de refuerzo (mm)

Para el caso de las vigas, se debe considerar una longitud de rótula 0.5 veces la altura del elemento para el cálculo del momento máximo, momento último y momento de fluencia. Tanto para las vigas y columnas, las rótulas deberán estar ubicadas a una distancia relativa de los extremos del 10% y 90% de la distancia del elemento (Huerta, 2022).

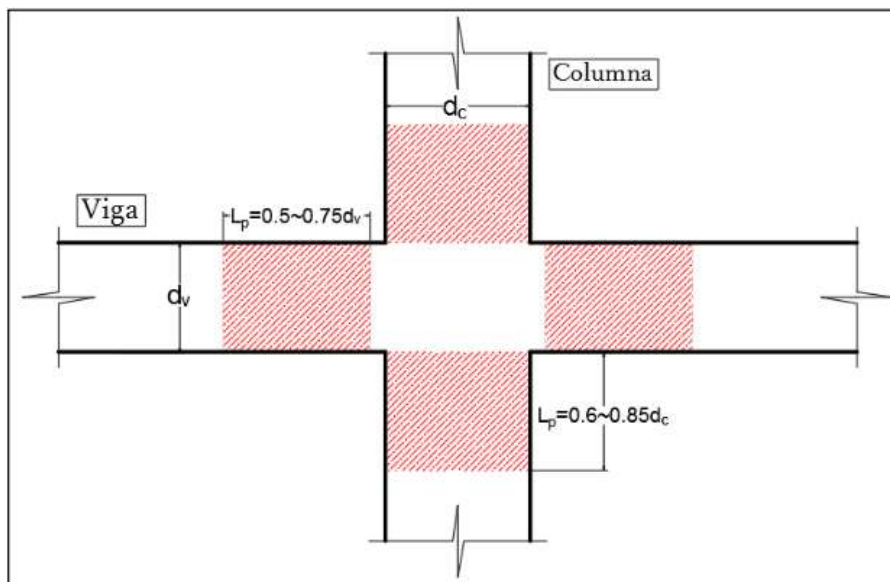


Figura 51. Longitud de plasticidad en vigas y columnas.

Fuente: “Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro de capacidad”, Huerta, 2022, pág. 53.

MUROS

Para poder definir las rótulas en los muros primero es necesario asignar el refuerzo longitudinal como transversal, en esta ocasión por medio de la opción Wall Hinge Reinforcement como se muestra en la figura 52. Estos elementos estarán sometidos a carga axial y momento en una dirección; es por ello que se le procedió asignarle rótulas tipo Auto Fiber P-M3 del programa ETABS, tal como se muestra en la figura 53.

Asmat en su investigación comenta que la longitud de rótulas plásticas se estima entre 0.45 y 0.70 veces el peralte efectivo del muro para muros largos, en esta ocasión los muros no sobrepasan

de una longitud de 1.50m es por ello que la longitud de plasticidad será establecida automáticamente por el programa. La asignación de esta se muestra en la figura 52.

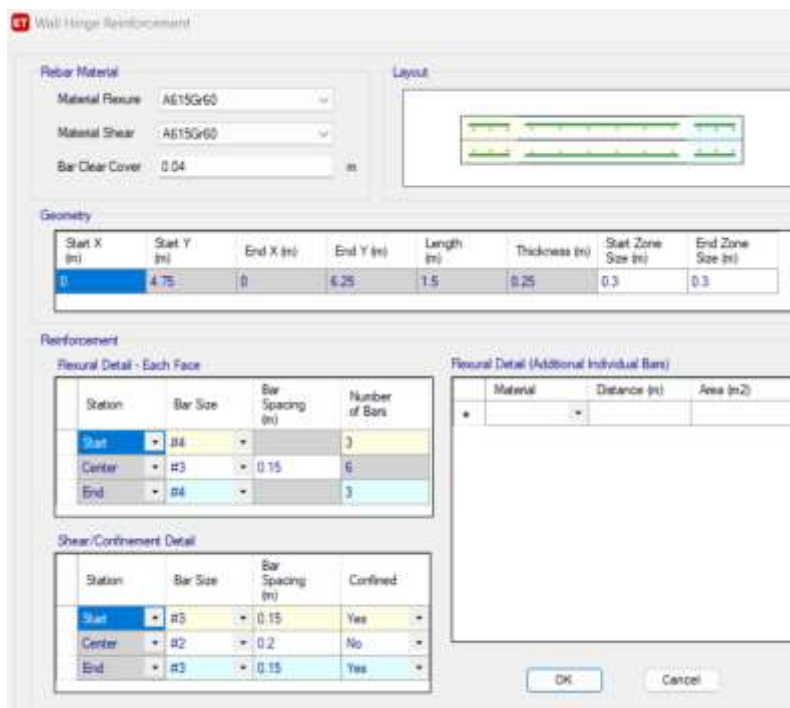


Figura 52. Refuerzo de muros de concreto.

Fuente: ETABS.

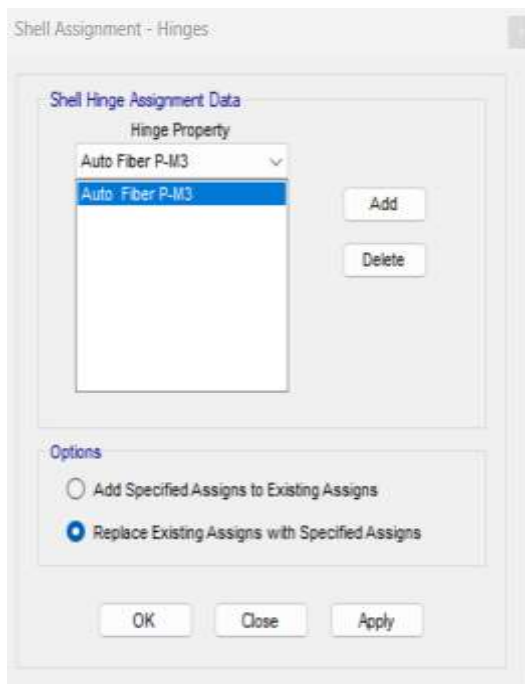


Figura 53. Asignación de rótulas en muros de concreto.

Fuente: ETABS.

Es necesario indicar que el programa ETABS nos permite determinar el diagrama de interacción P-M para columnas y muros en sus direcciones principales según sus cualidades mecánicas, geométricas y el refuerzo dado. Así como también, calcula de manera automática los momentos de fluencia y los niveles de daños como criterios de aceptación, según las medidas brindadas por el FEMA 356 (Segura, 2021).

4.2.4 Análisis estático no lineal (Pushover)

Los procedimientos de análisis no lineales simplificados usados en el método pushover, sea el método del espectro de capacidad o el método de los coeficientes de desplazamientos, requieren determinar tres elementos primarios: capacidad, demanda (desplazamiento) y desempeño.

En este apartado explicaremos el método a usar para nuestro análisis estático no lineal, es decir, el método de espectro capacidad (MEC), que consta en calcular el punto de desempeño a través de la transposición del espectro de demanda y capacidad. Tal y como se ha explicado anteriormente, del análisis estático se obtendrá la curva de capacidad, utilizando los modos de vibración principales de cada dirección como carga designada (Segura, 2021).

Huerta en su investigación señala que, para evitar posibles deformaciones por cargas de gravedad se debe realizar un caso previo de análisis de deformación por cargas de gravedad, para dar inicio a nuestro análisis estático no lineal, superponiendo el espectro de capacidad determinado al espectro de demanda. Si se requiere y es necesario la curva de capacidad puede graduarse para determinar del desplazamiento de colapso. Finalmente, haciendo uso de los criterios brindados por el comité VISION 2000 se procede a evaluar el desempeño estructural (Huerta, 2022).

4.2.4.1 Cargas gravitacionales

Se deberá ingresar previamente las cargas muertas y vivas al programa ETABS, con el objetivo de conseguir las deformaciones iniciales por gravedad, para que en nuestro análisis Pushover solo se consideren aquellas deformaciones producidas por lo aplicado. La figura 53 muestra las cargas aplicadas en el programa (Huerta, 2022).

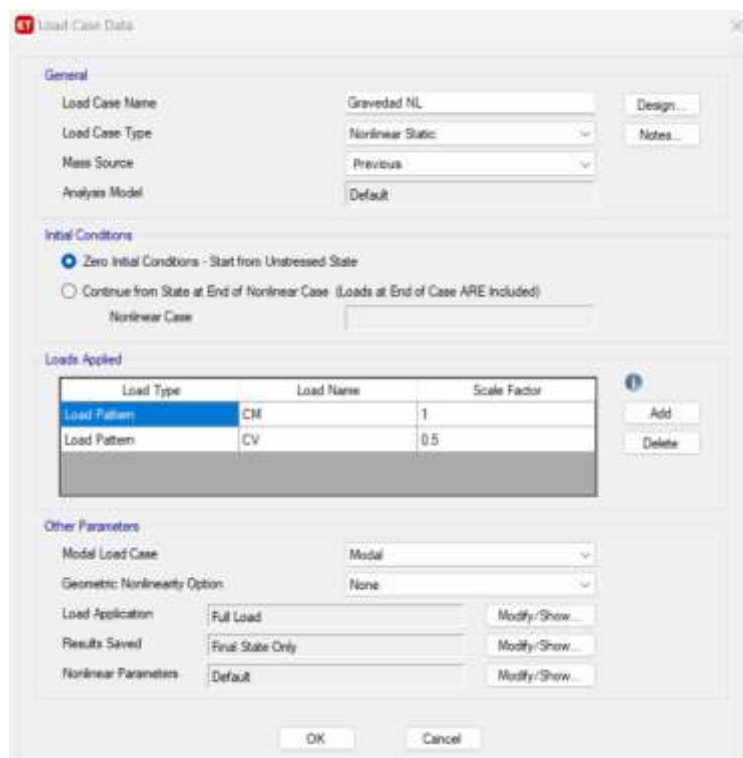


Figura 54. Caso de carga estática gravitacional no lineal.

Fuente: ETABS.

4.2.4.2 Patrones de cargas laterales

Las cargas laterales deberán ser aplicadas en el modelo matemático en proporción de la distribución de las fuerzas inerciales en el plano de cada diafragma.

Para el caso de carga lateral no lineal, la Sección 7.4.3.2.3 del ASCE 41-17 y en la sección 3.3.3.2.3 del FEMA 356 recomiendan una distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección de análisis. Esta se utilizará solo cuando más del 75% de la masa participativa corresponde al modo fundamental en la

dirección de análisis, lo cual para nuestro proyecto si estaría dentro del rango de acuerdo a los resultados del análisis modal.

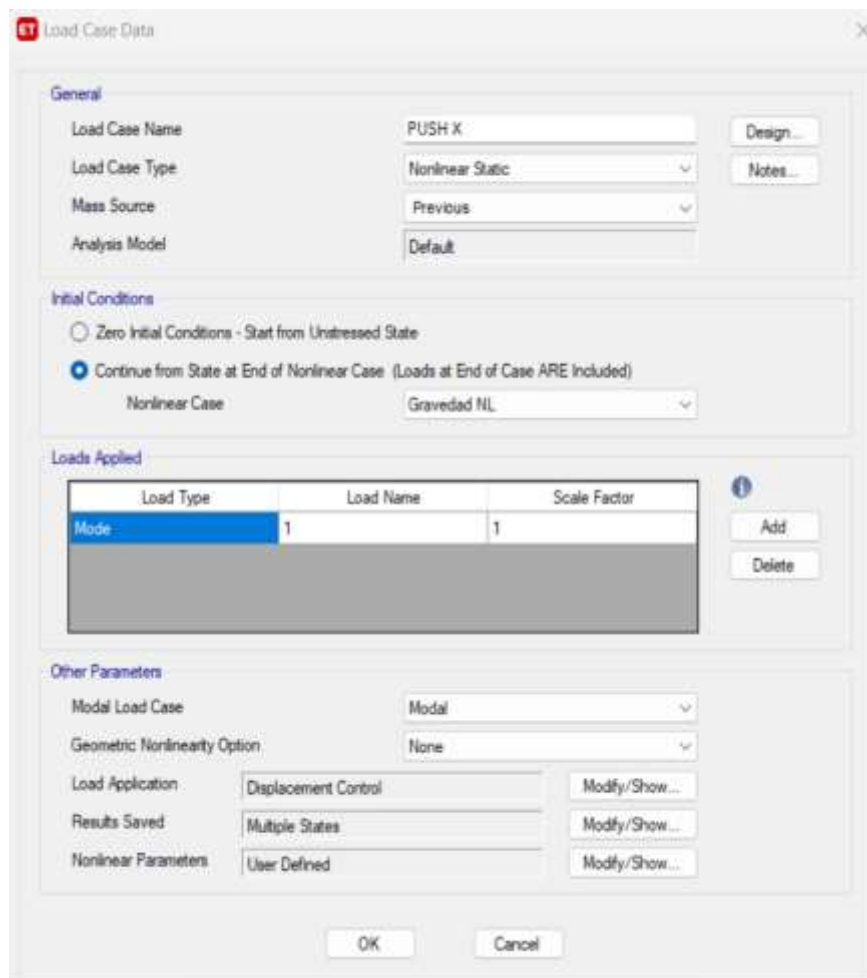


Figura 55. Caso de carga lateral estática no lineal.

Fuente: ETABS.

4.2.4.3 Desplazamiento del nudo de control

El punto de control deberá ubicarse en el centro de masa del techo de la edificación. Este punto de control se establece con el fin de estimar el desplazamiento máximo en el techo, para el cual se usó un valor de 15cm para empezar el análisis y obtener las capacidades en cada dirección como se ilustra en la figura 55. Si la estructura aún presenta irregularidades en su capacidad de deformación, su valor deberá incrementarse hasta que suceda el colapso, pero si las deformaciones en sus elementos son muy elevadas ya sea por una sobreestimación del programa, este valor deberá reducirse.

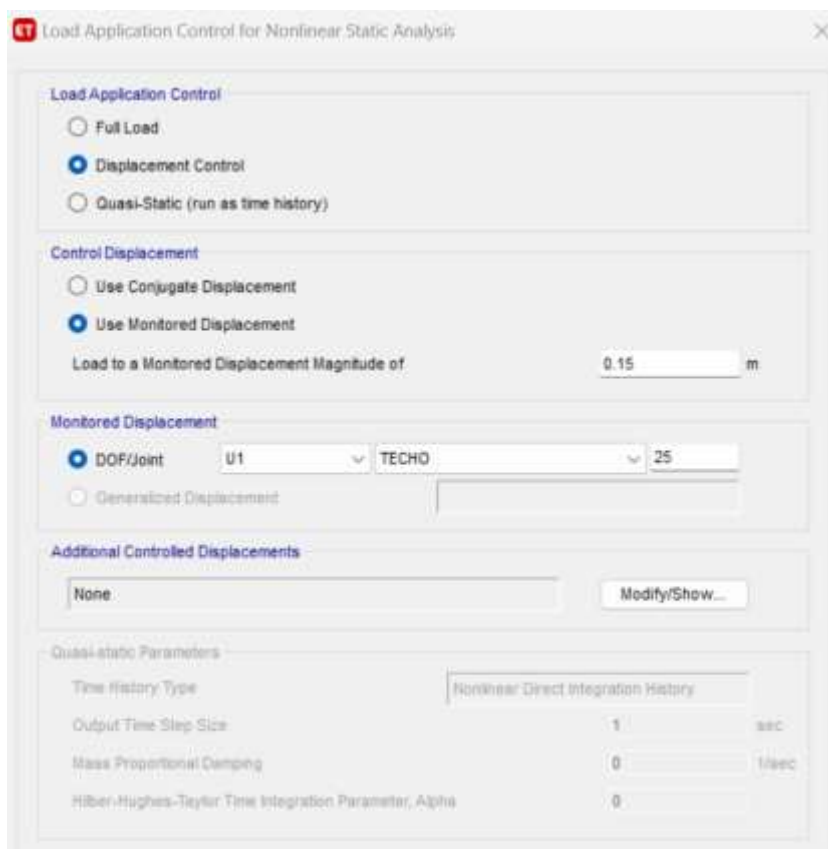


Figura 56. Asignación del desplazamiento y del nodo de control.

Fuente: ETABS.

4.2.4.4 Curva de capacidad de la estructura

La capacidad de la estructura es representada por la curva Pushover. La curva capacidad es generalmente construida para representar la respuesta del primer modo de la estructura basado en el supuesto de que el modo de vibración fundamental es la respuesta predominante de la estructura.

El programa ETABS define la curva de capacidad hasta el punto de falla o de colapso donde el modelo se vuelve numéricamente frágil e inestable, debido a fallas rígidas en sus elementos o fallas generales coincidiendo con la inestabilidad física de la estructura (Segura, 2021).

Dirección Longitudinal (X)



Figura 57. Curva de capacidad en dirección X

Fuente: Propia (ETABS)

Simplificación bilineal

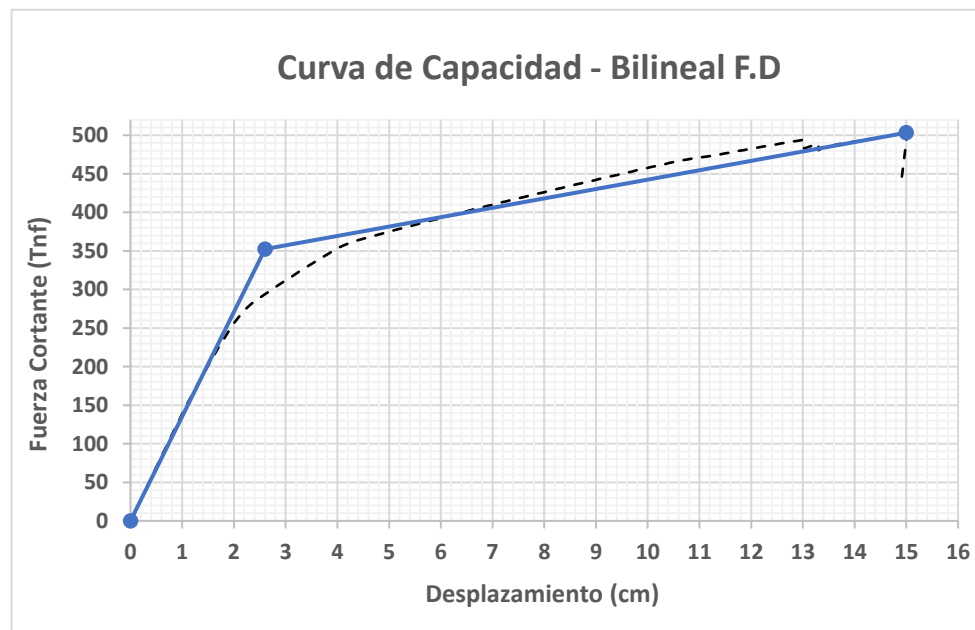


Figura 58. Curva de capacidad – Simplificación Bilineal en dirección X

Fuente: Propia (ETABS)

Puntos de análisis	V (Tn)	Δ (cm)
Fluencia efectiva	352.4	2.60
Rotura	503.3	15.0

Dirección Transversal (Y)



Figura 59. Curva de capacidad en dirección Y

Fuente: Propia (ETABS)

Simplificación bilineal

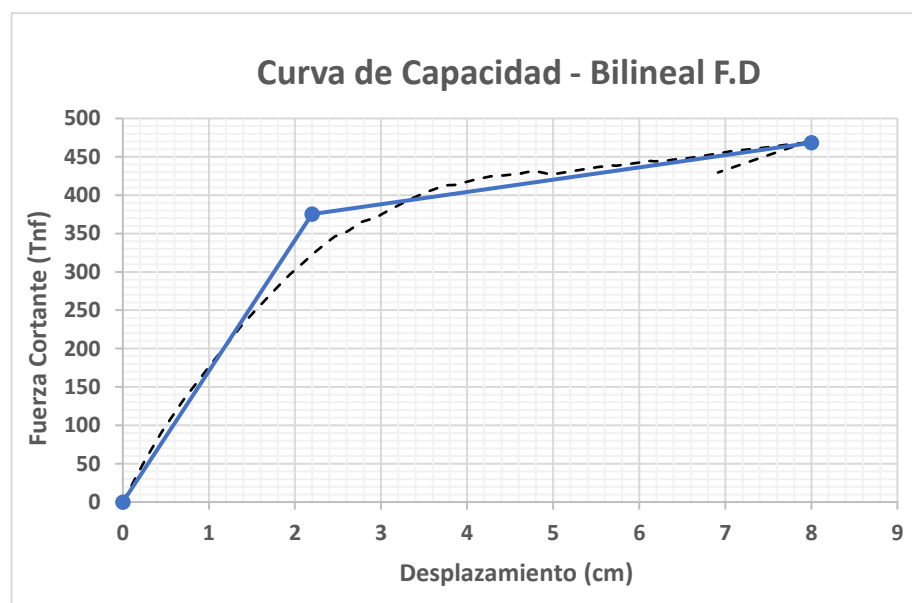


Figura 60. Curva de capacidad – Simplificación Bilineal en dirección Y

Fuente: Propia (ETABS)

Puntos de análisis	V (Tn)	Δ (cm)
Fluencia efectiva	375.4	2.20
Rotura	468.2	8.00

Evaluación del punto de colapso y fluencia efectiva

Haciendo uso de las tablas 10.7 y 10.8 de ASCE 41-17, se evalúa la curva de capacidad con el fin de encontrar el desplazamiento máximo comprobando las respuestas inelásticas de los elementos estructurales (vigas y columnas) mediante las diferentes demandas para constatar que estas no presenten rotaciones elevadas. De ser el caso de mostrar rotaciones elevadas, se debe disminuir el punto de colapso variando el desplazamiento tentativo hasta lograr que las rotaciones se mantengan en un rango de aceptación y puedan ser evaluados.

Rotulas plásticas de elementos estructurales y mecanismo de colapso

- Dirección Longitudinal X

Las primeras rótulas plásticas aparecen en las vigas de esquina con un desplazamiento de 1.57cm y una cortante de 210 tnf. Las primeras rótulas en las columnas se activan con un desplazamiento de 4.7cm y una cortante de 370 tnf. En el punto de fluencia, para un desplazamiento de 2.60cm y una cortante de 291 tnf, se activaron 23.6% del total de rótulas asignadas, mientras que en el punto de rotura un 49.54% del total con un desplazamiento de 15cm y una cortante de 503.3 tnf.

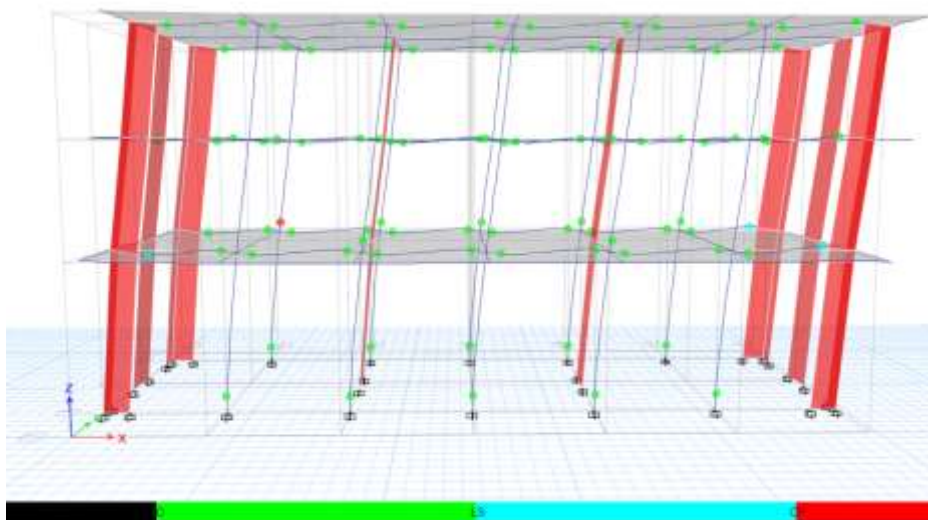


Figura 61. Estado de rotulas plásticas en punto de rotura (X-X)

Fuente: Propia (ETABS)

Dirección Transversal Y

Las primeras rótulas plásticas aparecen en las vigas de los extremos con un desplazamiento de 1.45cm y una cortante de 238.4 tnf. Las primeras rótulas en los muros aparecen con un desplazamiento de 8.4cm y una cortante de 440.5 tnf. En el punto de fluencia, para un desplazamiento de 2.2cm y una cortante de 325.4 tnf, se activaron un 8.3% del total de rótulas asignadas, mientras que en el punto de rotura un 23.15% del total con un desplazamiento de 8cm y una cortante de 468.2 tnf.

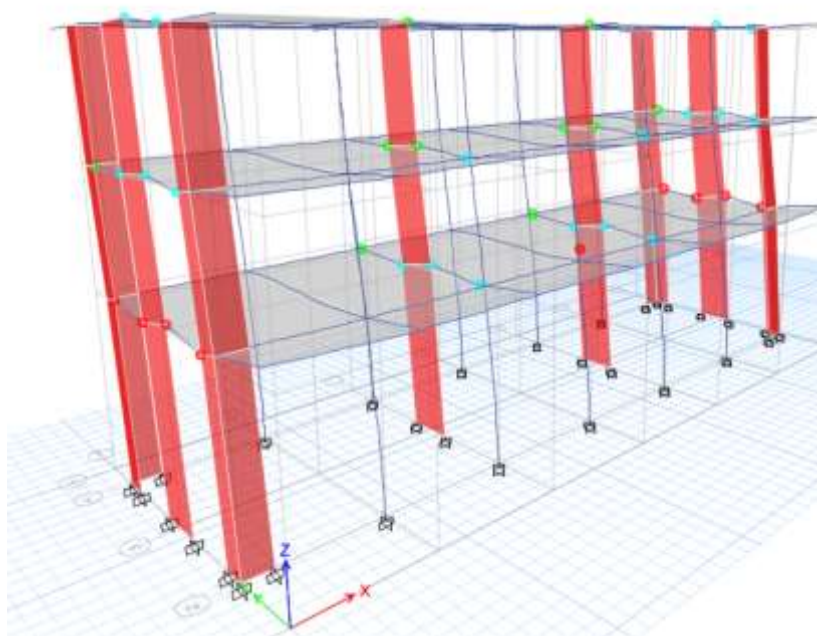


Figura 62. Estado de rótulas plásticas en punto de rotura (Y-Y)

Fuente: Propia (ETABS).

4.2.5 Cálculo y evaluación del punto de desempeño

Para obtener el punto de desempeño se utilizó el procedimiento C del método de linealización equivalente del FEMA 440, el cual se explica detalladamente en el apéndice 2.2.6.2 del presente trabajo. Este proceso consta en que la deformación inelástica máxima de un sistema SDOF no lineal se pueda aproximar a partir de la deformación máxima de un sistema SDOF elástico lineal que tiene un período y una relación de amortiguamiento

mayores que los valores iniciales de aquellos para el sistema no lineal. Para ello es necesario convertir las curvas de capacidad y de demanda en formato ADRS con la finalidad de que puedan converger en un solo plano de análisis (S_a vs S_d) mediante la superposición de ambas curvas y aplicando familias de demandas reducidas del espectro elástico de amortiguamiento histerético para diferentes ductilidades se itera hasta que la demanda se iguale con la capacidad y se intercepten ambas curvas dando a lugar al punto de desempeño.

Curva espectro de capacidad:

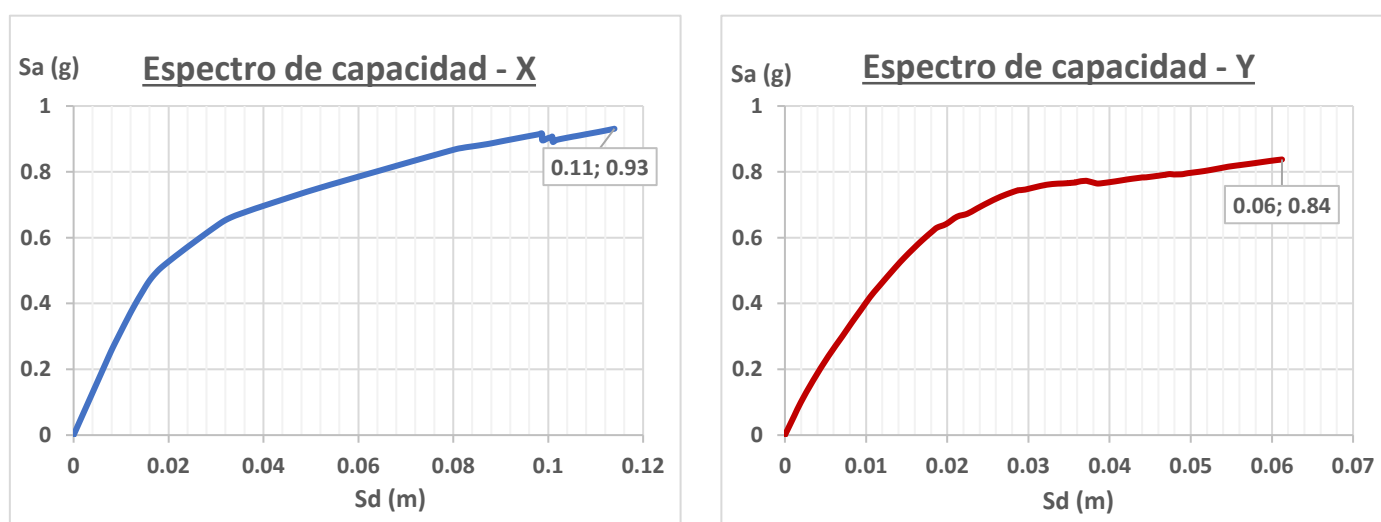


Figura 63. Curvas Espectros de Capacidad en dirección X y en Y

Fuente: Propia

Se realizó el análisis para los siguientes niveles de sismo:

Tabla 10

Niveles de sismo

Nivel de Sismo	$T_r = 1/\lambda$	$n = T$	$P = \text{Risk}$
Ocasional	72	50	50%
Moderado	225	50	20%
Raro	475	50	10%
Muy raro	975	50	5%
Máximo Sismo Considerado	2475	50	2%

Fuente: Adaptación del ASCE 41-17.

Se aplicaron los siguientes factores a la demanda sísmica (S_a): Para el sismo de raro se consideró un factor de escalamiento de 9.81R mientras que al sismo máximo 1.5 veces el del sismo raro, para sismo muy raro un factor de 1.3 y para moderado un factor de 0.5 el sismo raro.

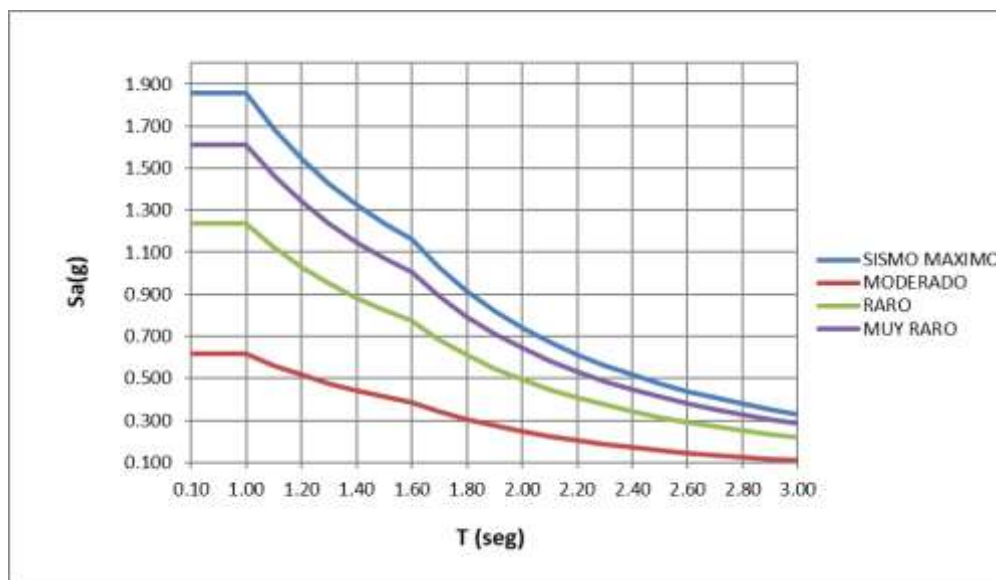


Figura 64. Espectro elástico para diferentes niveles de sismo

Fuente: Propia

A continuación, se presenta los puntos de desempeño obtenidos mediante la metodología del FEMA 440 (LE) para cada dirección de análisis y diferentes demandas:

Dirección Longitudinal X (Dual)

Sismo Raro ($T_r = 475$ años)

Factor de escalamiento (SF): $9.81R = 9.81 \cdot 7 = 68.67 \text{ m/seg}^2$

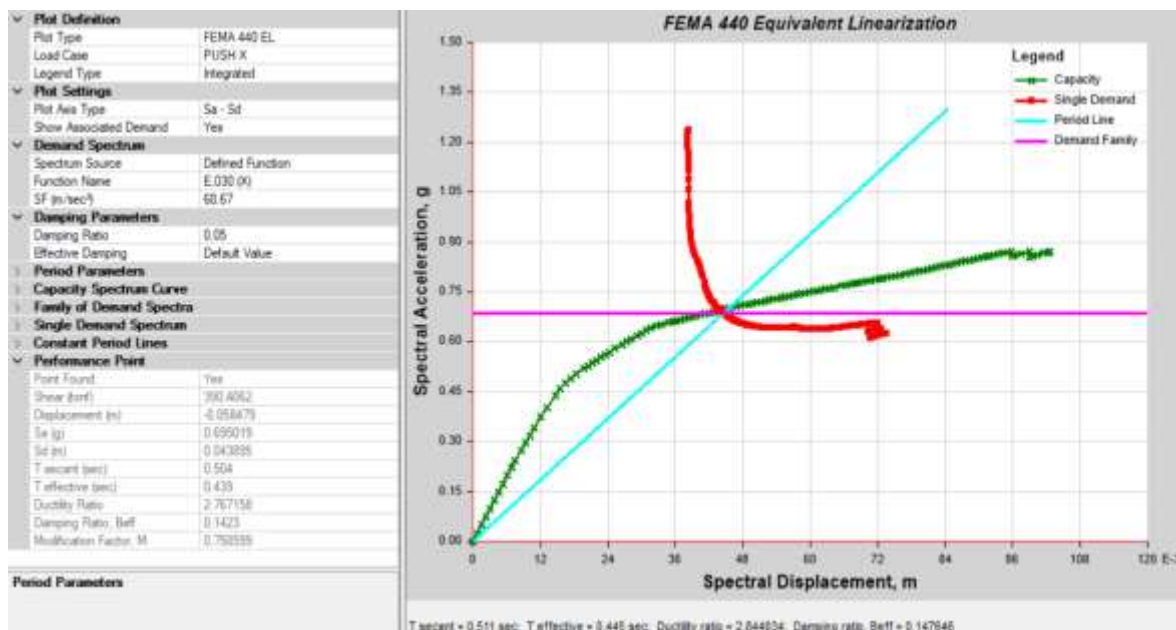


Figura 65. Punto de desempeño según FEMA 440 (X-X) (SD)

Fuente: Propia (ETABS)

El punto de desempeño según la metodología establecida en el FEMA 440, para la dirección longitudinal y una demanda sísmica de diseño (sismo raro), resultó en un desplazamiento de 0.058 m y una cortante 390.41 tnf. con los siguientes parámetros:

Aceleración espectral (S_a)	:	0.69 g
Desplazamiento espectral (S_d)	:	0.044 m
Periodo Secante (T_{sec})	:	0.50 seg.
Periodo efectivo (T_{eff})	:	0.44 seg.
Ratio de ductilidad (μ)	:	2.77
Amortiguamiento efectivo (β_{eff})	:	0.14

Dirección Transversal Y (Muros)

Sismo Raro ($T_r = 475$ años)

Factor de escalamiento (SF): $9.81R = 9.81 \cdot R = 58.86 \text{ m/seg}^2$

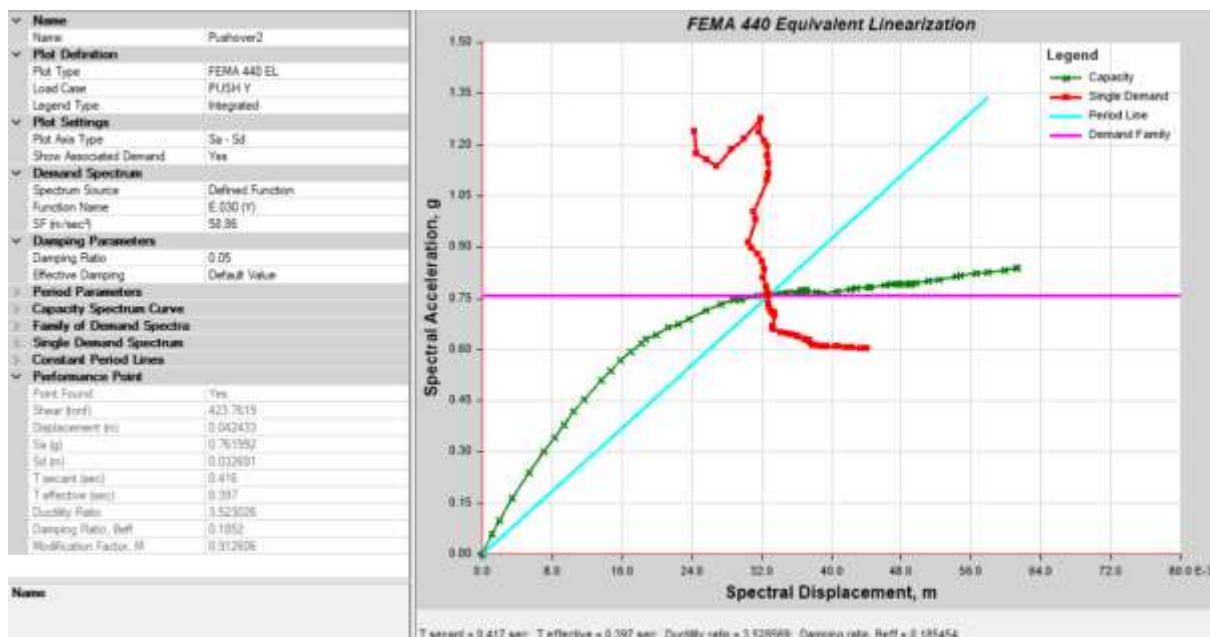


Figura 66. Punto de desempeño según FEMA 440 (Y-Y) (SD)

Fuente: Propia (ETABS)

El punto de desempeño según la metodología establecida en el FEMA 440, para la dirección transversal y una demanda sísmica de diseño (sismo raro), resulto en un desplazamiento de 0.042m y una cortante 423.76 tnf. con los siguientes parámetros:

Aceleración espectral (S_a)	:	0.73 g
Desplazamiento espectral (S_d)	:	0.032 m
Periodo Secante (T_{sec})	:	0.42 seg.
Periodo efectivo (T_{eff})	:	0.39 seg.
Ratio de ductilidad (μ)	:	3.47
Amortiguamiento efectivo (β_{eff})	:	0.18

Con el punto de desempeño ya obtenido, se procede a realizar la respectiva evaluación adoptando los criterios de Comité VISION 2000. Se inicia simplificando la curva de capacidad tal como se expone en el apéndice 2.2.4, para luego definir los niveles de desempeño indicados en la figura 62 el cual dependen de su deformación plástica. Se establece el nivel de ocupación inmediata

al 30% de la capacidad plástica; resguardo de vida, 60% de la capacidad plástica; y cerca al colapso, 90% de la capacidad plástica (Huerta, 2022)

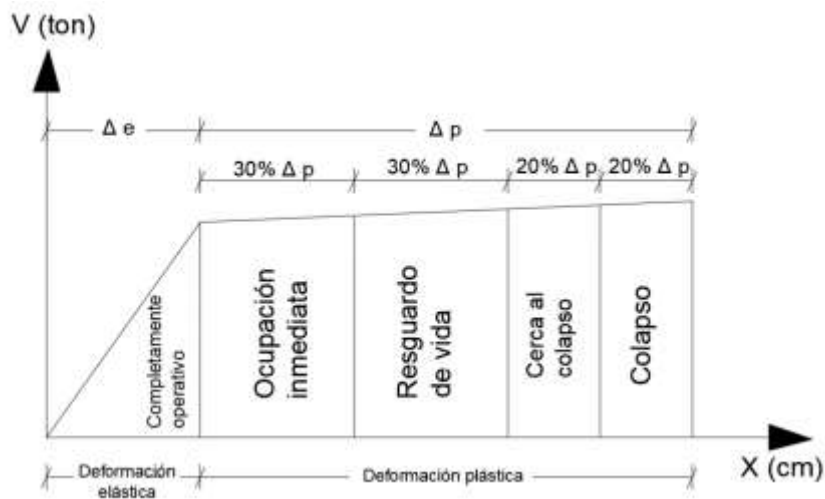


Figura 67. Niveles de desempeño sísmico de un edificio (SEAO)

Fuente: Huerta (2022)

Para la evaluación del desempeño de los elementos estructurales el código ATC 40 adapta la curva de capacidad propuesta por el SEAO mediante desplazamientos relacionados a cada nivel de daño similares entre cada código.

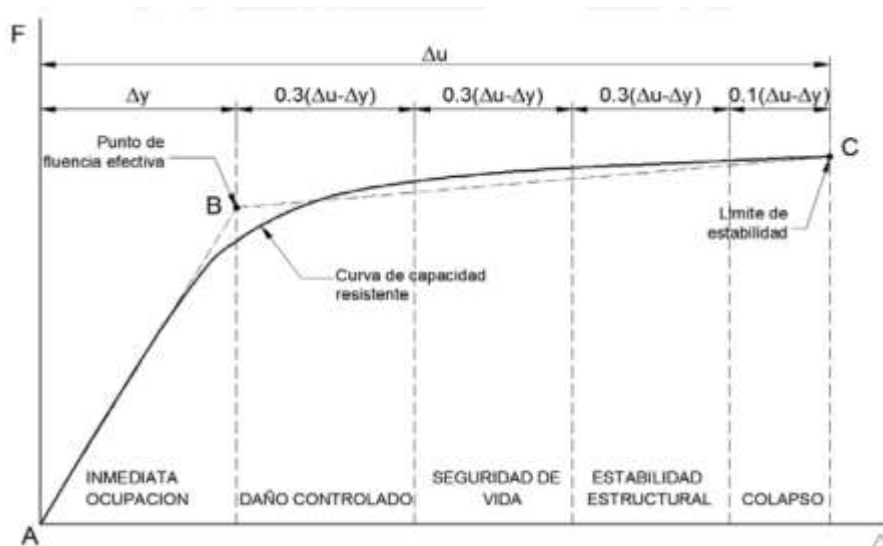


Figura 68. Sectorización de la curva de capacidad según los niveles de daño propuestos por el ATC – 40 (adaptada del SEAO).

Fuente: Quiroz (2017)



Figura 69. Niveles de desempeño en curva de capacidad

Fuente: Propia

A continuación, se grafican los puntos de desempeño obtenidos, en ambas direcciones, de la estructura estudiada, correspondientes a varios niveles de sismo. Como referencia y siguiendo lo indicado, se muestran los niveles en la figura 68.

Dirección Longitudinal (+)

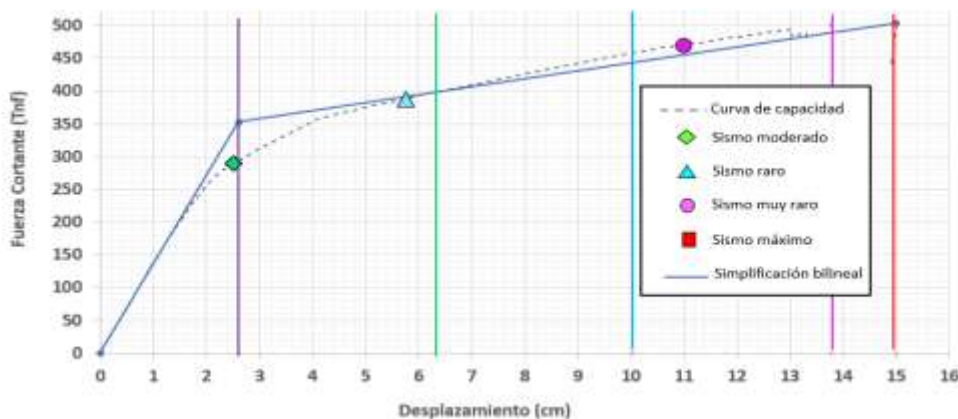


Figura 70. Puntos de desempeño en dirección longitudinal +

Fuente: Propia

Tabla 11

Desempeño para diferentes niveles de sismo dirección longitudinal +

Nivel de Sismo	Factor de escala (m/seg2)	Punto de desempeño FEMA 440 (cm)
Sismo moderado	34.3	2.5
Sismo raro	68.67	5.75
Sismo muy raro	89.18	11.0

Sismo máximo	102.9	-
--------------	-------	---

Fuente: Elaboración a partir de resultados Etabs

Dirección Longitudinal (-)

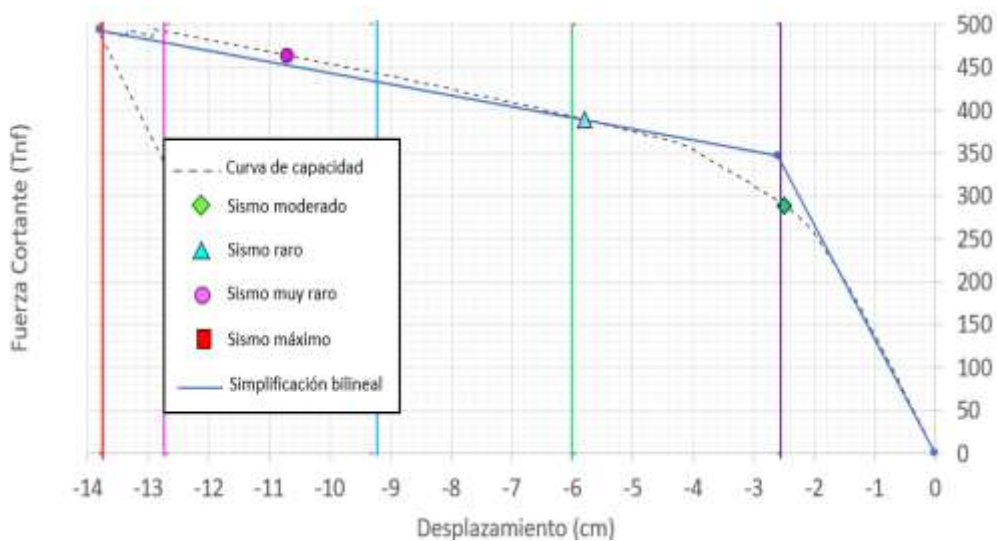


Figura 71. Puntos de desempeño en dirección longitudinal -
Fuente: Propia.

Tabla 12

Desempeño para diferentes niveles de sismo dirección longitudinal –

Nivel de Sismo	Factor de escala (m/seg ²)	Punto de desempeño FEMA 440 (cm)
Sismo moderado	34.3	-2.5
Sismo raro	68.6	-5.8
Sismo muy raro	89.18	-10.7
Sismo máximo	102.9	-

Fuente: Elaboración a partir de resultados Etabs

Dirección Transversal (+)

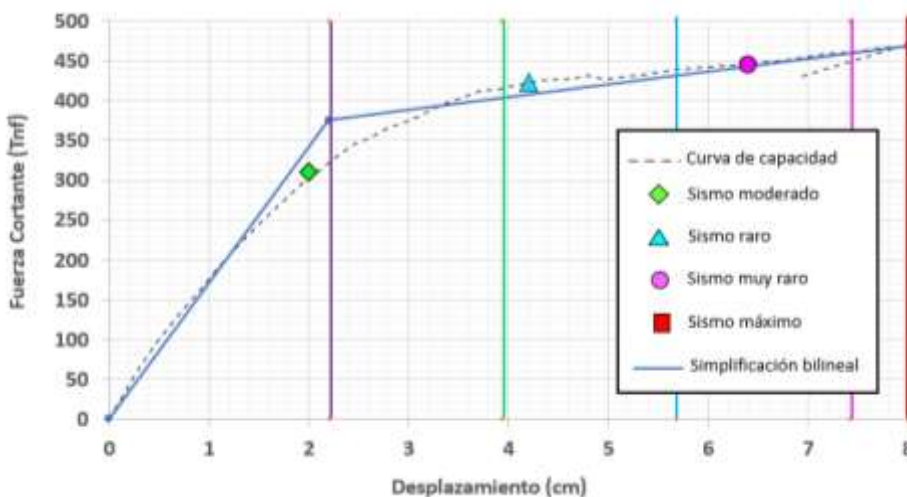


Figura 72. Puntos de desempeño en dirección transversal +

Fuente: Propia.

Tabla 13

Desempeño para diferentes niveles de sismo dirección transversal +

Nivel de Sismo	Factor de escala (m/seg ²)	Punto de desempeño FEMA 440 (cm)
Sismo moderado	29.4	2.1
Sismo raro	58.8	4.2
Sismo muy raro	76.4	6.4
Sismo máximo	88.2	-

Fuente: Elaboración a partir de resultados Etabs

Dirección Transversal (-)

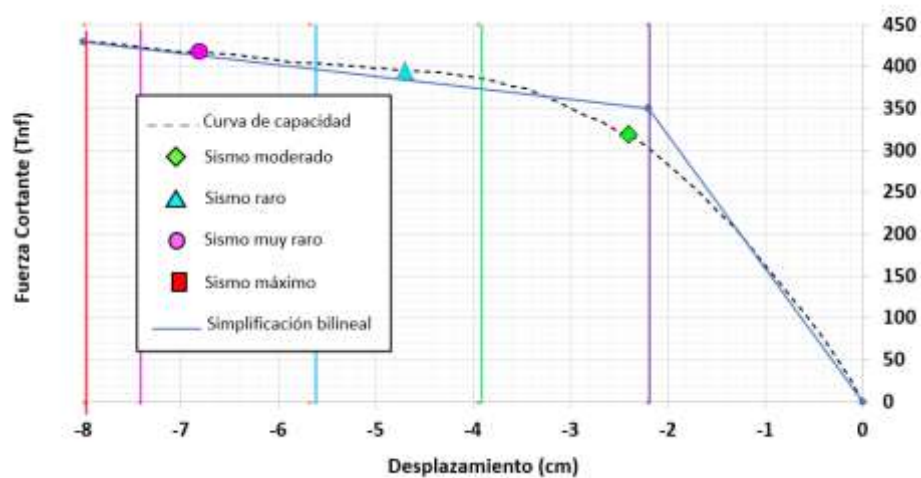


Figura 73. Puntos de desempeño en dirección transversal -

Fuente: Propia

Tabla 14

Desempeño para diferentes niveles de sismo dirección transversal -

Nivel de Sismo	Factor de escala (m/seg ²)	Punto de desempeño FEMA 440 (cm)
Sismo moderado	29.4	-2.4
Sismo raro	58.8	-4.6
Sismo muy raro	76.4	-6.8
Sismo máximo	88.2	-

Fuente: Elaboración a partir de resultados Etabs

V. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

5.1 Verificación de rotaciones y deformaciones de los elementos estructurales

Una vez obtenidos los puntos de desempeño, se evalúan las rotaciones de los elementos estructurales haciendo uso de las tablas 10.7 y 10.8 del ASCE 41-17, verificando que el nivel de daño a los elementos estructurales se encuentre dentro de lo aceptable. Es importante realizar este proceso, ya que nos mostrará el mecanismo de falla y comportamiento sísmico de la estructura para las diferentes demandas.

- Estado de rótulas para una demanda de $S_a = 0.62g$ (Sismo moderado)

Dirección Longitudinal X-X

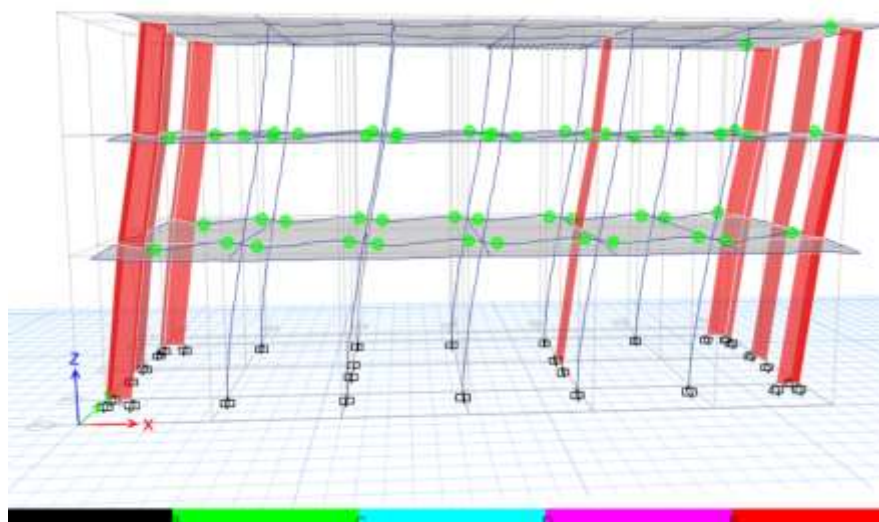


Figura 74. Estado de rótulas plásticas dirección X para un desplazamiento objetivo de 2.5cm

Fuente: Resultados de Etabs

Se puede apreciar que para un sismo moderado en dirección longitudinal los elementos estructurales no sufren gran daño, produciendo la inelasticidad inicial en las vigas del primer y segundo piso antes que las columnas lo cual indica un buen comportamiento sísmico para dicha demanda (Se activaron el 23% de rotulas en el rango inelástico $B \leq C$). El desplazamiento objetivo obtenido mediante esta demanda fue de 2.5 cm con una cortante de 287 tnf, colocando el desempeño estructural en un nivel Ocupación Inmediata (IO).

ROTULA EN VIGA DE 25X50 (Tipo concentrada)

A continuación, se ilustra el diagrama de momento rotación plástica de la viga con mayor demanda.

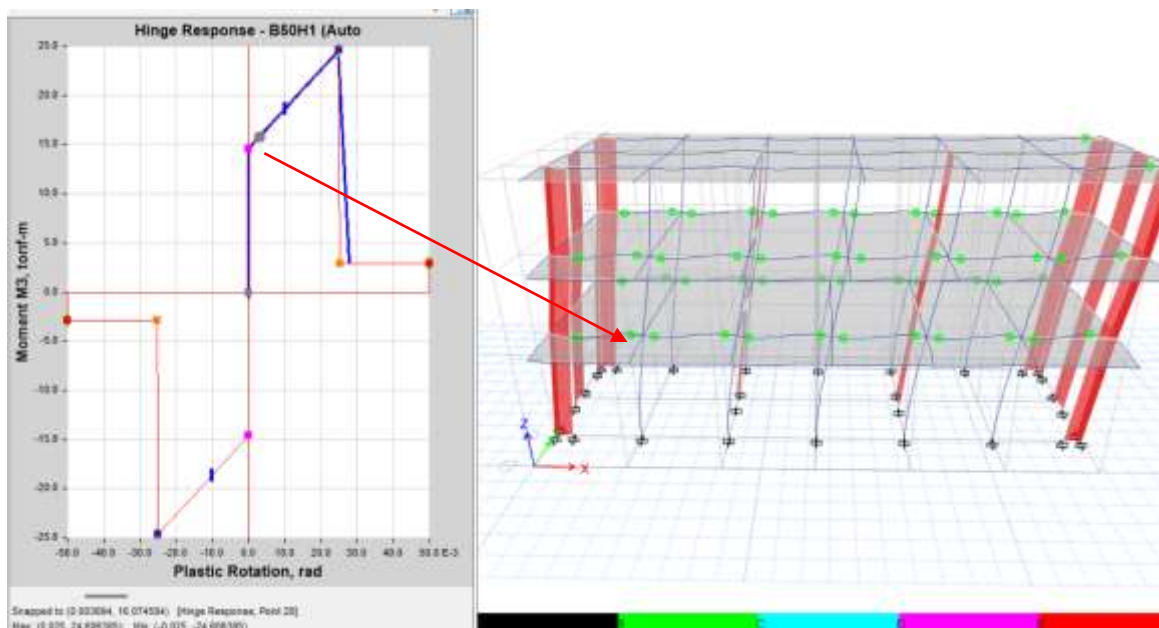


Figura 75. Respuesta de Rotula plástica en Viga de (25x50) para un sismo moderado (X-X)

Fuente: Resultados de Etabs

Se puede apreciar que para un sismo moderado las vigas de los extremos son las primeras en ingresar en un estado inelástico. Donde el punto gris indica el estado de dicha rotula.

Tabla 15

Respuesta de rotula plástica en viga para sismo moderado dirección X

TABLE: Hinge Response - B50H1 (Auto Hinge)				
Monitored Displ	M3	R3 Max	State	Status
Δ cm	tonf-m	rad		ASCE 41-17
1.7181	15.1944	0.001496	B to <=C	A to <=IO
1.8081	15.2722	0.00169	B to <=C	A to <=IO
1.8981	15.3501	0.001884	B to <=C	A to <=IO
2.0071	15.4446	0.00212	B to <=C	A to <=IO
2.126	15.5517	0.002388	B to <=C	A to <=IO
2.2384	15.6529	0.002641	B to <=C	A to <=IO
2.3308	15.7326	0.00284	B to <=C	A to <=IO
2.4547	15.832	0.003088	B to <=C	A to <=IO
2.5447	15.9018	0.003262	B to <=C	A to <=IO

Fuente: Elaboración a partir de resultados Etabs

Como se aprecia en la tabla n15 para desplazamiento de 2.5cm (sismo moderado) las vigas de los extremos son las que presentan mayor demanda con momentos de 15.90 tn.m y alcanzando rotaciones máximas de 0.0032 rad. superando los límites de fluencia. Las rotaciones hasta dicha demanda se encuentran en un estado inelástico aceptable.

ROTULA EN COLUMNA T (Tipo fibra)

A continuación, se ilustra el diagrama de momento rotación de la columna con mayor demanda.

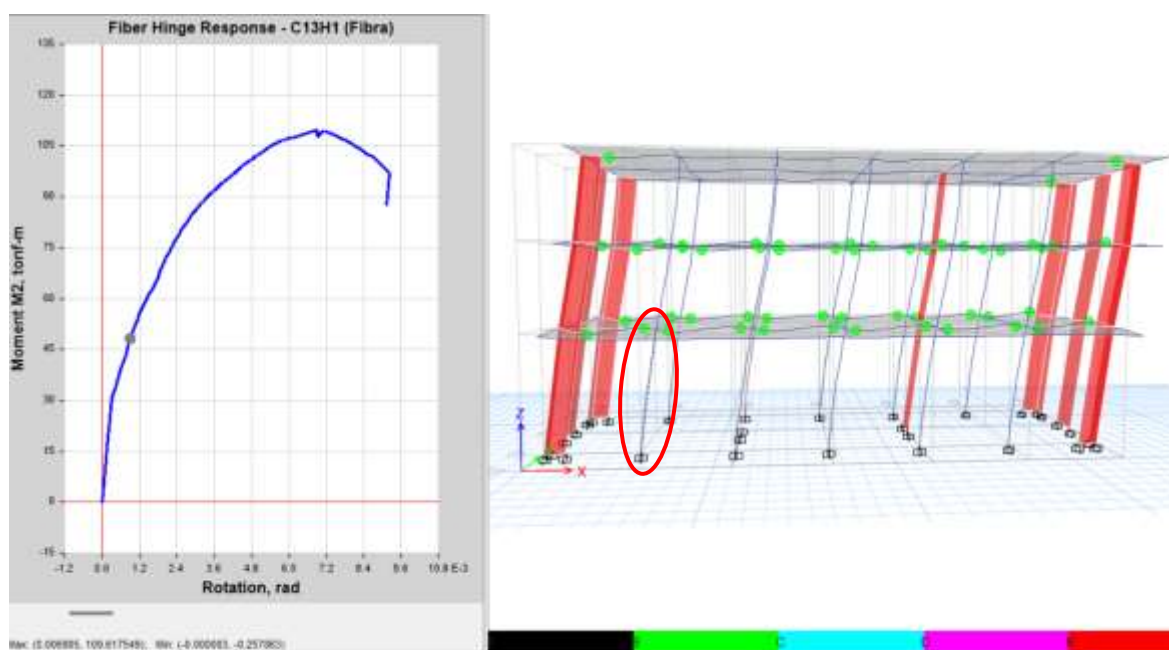


Figura 76. Respuesta de Rotula fibra en Columna T para un sismo moderado (X-X)

Fuente: Resultados de Etabs

Se puede apreciar que para un sismo moderado las columnas no ingresan en el rango inelástico. Donde el punto gris indica el estado de dicha rotula encontrándose en un estado aun lineal.

Tabla 16

Respuesta de rotula fibra en columna para sismo moderado dirección X

TABLE: Fiber Hinge Response - C13H1 (Fibra)				
Monitored Displ	P	M2	R2 Max	State
cm	tonf	tonf-m	rad	
1.3604	-69.9844	32.0955	0.000363	A to <=B
1.4804	-69.1668	33.9985	0.000431	A to <=B
1.6407	-69.7184	36.4173	0.000512	A to <=B
1.8763	-69.3658	39.7625	0.000628	A to <=B
1.9963	-68.9168	41.4245	0.000686	A to <=B
2.1174	-68.4683	43.0791	0.000744	A to <=B
2.2815	-68.2965	45.2176	0.000818	A to <=B
2.432	-68.1461	47.1489	0.000884	A to <=B
2.5649	-68.3734	48.786	0.000939	A to <=B

Fuente: Elaboración a partir de resultados Etabs

Como se aprecia en la tabla 16 para desplazamiento de 2.5cm (sismo moderado) las fibras del elemento alcanzan momentos de 48.78 tn.m con rotaciones máximas de 0.001 rad. sin superar los límites de fluencia. Las rotaciones hasta dicha demanda se encuentran en un estado elástico.

Debido a que se trata de un modelo tipo fibra se presenta a continuación los diagramas constituidos para el concreto y acero de refuerzo.

Fibra de concreto más alejada a compresión:

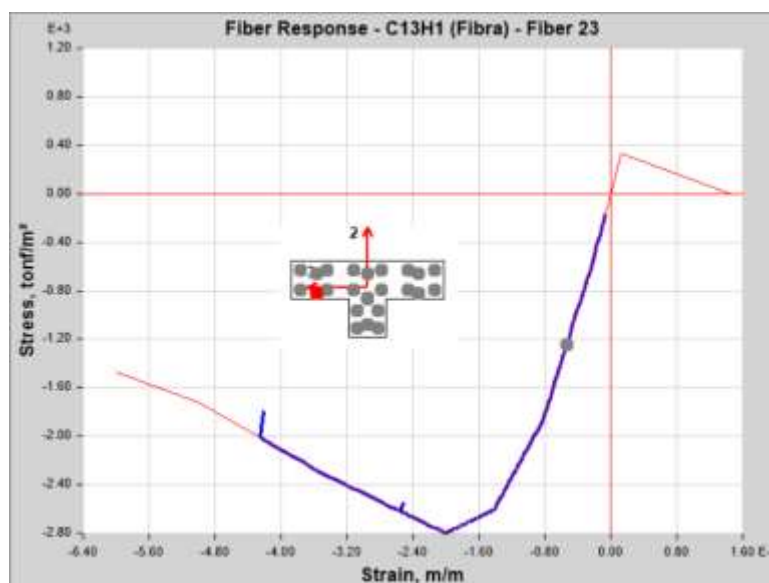


Figura 77. Estado de fibra de concreto a esfuerzo de compresión para un sismo moderado (X-X) col. T

Fuente: Resultados de Etabs.

Fibra de acero más alejada a tracción:

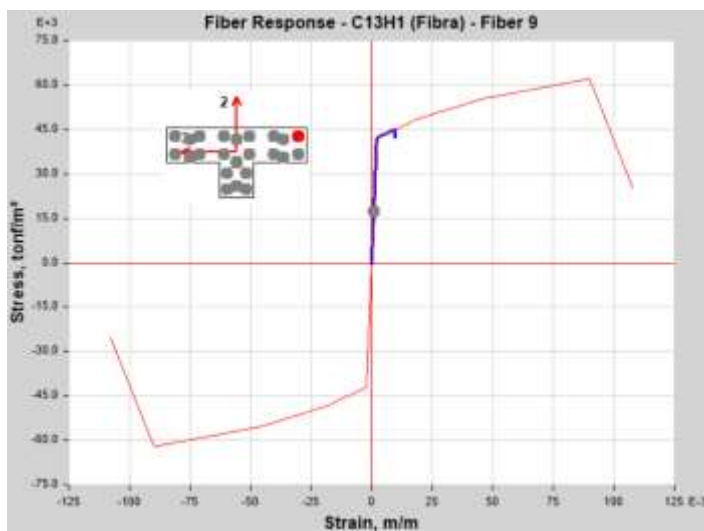


Figura 78. Estado de fibra de acero más alejada a esfuerzo de tracción para un sismo moderado (X-X) col. T
Fuente: Resultados de Etabs

Dirección Transversal Y-Y

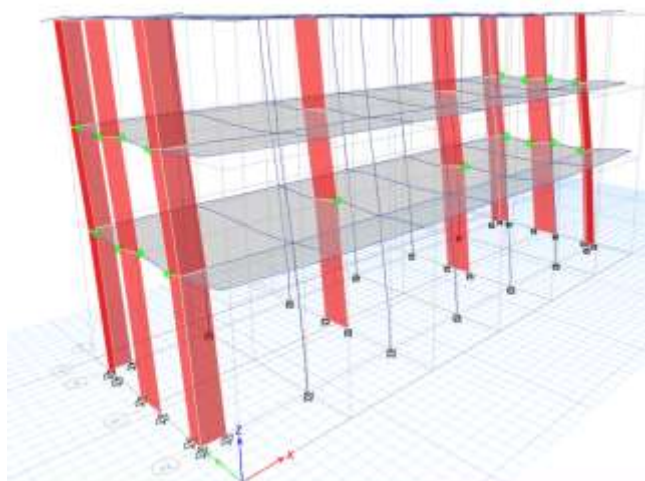


Figura 79. Estado de rotulas plásticas dirección Y para un desplazamiento objetivo de 2.1cm
Fuente: Resultados Etabs.

Se puede apreciar que para un sismo moderado en dirección transversal los elementos estructurales que reportan los primeros daños son las vigas de los extremos del primer y segundo nivel activándose 18 rótulas, llegando a un desplazamiento objetivo de 2cm con una cortante de 310 tnf, lo cual

indica un buen comportamiento sísmico para dicha demanda. (Se activaron el 8.33% de rotulas en el rango inelástico $B \leq C$).

ROTULA EN VIGA DE 25X50 (Tipo fibra)

A continuación, se ilustra el diagrama de momento rotación de la viga con mayor demanda.



Figura 80. Respuesta de Rotula fibra en Viga de (25x50) para un sismo moderado (Y-Y)
Fuente: Resultados Etabs.

Tabla 17

Respuesta de rotula fibra en viga para sismo moderado dirección Y

TABLE: Fiber Hinge Response - B55H1 (Fibra)			
Monitored Displ	M3	R3 Max	State
cm	tonf-m	rad	
0.4528	9.0151	0.000375	A to <=B
0.7021	13.4551	0.000686	A to <=B
0.9289	16.4562	0.001005	A to <=B
1.0789	18.4	0.001192	A to <=B
1.2289	20.9313	0.001403	A to <=B
1.3789	23.2116	0.001583	B to <=C
1.5289	24.9368	0.001816	B to <=C
1.7828	26.9642	0.002257	B to <=C
1.9328	28.4067	0.002532	B to <=C
2.0828	29.296	0.002802	B to <=C

Fuente: Resultados Etabs.

Como se aprecia en la tabla 17 para desplazamiento de 2.1cm (sismo moderado dirección Y) las fibras del elemento alcanzan momentos de 29.30 tn.m con rotaciones máximas de 0.0028 rad. superando los límites de fluencia de dicho elemento. Las rotaciones hasta dicha demanda se encuentran en un estado inelástico aceptable.

Debido a que se trata de un modelo tipo fibra se presenta a continuación los diagramas constituidos para el concreto y acero de refuerzo.

Fibra de concreto más alejada a compresión:

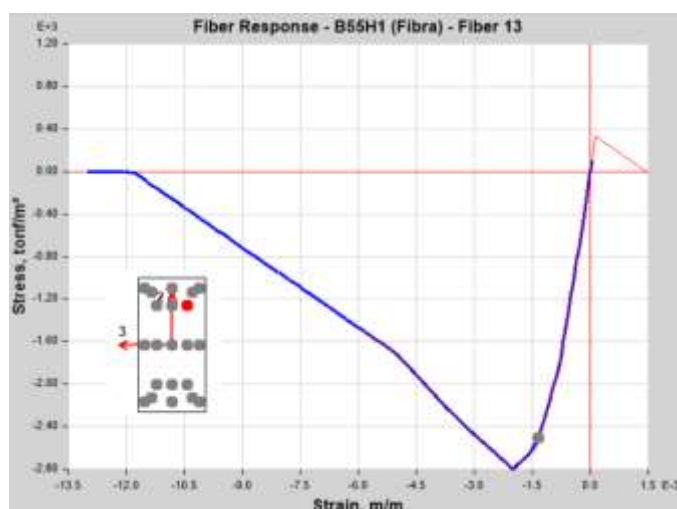


Figura 81. Estado de fibra de concreto a esfuerzo de compresión para un sismo moderado (Y-Y) VP102
Fuente: Resultados de Etabs.

Fibra de acero más alejada a tracción:

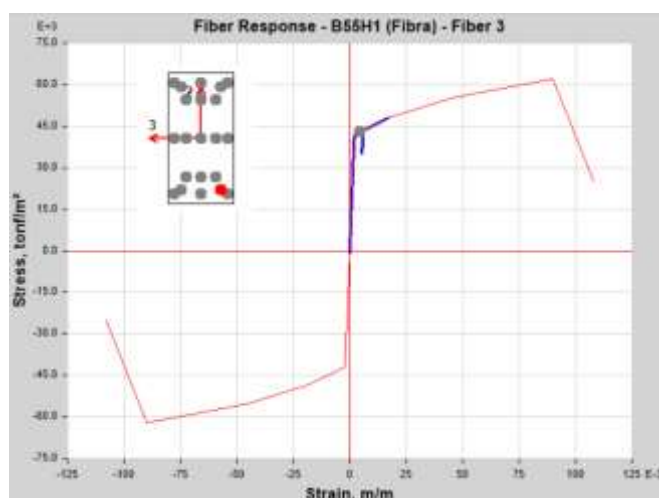


Figura 82. Estado de fibra de acero más alejada a esfuerzo de tracción para un sismo moderado (Y-Y) VP102
Fuente: Resultados de Etabs

Tabla 18

Nivel de daño en los elementos según los criterios de aceptación.

Nivel de daño de los elementos hasta el desplazamiento objetivo, Sa: 0.62G				
Nivel de daño	Análisis Dirección X		Análisis Dirección Y	
	δ Objetivo: 2.5cm		δ Objetivo: 2.0cm	
	Rotulas formadas		Rotulas formadas	
Total de rótulas	144	100%	72	100%
IO	0	0%	0	0%
LS	0	0%	0	0%
CP	0	0%	0	0%
Sin daño	144	100%	72	100%

Elaboración a partir de Etabs.

En la tabla 18 se resume el nivel de daño en los elementos según los criterios de aceptación del ASCE 41-17, por lo cual se puede apreciar que para un sismo moderado ningún elemento presenta rotulación plástica importante para los rangos establecidos por la normativa, por ende, la edificación no sufre ningún daño estructural para dicha demanda.

- Estado de rótulas para una demanda de Sa = 1.24g (Sismo raro o de diseño)

Dirección Longitudinal X-X

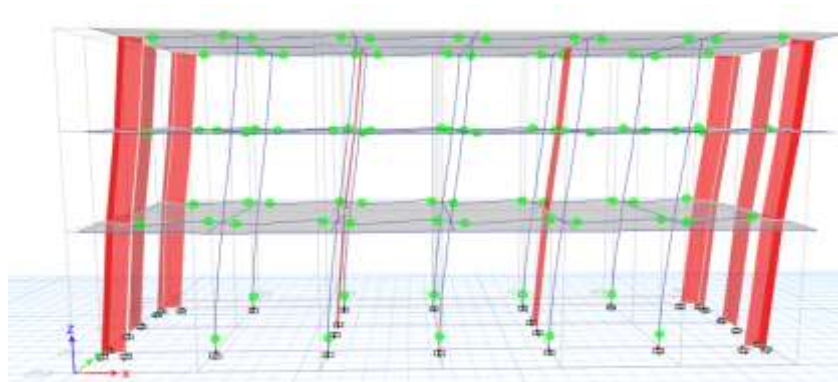


Figura 83. Estado de rotulas plásticas dirección X para un desplazamiento objetivo de 5.8cm

Fuente: Resultados Etabs

Se puede apreciar que para un sismo raro en dirección longitudinal las columnas del primer nivel empiezan a tener una rotulación inicial, todas las rotulas de las vigas entran en el rango inelástico ($B \leq C$) pero sin presentar rotaciones elevadas, colocando el desempeño estructural en un nivel de Daño

controlado (CD) con un desplazamiento objetivo de 5.8cm (muy cerca al nivel de seguridad de vida) y una cortante de 390 tnf, lo cual indica comportamiento sísmico tolerable para dicha demanda sin presentar daños importantes. El 38% de las rotulas se activaron en un rango $B \leq C$

ROTULA EN VIGA DE 25X50 (Tipo concentrada)

A continuación, se ilustra el diagrama de momento rotación plástica de la viga con mayor demanda.

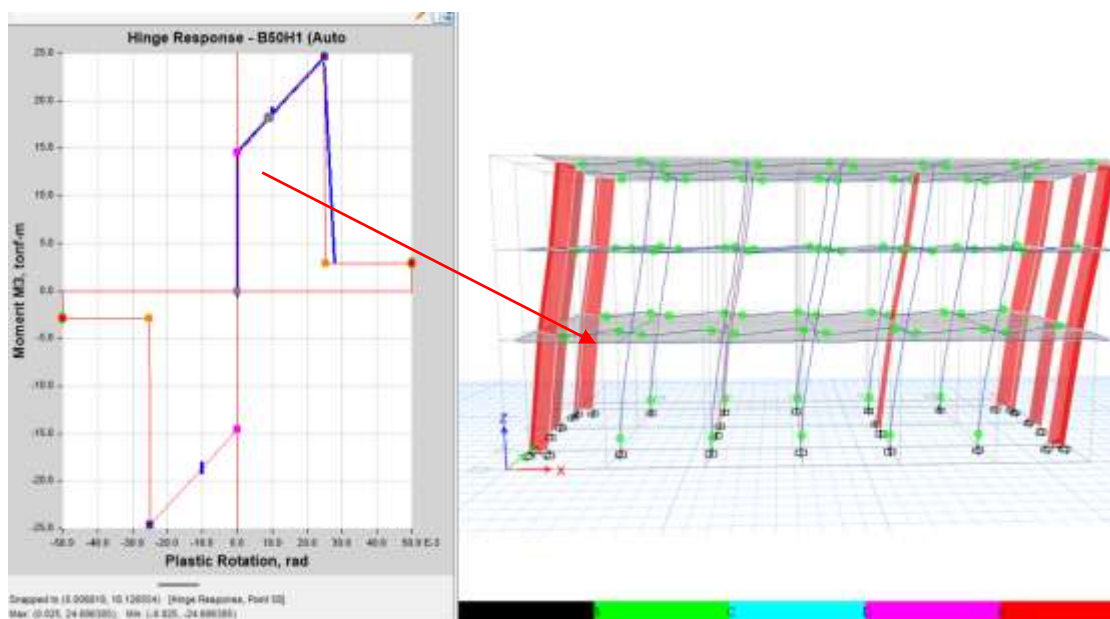


Figura 84. Respuesta de Rotula plástica en Viga de (25x50) para un sismo raro (X-X).

Fuente: Resultados de Etabs

Tabla 19

Respuesta de rotula plástica en viga para sismo diseño dirección X

TABLE: Hinge Response - B50H1 (Auto Hinge)				
Monitored Displ	M3	R3 Max	State	Status
Δ cm	tonf-m	rad		ASCE 41-17
5.013	17.7022	0.007758	B to <=C	A to <=IO
5.103	17.7629	0.00791	B to <=C	A to <=IO
5.193	17.8235	0.008061	B to <=C	A to <=IO
5.283	17.8841	0.008213	B to <=C	A to <=IO
5.373	17.9447	0.008364	B to <=C	A to <=IO
5.463	18.0052	0.008515	B to <=C	A to <=IO
5.553	18.0659	0.008667	B to <=C	A to <=IO
5.643	18.1266	0.008818	B to <=C	A to <=IO
5.733	18.1872	0.008969	B to <=C	A to <=IO
5.823	18.2478	0.009121	B to <=C	A to <=IO

Fuente: Elaboración a partir de resultados Etabs

Como se aprecia en la tabla 19 para desplazamiento de 5.8cm (sismo raro dirección X) las vigas de los extremos presentan momentos de 18.25 tn.m alcanzando rotaciones máximas de 0.009 rad. superando los límites de fluencia. Las rotaciones hasta dicha demanda se encuentran en un estado inelástico aceptable en donde los daños son controlables.

ROTULA EN COLUMNA T (Tipo fibra)

A continuación, se ilustra el diagrama de momento rotación de la columna con mayor demanda.

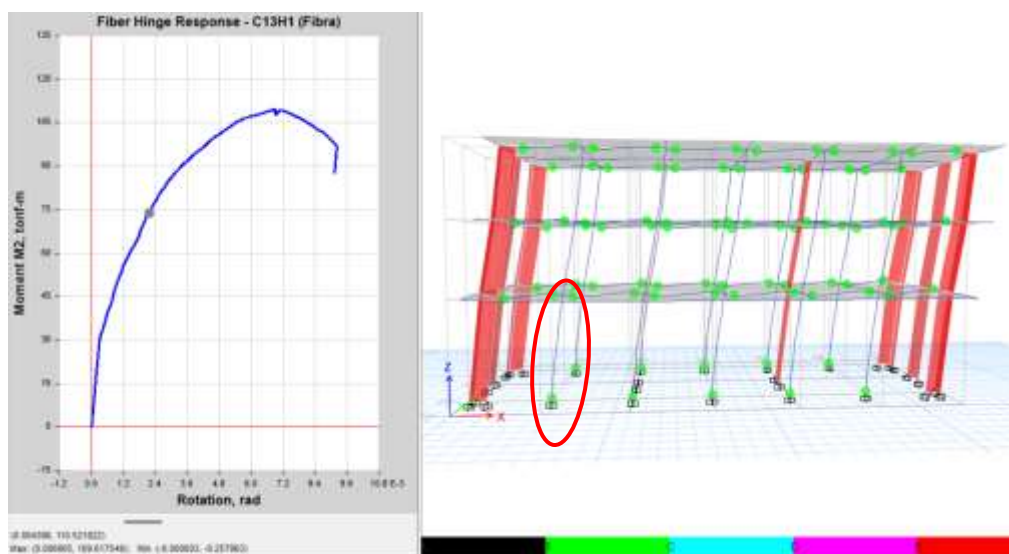


Figura 85. Respuesta de Rotula Fibra en Columna T para un sismo raro (X-X)

Fuente: Resultados de Etabs

Se puede apreciar que para un sismo raro las columnas del primer ya ingresan en el rango inelástico. Donde el punto gris indica el estado de dicha rotula encontrándose en un estado no lineal.

Tabla 20

Respuesta de rotula fibra en columna T para sismo raro dirección X

TABLE: Fiber Hinge Response - C13H1 (Fibra)				
Monitored Displ	P	M2	R2 Max	State
cm	tonf	tonf-m	rad	
5.013	-66.9936	64.9284	0.0017	A to <=B
5.103	-67.0924	66.2206	0.0018	A to <=B
5.193	-67.4869	67.2791	0.0018	A to <=B
5.283	-67.5561	68.2736	0.0019	A to <=B
5.373	-67.5735	69.2687	0.0019	B to <=C
5.463	-67.695	70.2154	0.0020	B to <=C
5.553	-67.7658	71.1695	0.0020	B to <=C
5.643	-67.8312	72.1343	0.0021	B to <=C
5.733	-68.1959	72.9754	0.0021	B to <=C
5.823	-67.9697	73.8107	0.0022	B to <=C

Fuente: Elaboración a partir de resultados Etabs

Como se aprecia en la tabla 20 para desplazamiento de 5.8cm (sismo raro dirección X) las fibras del elemento alcanzan momentos de 73.81 tn.m con rotaciones máximas de 0.002 rad. superando los límites de fluencia. Las rotaciones hasta dicha demanda se encuentran en un estado inelástico aceptable.

Debido a que se trata de un modelo tipo fibra se presenta a continuación los diagramas constituidos para el concreto y acero de refuerzo.

Fibra de concreto más alejada a compresión:

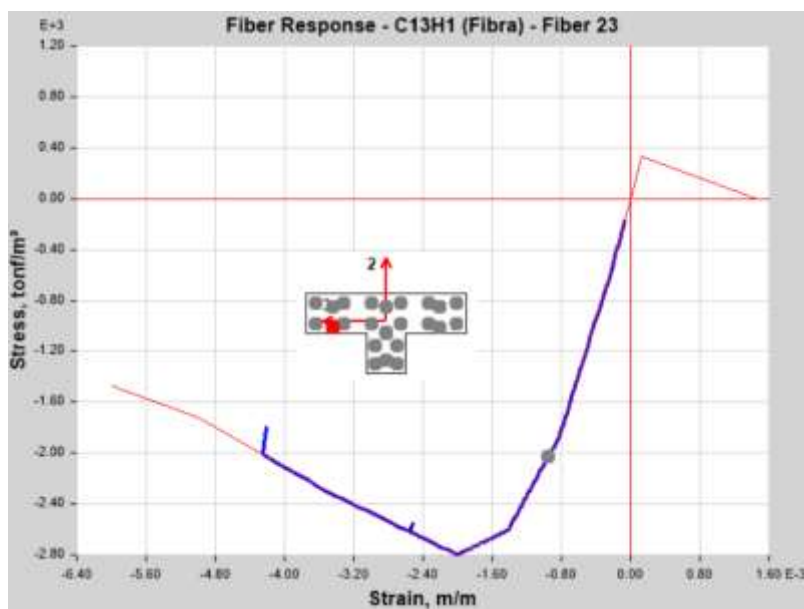


Figura 86. Estado de fibra de concreto a esfuerzo de compresión para un sismo raro (X-X) col. T

Fuente: Resultados de Etabs

Fibra de acero más alejada a tracción:

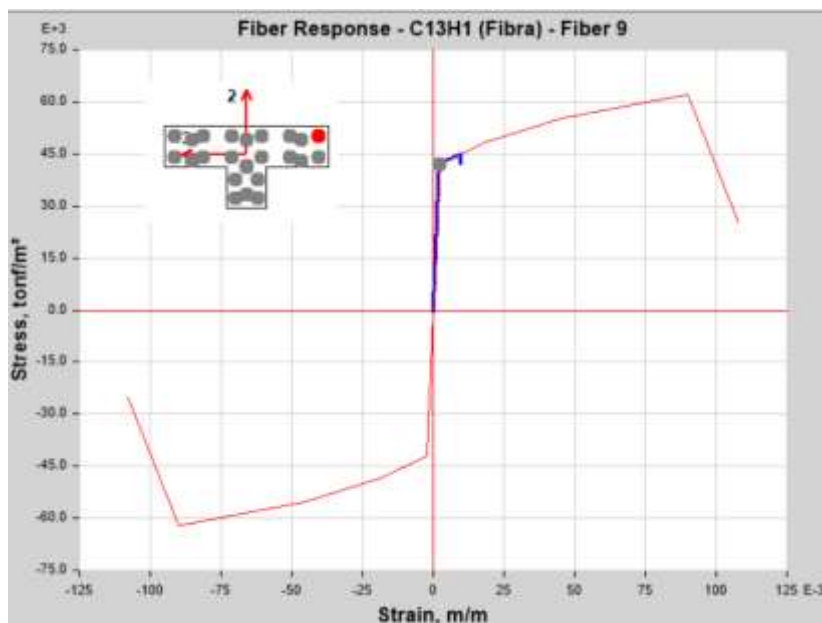


Figura 87. Estado de fibra de acero más alejado a esfuerzo de tracción para un sismo raro (X-X) col. T
Fuente: Resultados de Etabs

Dirección Transversal Y-Y

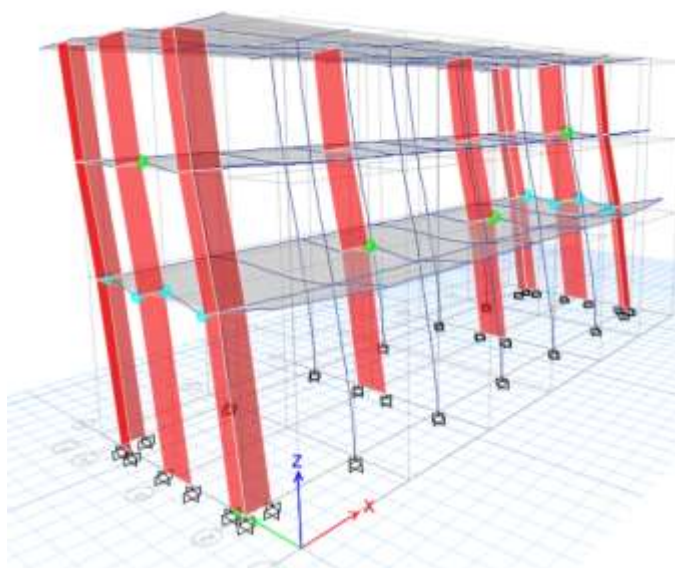


Figura 88. Estado de rótulas Tipo fibra dirección Y para un desplazamiento objetivo de 4.2cm
Fuente: Resultados Etabs

Se puede apreciar que para un sismo raro en dirección transversal las rotulas de vigas extremas del primer nivel no presentan rotaciones elevadas sin embargo las fibras de la sección se encuentran en un estado de

seguridad de vida, las placas se encuentran aún en un estado elástico permitiendo mayor capacidad y logrando un desplazamiento objetivo de 4.2cm y una cortante de 423 tnf estableciendo un desempeño estructural en un nivel de seguridad de vida (LS), lo cual indica comportamiento sísmico inadecuado para dicha demanda según ASCE ocasionando daños en las vigas extremas de dicha dirección.

ROTULA EN VIGA DE 25X50 (Tipo fibra)

A continuación, se ilustra el diagrama de momento rotación de la viga con mayor demanda.

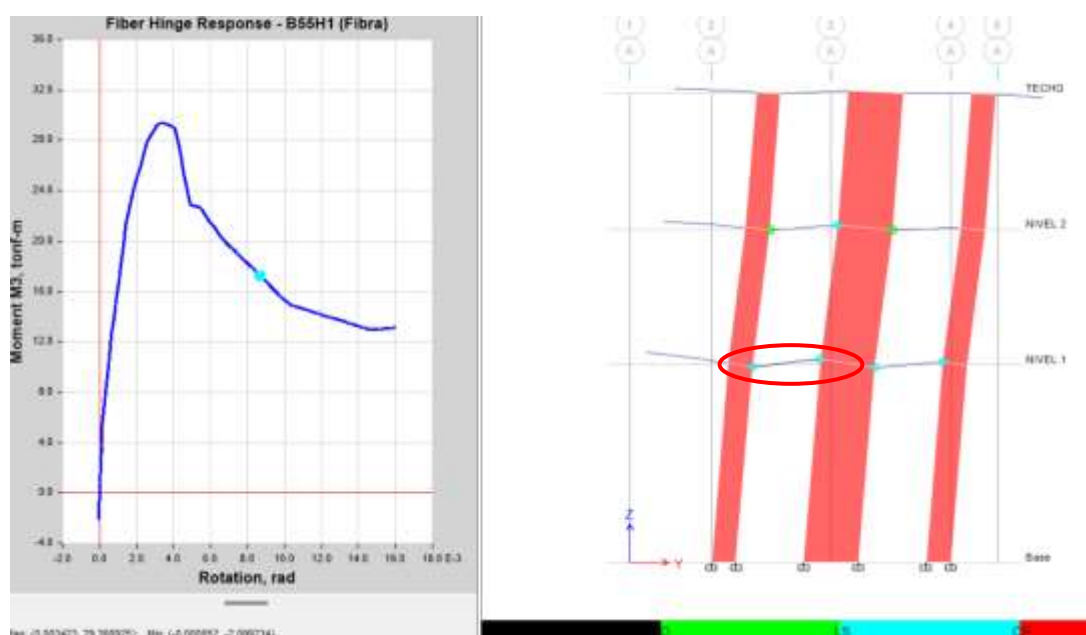


Figura 89. Respuesta de Rotula Fibra en Viga de (25x50) para un sismo raro (Y-Y)

Fuente: Resultados Etabs.

Tabla 21

Respuesta de rotula fibra en viga para sismo raro dirección Y

TABLE: Fiber Hinge Response - B55H1 (Fibra)			
Monitored Displ	M3	R3 Max	State
cm	tonf-m	rad	
2.9396	29.3137	0.004673	B to <=C
3.0913	29.7001	0.004978	B to <=C
3.3499	29.8551	0.005557	B to <=C
3.5605	29.2427	0.006078	B to <=C
3.7474	26.5005	0.006779	>E
3.7488	26.494	0.006782	>E
3.8579	25.6011	0.007106	>E
4.095	22.8436	0.007971	>E
4.2763	21.3375	0.008591	>E

Fuente: Resultados Etabs.

Como se aprecia en la tabla 21 El estado de las rotulas de las vigas extremas del primer nivel a partir de demandas mayores a 3.56cm empiezan a perder su capacidad entrando en rangos >E (estado inelástico de degradación de resistencia y rigidez).

Fibra de concreto más alejada a compresión:

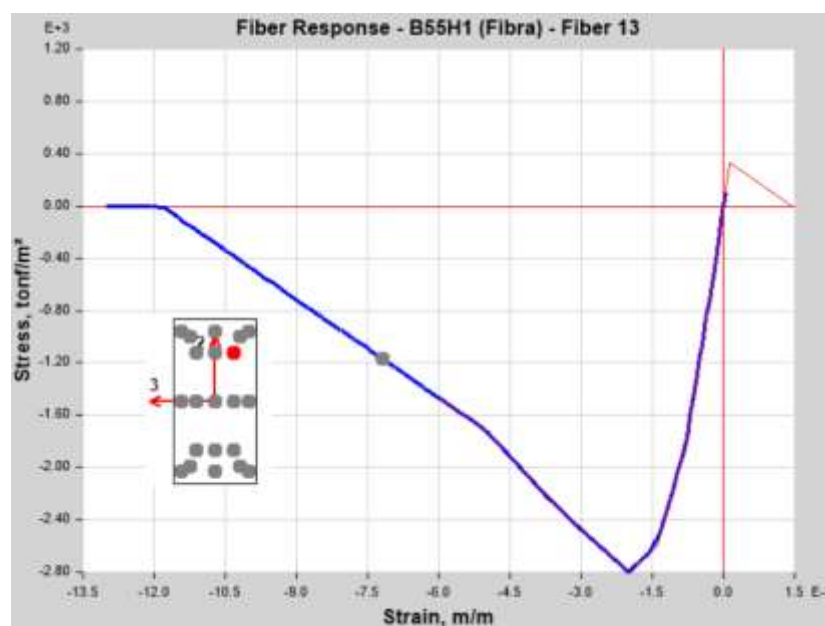


Figura 90. Estado de fibra de concreto a esfuerzo de compresión para un sismo raro (Y-Y) VP102

Fuente: Resultados de Etabs.

Fibra de acero más alejada a tracción:

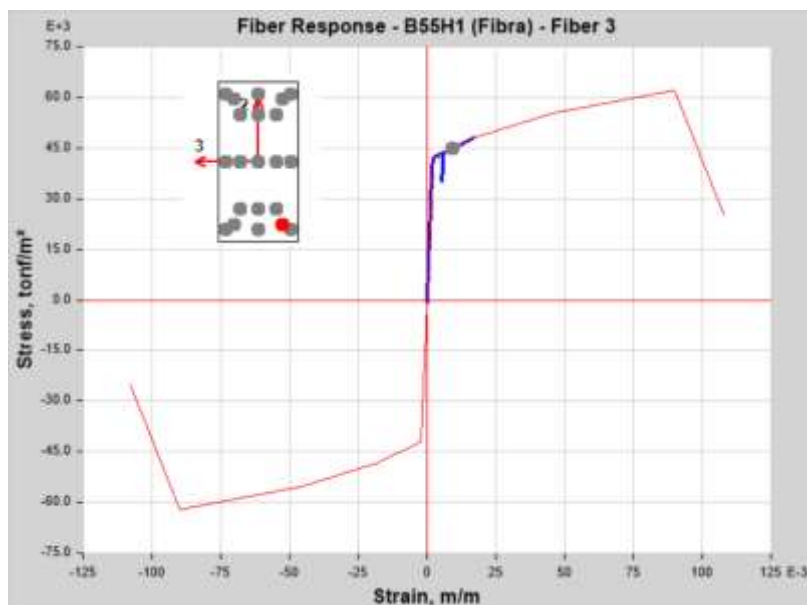


Figura 91. Estado de fibra de acero más alejado a esfuerzo de tracción para un sismo raro (Y-Y)
Fuente: Resultados de Etabs

ROTULA EN MURO (Tipo fibra)

A continuación, se ilustra el diagrama de momento rotación de la placa con mayor demanda.

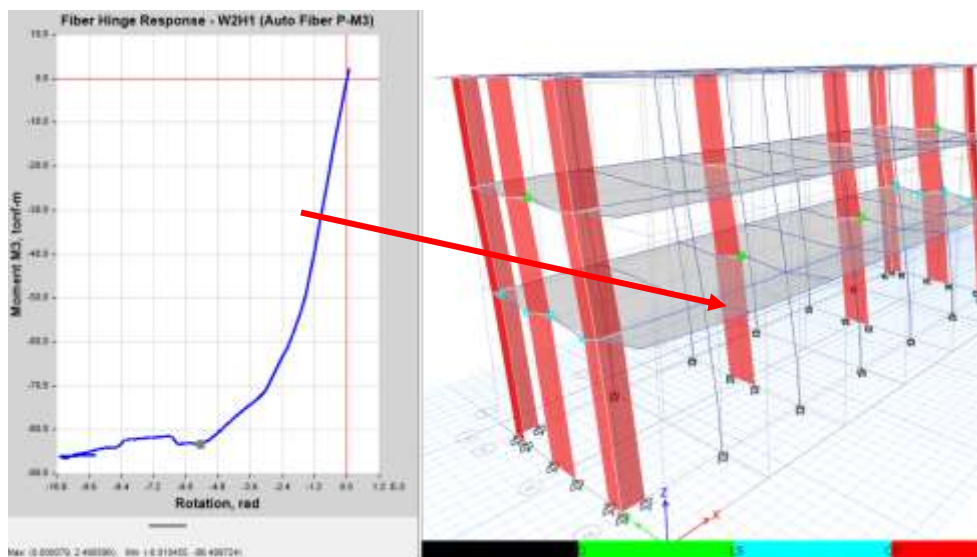


Figura 92. Respuesta de Rotula Fibra en placa para un sismo raro (Y-Y)
Fuente: Resultados de Etabs

Se puede apreciar que para un sismo raro las placas del primer se mantienen en un rango elástico. Donde el punto gris indica el estado de dicha rotula encontrándose en un estado lineal.

Tabla 22

Respuesta de rotula fibra en placa para sismo raro dirección Y

TABLE: Fiber Hinge Response - W2H1 (Auto Fiber P-M3)				
Monitored Displ	P	M3	R3	State
cm	tonf	tonf-m	rad	
2.9396	-40.9134	-73.7845	-0.003513	A to <=B
3.0913	-41.4294	-74.9078	-0.003726	A to <=B
3.3499	-42.276	-76.8115	-0.004088	A to <=B
3.5605	-43.0558	-78.3978	-0.004385	A to <=B
3.7474	-43.7759	-79.8347	-0.004653	A to <=B
3.7488	-43.7744	-79.8376	-0.004654	A to <=B
3.8579	-43.9446	-80.47	-0.004783	A to <=B
4.095	-44.7896	-82.3694	-0.005145	A to <=B
4.2763	-45.5374	-83.3045	-0.005438	A to <=B

Fuente: Elaboración a partir de resultados Etabs

Como se aprecia en la tabla 22 para desplazamiento de 4.2cm (sismo raro dirección Y) las fibras del elemento alcanzan momentos de 83.30 tn.m con rotaciones máximas de 0.005 rad. sin superar los límites de fluencia. Las rotaciones hasta dicha demanda se encuentran en un estado elástico. Debido a que se trata de un modelo tipo fibra se presenta a continuación los diagramas constituidos para el concreto y acero de refuerzo.

Fibra de concreto más alejada a compresión:

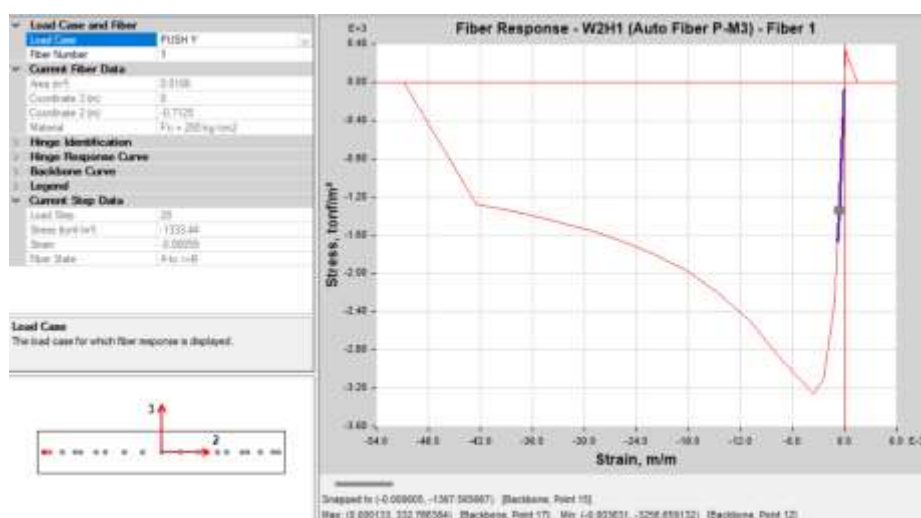


Figura 93. Estado de fibra de concreto más alejado a compresión para un sismo raro (Y-Y)

Fuente: Resultados de Etabs

Fibra de acero más alejada a tracción:

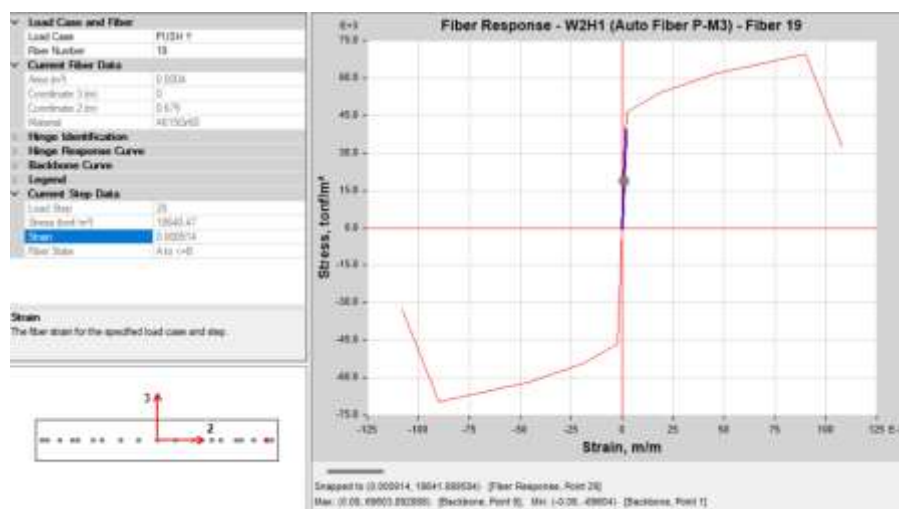


Figura 94. Estado de fibra de acero más alejada a tracción para un sismo raro (Y-Y)

Fuente: Resultados de Etabs

Tabla 23

Nivel de daño en los elementos según los criterios de aceptación

Nivel de daño de los elementos hasta el desplazamiento objetivo, Sa: 1.24G				
Nivel de daño	Análisis Dirección X		Análisis Dirección Y	
	δ Objetivo: 5.8cm		δ Objetivo: 4.2cm	
	Rotulas formadas		Rotulas formadas	
Total de rótulas	144	100%	72	100%
IO	1	0.69%	4	5.56%
LS	0	0.00%	8	11.11%
CP	0	0.00%	0	0.00%
Sin daño	143	99.31%	60	83.33%

Elaboración a partir de Etabs.

En la tabla 23 se resume el nivel de daño en los elementos según los criterios de aceptación del ASCE 41-17, por lo cual se puede apreciar que para un sismo raro 1 rotula en dirección X presenta un nivel de daño IO el cual le corresponde a una viga extrema del primer piso, mientras que para la dirección Y se presentaron 4 rotulas en IO las cuales corresponden a las vigas centrales de primero piso y 8 rotulas en LS las cuales corresponden a las vigas extremas del primer piso. Esto muestra que para dicha demanda no se presentarían daños importantes en dirección longitudinal, sin embargo, la dirección transversal no es capaz de disipar los esfuerzos correctamente sobre esforzando las vigas que se encuentran entre las placas perjudicando el desempeño estructural.

- Estado de rótulas para una demanda de $S_a = 1.60g$ (Sismo muy raro)

Dirección Longitudinal X-X

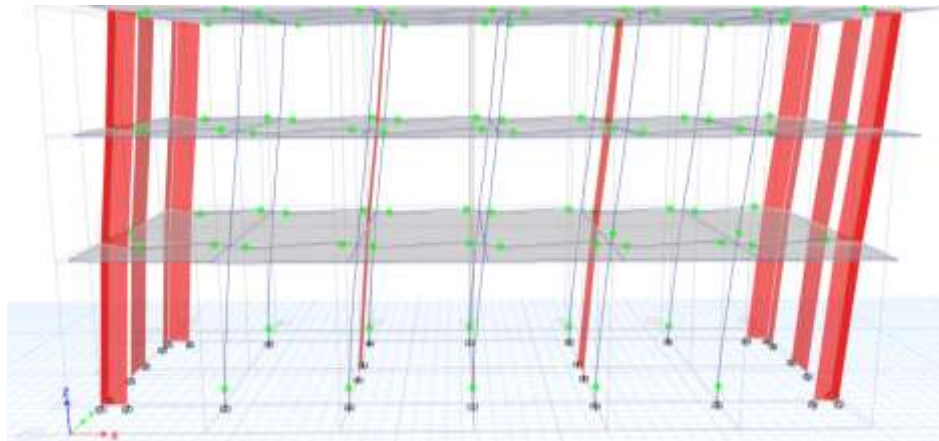


Figura 95. Estado de rotulas plásticas dirección X para un desplazamiento objetivo de 11.0cm

Fuente: Resultados Etabs.

Se puede apreciar que para un sismo muy raro en dirección longitudinal las rotulas de las vigas mantienen una rotación plástica en el rango $B \leq C$, mientras que las rotulas de las columnas del segundo nivel empiezan a tener una rotulación inicial, pero se mantienen en un estado de rotación aceptable permitiendo mayor desplazamiento y colocando el desempeño estructural en un nivel de estabilidad estructural (SS) con un desplazamiento objetivo de 11.0cm y una cortante de 470 tnf.

ROTULA EN VIGA DE 25X50 (Tipo concentrada)

A continuación, se ilustra el diagrama de momento rotación plástica de la viga con mayor demanda.

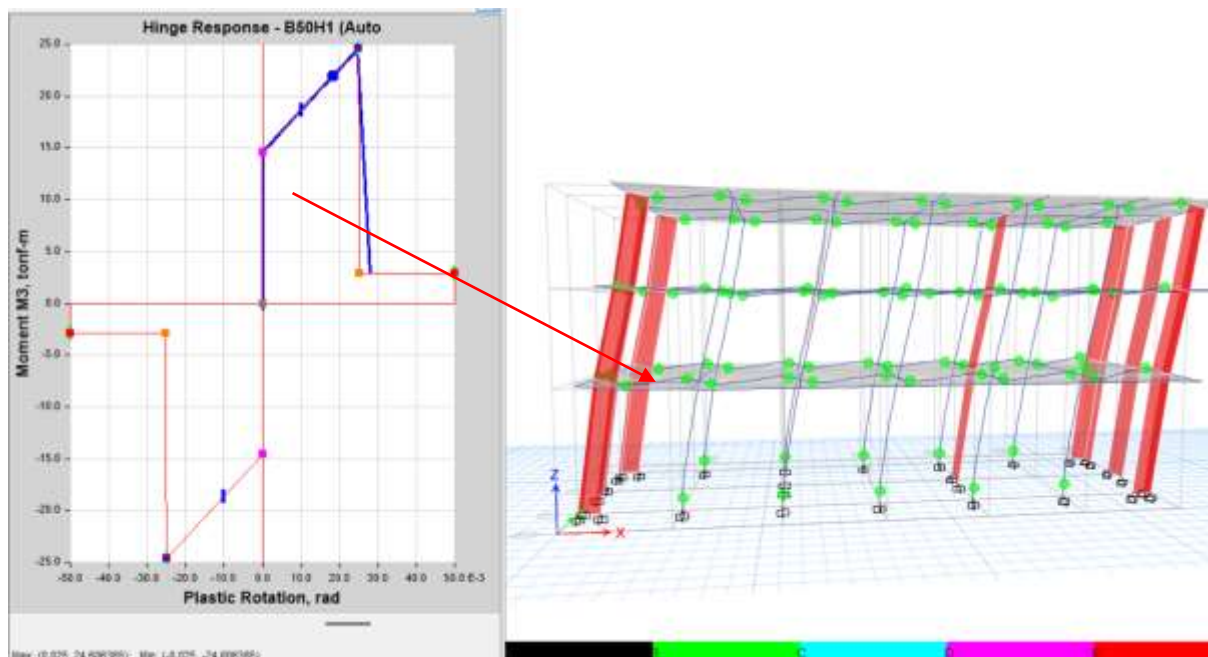


Figura 96. Respuesta de Rotula plástica en Viga de (25x50) para un sismo muy raro (X-X)

Fuente: Resultados de Etabs

Tabla 24

Respuesta de rotula plástica en viga para sismo muy raro dirección X

TABLE: Hinge Response - B50H1 (Auto Hinge)				
Monitored Displ	M3	R3 Max	State	Status
Δ cm	tonf-m	rad		ASCE 41-17
10.323	21.3644	0.016904	B to <=C	IO to <=LS
10.413	21.4288	0.017065	B to <=C	IO to <=LS
10.503	21.4931	0.017225	B to <=C	IO to <=LS
10.593	21.5576	0.017386	B to <=C	IO to <=LS
10.683	21.621	0.017545	B to <=C	IO to <=LS
10.773	21.6832	0.0177	B to <=C	IO to <=LS
10.863	21.746	0.017857	B to <=C	IO to <=LS
10.953	21.8038	0.018001	B to <=C	IO to <=LS
11.043	21.8618	0.018146	B to <=C	IO to <=LS

Fuente: Elaboración a partir de resultados Etabs

Como se aprecia en la tabla 24 para desplazamiento de 11cm (sismo muy raro dirección X) las vigas de los extremos presentan momentos de 21.86 tn.m alcanzando rotaciones máximas de 0.018 rad. superando los límites de fluencia. Las rotaciones hasta dicha demanda se encuentran en un estado inelástico aceptable en donde los daños son controlables.

ROTULA EN COLUMNA T (Tipo fibra)

A continuación, se ilustra el diagrama de momento rotación de la columna con mayor demanda.

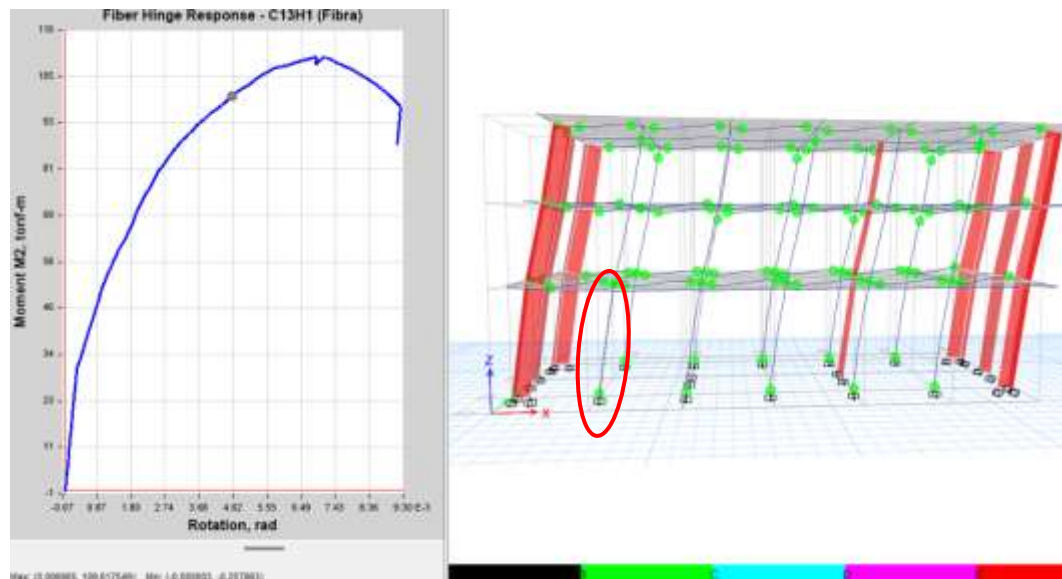


Figura 97. Respuesta de Rotula Tipo Fibra en Columna T para un sismo muy raro (X-X)

Fuente: Resultados de Etabs

Tabla 25

Respuesta de rotula fibra en columna T para sismo muy raro dirección X

TABLE: Fiber Hinge Response - C13H1 (Fibra)				
Monitored Displ	P	M2	R2 Max	State
cm	tonf	tonf-m	rad	
10.323	-70.1248	95.8212	0.0041	B to <=C
10.413	-70.213	96.3024	0.0042	B to <=C
10.503	-69.9807	96.7845	0.0042	B to <=C
10.593	-70.3924	97.3884	0.0043	B to <=C
10.683	-70.4744	97.9384	0.0044	B to <=C
10.773	-70.5549	98.4897	0.0044	B to <=C
10.863	-70.609	99.0407	0.0045	B to <=C
10.953	-70.6188	99.6800	0.0046	B to <=C
11.043	-70.4966	100.2086	0.0047	B to <=C

Fuente: Elaboración a partir de resultados Etabs

Como se aprecia en la tabla 25 para desplazamiento de 11cm (sismo muy raro dirección X) las fibras del elemento alcanzan momentos de 100.2 tn.m con rotaciones máximas de 0.0047 rad. superando los límites de fluencia.

Las rotaciones hasta dicha demanda se encuentran en un estado inelástico aceptable.

Debido a que se trata de un modelo tipo fibra se presenta a continuación los diagramas constituidos para el concreto y acero de refuerzo.

Fibra de concreto más alejada a compresión:

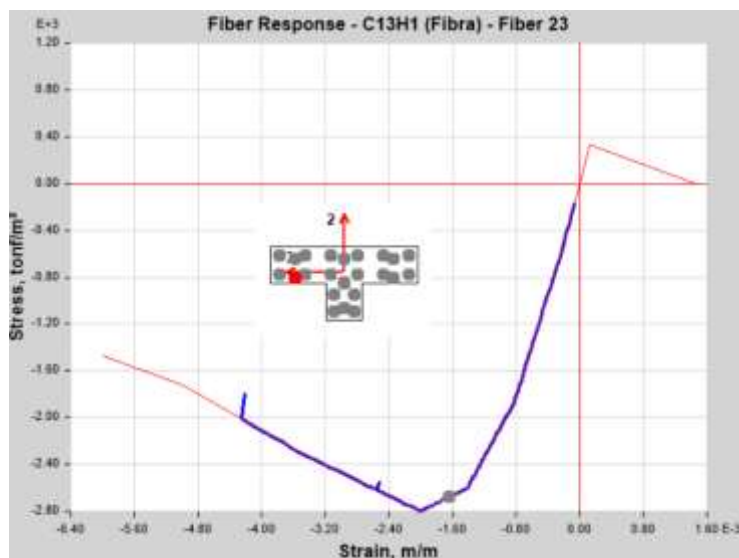


Figura 98. Estado de fibra de concreto a compresión para un sismo muy raro (X-X)

Fuente: Resultados de Etabs

Fibra de acero más alejada a tracción:

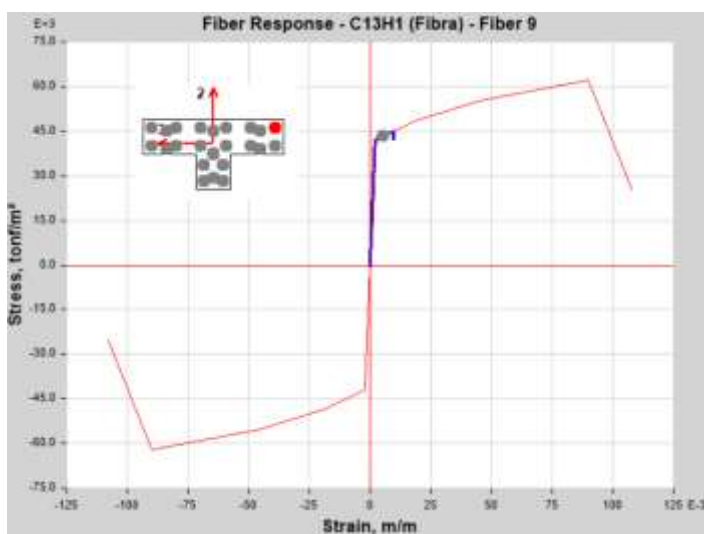


Figura 99. Estado de fibra de acero más alejada a tracción para un sismo muy raro (X-X)

Fuente: Resultados de Etabs

Dirección Transversal Y-Y

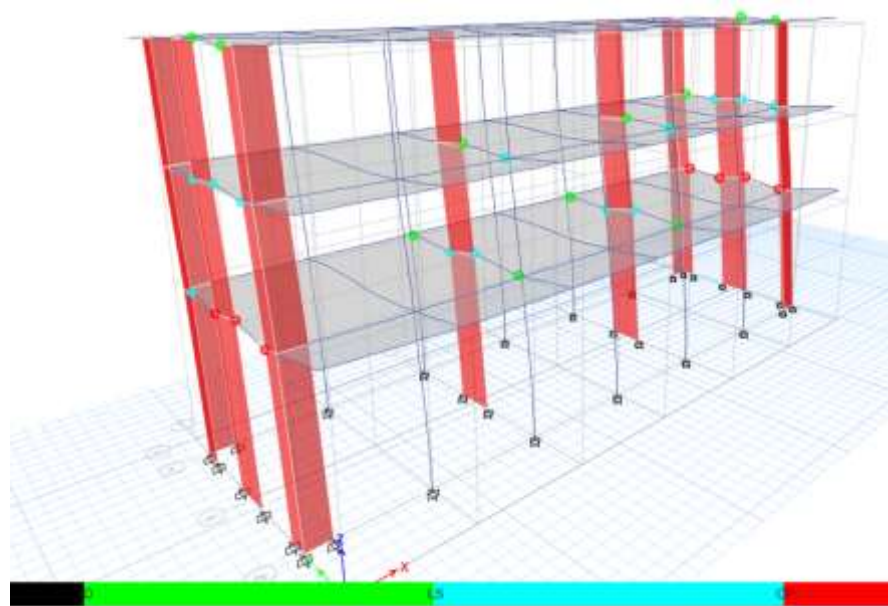


Figura 100. Estado de rotulas tipo fibra dirección Y para un desplazamiento objetivo de 6.4cm

Fuente: Resultados Etabs.

Se puede apreciar que para un sismo muy raro en dirección transversal las rotulas de vigas extremas del primer y segundo nivel empiezan a tener una rotación elevada, sin embargo, las placas se encuentran aún en un estado elástico permitiendo que la estructura alcance un desplazamiento objetivo de 6.4cm con una cortante de 446 tnf estableciendo el desempeño estructural en un nivel de estabilidad estructural (SS) lo cual muestra un comportamiento sísmico inadecuado para dicha demanda según ASCE ocasionando daños importantes en las vigas extremas del primer nivel en dicha dirección.

ROTULA EN VIGA DE 25X50 (Tipo fibra)

A continuación, se ilustra el diagrama de momento rotación de la viga con mayor demanda.

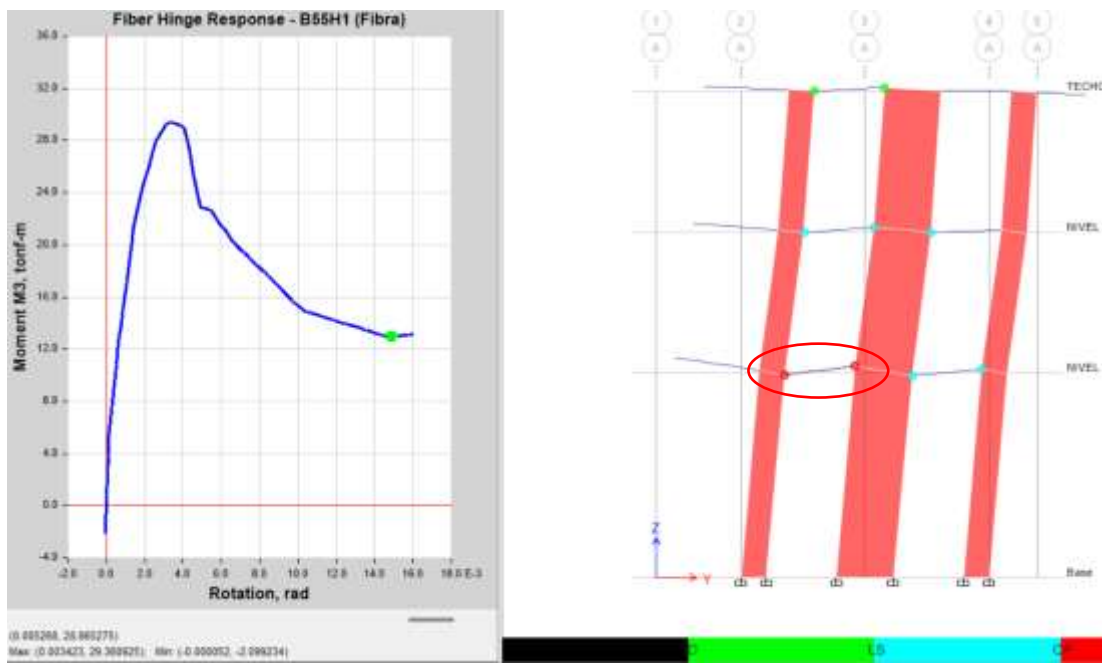


Figura 101. Respuesta de Rotula Fibra en Viga de (25x50) para un sismo muy raro (Y-Y)
Fuente: Resultados Etabs.

Tabla 26

Respuesta de rotula fibra en viga para sismo muy raro dirección Y

TABLE: Fiber Hinge Response - B55H1 (Fibra)			
Monitored Displ	M3	R3 Max	State
cm	tonf-m	rad	
6.0976	14.8394	0.013858	>E
6.1276	14.8009	0.01393	>E
6.1703	14.7223	0.014076	>E
6.1739	14.7158	0.014089	>E
6.2773	14.5503	0.014398	>E
6.31	14.495	0.014502	>E
6.3226	14.4763	0.014535	>E
6.3902	14.4115	0.014734	>E
6.5768	14.4732	0.015182	>E

Fuente: Resultados Etabs.

Como se aprecia en la tabla 26 El estado de las rotulas de las vigas extremas del primer y segundo sufren gran pérdida de resistencia debido a los esfuerzos tramitados por las placas alcanzando rotaciones de 0.015 rad a bajos momentos y superando los límites de deformación de las fibras.

Fibra de concreto más alejada a compresión:

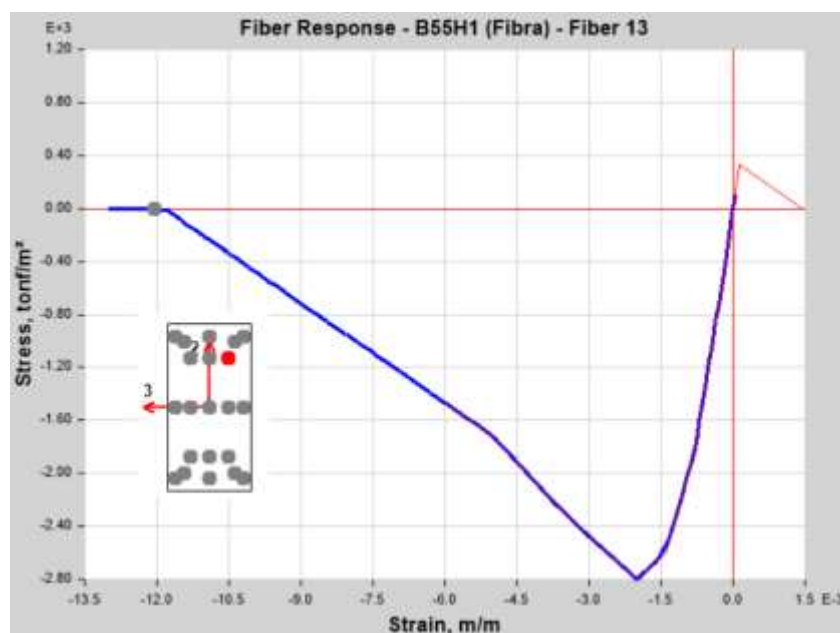


Figura 102. Estado de fibra de concreto a esfuerzo de compresión para un sismo muy raro (Y-Y)
Fuente: Resultados de Etabs.

Fibra de acero más alejada a tracción:

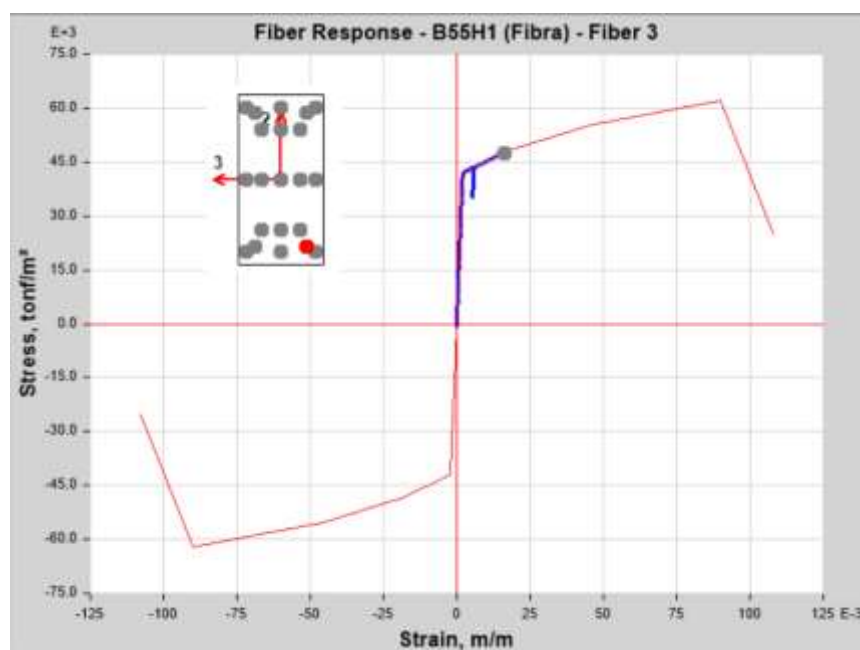


Figura 103. Estado de fibra de acero más alejado a esfuerzo de tracción para un sismo muy raro (Y-Y)
Fuente: Resultados de Etabs

ROTULA EN MURO (Tipo fibra)

A continuación, se ilustra el diagrama de momento rotación de la placa con mayor demanda.

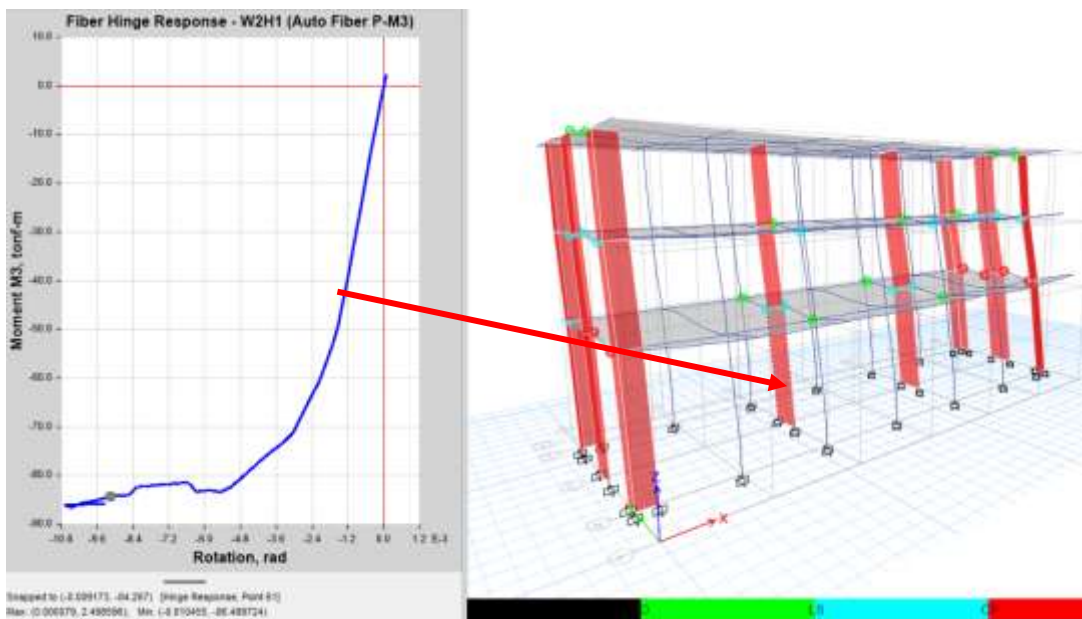


Figura 104. Respuesta de Rotula fibra en placa para un sismo muy raro (Y-Y)
Fuente: Resultados de Etabs

Se puede apreciar que para un sismo muy raro las placas del primer se mantienen en un estado lineal. Donde el punto gris indica el estado de dicha rotula encontrándose en un estado elástico

Tabla 27

Respuesta de rotula fibra en placa para sismo muy raro dirección Y

TABLE: Fiber Hinge Response - W2H1 (Auto Fiber P-M3)				
Monitored Displ	P	M3	R3	State
cm	tonf	tonf-m	rad	
6.0308	-44.4319	-82.2945	-0.008144	A to <=B
6.0976	-44.3118	-82.3237	-0.008242	A to <=B
6.1276	-44.467	-82.4377	-0.008288	A to <=B
6.1703	-45.6989	-83.0674	-0.008368	A to <=B
6.1739	-45.7931	-83.116	-0.008374	A to <=B
6.2773	-47.185	-83.9057	-0.008545	A to <=B
6.31	-47.5609	-84.1259	-0.008599	A to <=B
6.3226	-47.5243	-84.1268	-0.008617	A to <=B
6.3902	-47.2937	-84.1179	-0.008716	A to <=B

Fuente: Elaboración a partir de resultados Etabs

Como se aprecia en la tabla 27 para desplazamiento de 6.4cm (sismo muy raro dirección Y) las fibras del elemento alcanzan momentos de 84.11 tn.m con rotaciones máximas de 0.008 rad. sin superar los límites de fluencia. Debido a que se trata de un modelo tipo fibra se presenta a continuación los diagramas constituidos para el concreto y acero de refuerzo.

Fibra de concreto más alejada a compresión:

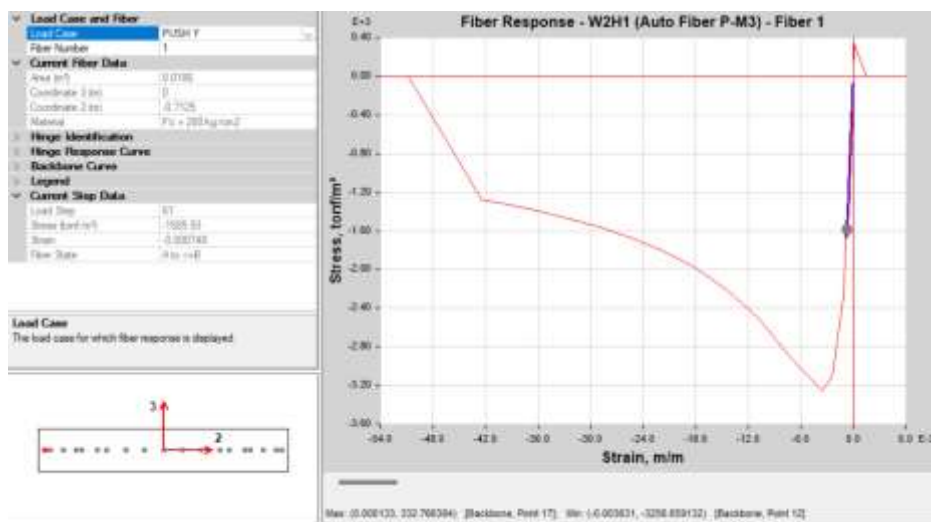


Figura 105. Estado de fibra de concreto más alejada a compresión para un sismo muy raro (Y-Y)
Fuente: Resultados de Etabs

Fibra de acero más alejada a tracción:

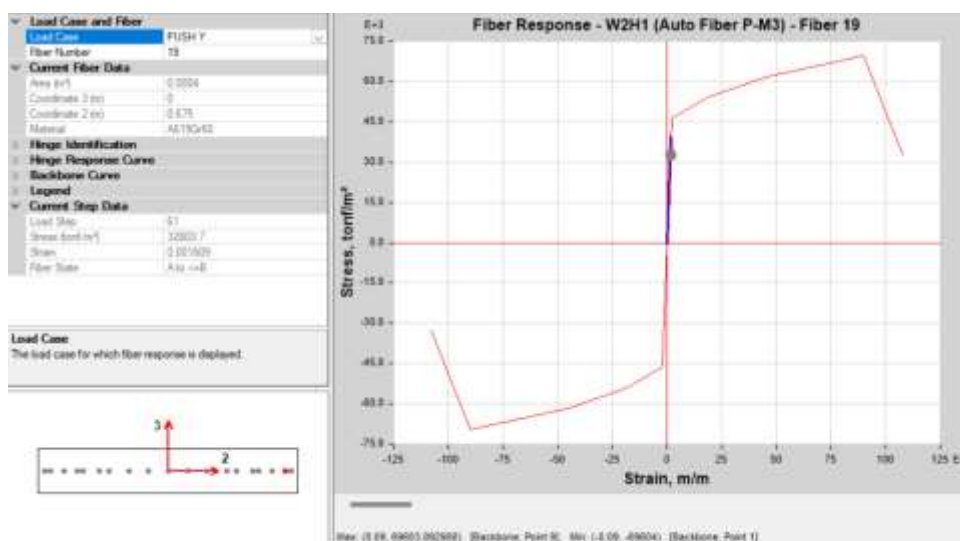


Figura 106. Estado de fibra de acero más alejada a tracción para un sismo muy raro (Y-Y)
Fuente: Resultados de Etabs

Tabla 28**Nivel de daño en los elementos según los criterios de aceptación.**

Nivel de daño de los elementos hasta el desplazamiento objetivo, Sa: 1.60G				
Nivel de daño	Análisis Dirección X		Análisis Dirección Y	
	δ Objetivo: 11cm		δ Objetivo: 6.5cm	
	Rotulas formadas		Rotulas formadas	
Total de rótulas	144	100%	72	100%
IO	62	43.06%	11	15.28%
LS	0	0.00%	13	18.06%
CP	0	0.00%	7	9.72%
Sin daño	82	56.94%	41	56.94%

Elaboración a partir de Etabs.

En la tabla 28 se resume el nivel de daño en los elementos según los criterios de aceptación del ASCE 41-17, por lo cual se puede apreciar que para un sismo muy raro en dirección X se presentaron 60 rotulas en IO los cuales les corresponden a las columnas del primer piso y vigas del primer y segundo piso, mientras que en dirección Y se generaron 8 rotulas en IO correspondientes a vigas centrales del segundo piso, 10 rotulas en LS correspondientes a vigas extremas del segundo y vigas centrales del primer piso, 8 rotulas en CP correspondientes a vigas extremas del primer piso. Esto indica que para dicha demanda si bien la dirección longitudinal (x) los elementos estructurales presentan daño leve, en la dirección transversal (y) se presentan daños considerables en las vigas de los extremos lo cual indica que ya no podrán resistir más cargas y desplazamientos laterales esto debido a que estas vigas son de corta longitud y se encuentran entre muros estructurales lo cual llevarán mayores esfuerzos induciendo la estructura un desempeño inadecuado.

5.2 Fuerzas cortantes para diferentes demandas.

A continuación, se presentan en las siguientes graficas las fuerzas cortantes que le corresponde a cada punto de desempeño en ambas direcciones de análisis. Se puede observar que los valores de cortantes máximos son muy cercanos en ambas direcciones para cada punto de desempeño alcanzando mayores valores la dirección transversal para los

sismos moderado y raro, sin embargo para el sismo muy raro la dirección longitudinal alcanza mayores valores de cortantes para ese punto de desempeño, esto debido a que el mecanismo de falla o comportamiento sísmico en la dirección transversal es menos dúctil ya que las vigas de corta longitud entre los muros tienen un comportamiento frágil limitando el desempeño estructural.

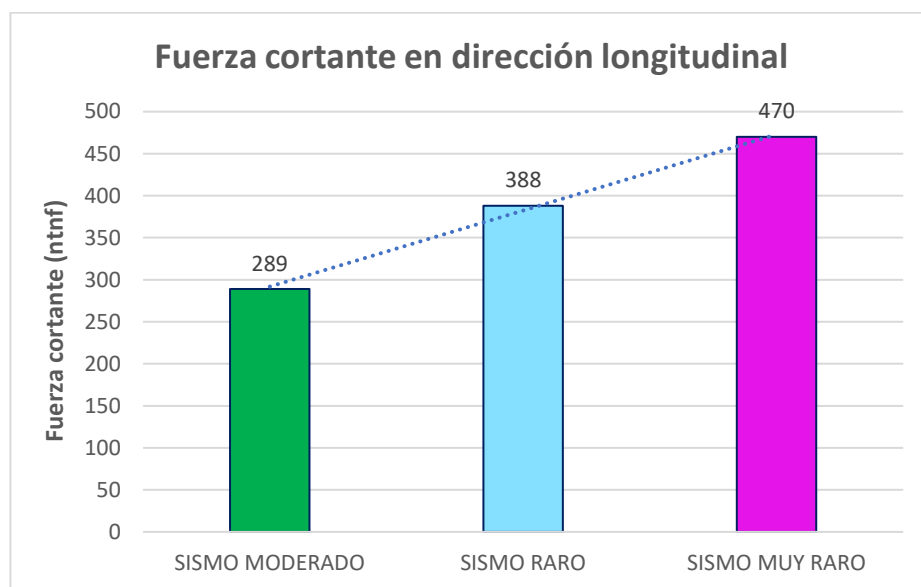


Figura 107: Fuerzas cortantes máximas dirección X

Fuente: Resultados Etabs

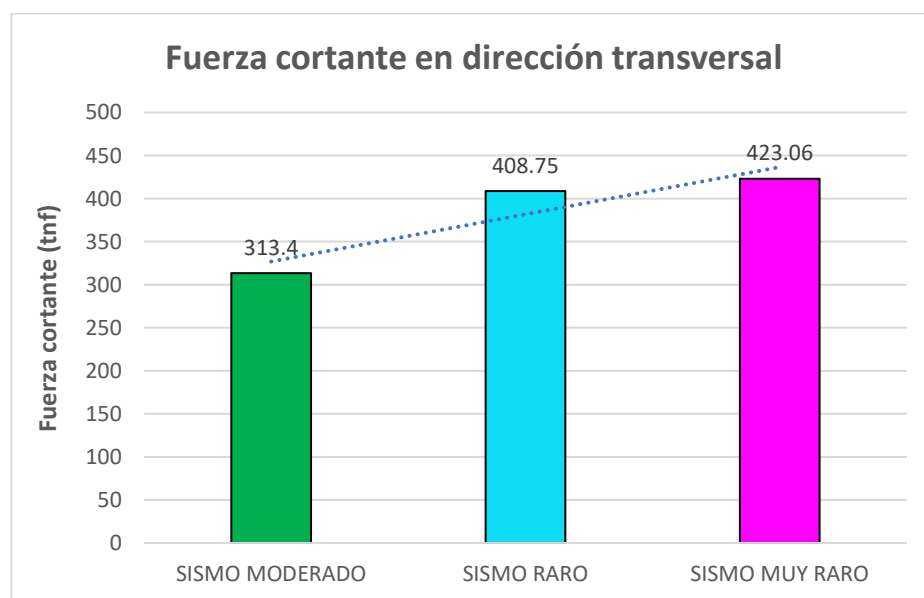


Figura 108: Fuerzas cortantes máximas dirección Y

Fuente: Resultados Etabs.

5.3 Rigidez efectiva de la estructura.

Las rigideces efectivas laterales se calcularon con los valores de la curva de capacidad bilineal mediante la división de la cortante y desplazamiento de fluencia efectiva. En la tabla 18 se presenta los valores de rigideces efectivas en ambas direcciones de análisis. Se puede observar que las direcciones positivas y negativas de análisis resultan valores similares esto debido a la simetría de la configuración estructural. Se observa también que la rigidez efectiva en el sentido transversal es mayor que la longitudinal esto debido a la presencia de muros estructurales.

Tabla 29

Rigidez efectiva

Rigidez efectiva (Tn-cm)			
Long +	Long -	Transv +	Transv -
135.54	133.25	170.64	165.4

Elaboración a partir de Etabs.

5.4 Ductilidad para diferentes demandas.

En la siguiente tabla se muestra las demandas de ductilidad de acuerdo al punto de desempeño obtenido en cada dirección para varios niveles de sismo. Se observa que la dirección con menor demanda de ductilidad es la transversal, mientras que en la dirección longitudinal la demanda es casi el doble de la transversal para un nivel de sismo muy raro. Así mismo, se aprecia que al aumentar el nivel de sismo la demanda de ductilidad incrementa. (se puede apreciar también que la estructura no logra alcanzar valores ductilidad para un sismo máximo).

Tabla 30

Demanda de ductilidad para diferentes niveles de sismo

Nivel de Sismo	Ductilidad (μ)			
	Long +	Long -	Transv +	Transv -
Sismo moderado	1.80	1.75	3.50	3.42
Sismo raro	3.52	3.46	3.46	3.4
Sismo muy raro	5.72	5.65	4.39	4.32

Elaboración a partir de Etabs

5.5 Niveles y objetivos de desempeño

En la figura 97 se resumen los objetivos recomendados de desempeño esperado para edificaciones de acuerdo a su clasificación de importancia y ocupación, los cuales servirán para calificar el desempeño estructural.

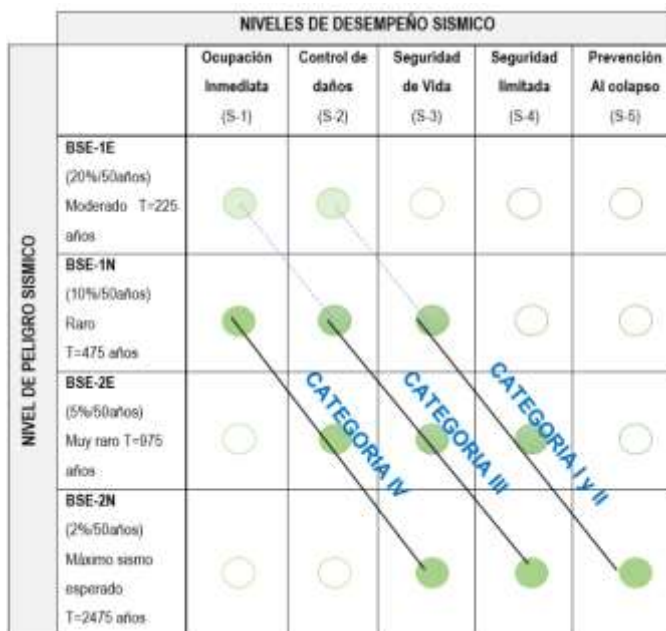


Figura 109. Objetivos básicos de desempeño para estructuras nuevas (BPN)
Fuente: ASCE 41-17

		NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL				
SENTIDO	NIVEL DE SISMO	Ocupación inmediata (S-1)	Control de daños (S-2)	Seguridad de vida (S-3)	Seguridad limitada (S-4)	Prevención al colapso (S-5)
LONGITUDINAL	BSE - 1E (20%/50 años) Moderado T=225 años	●	○	○	○	○
	BSE - 1N (10%/50 años) Raro T=475 años	○	●	○	○	○
	BSE - 2E (2%/50 años) Muy raro T=975 años	○	○	○	●	○
TRANSVERSAL	BSE - 1E (20%/50 años) Moderado T=225 años	●	○	○	○	○
	BSE - 1N (10%/50 años) Raro T=475 años	○	○	●	○	○
	BSE - 2E (2%/50 años) Muy raro T=975 años	○	○	○	●	○

Figura 110. Matriz de desempeño estructural.
Fuente: Elaboración Propia.

Desempeño esperado de la edificación (SEAOC).

Desempeño \	Completamente Operativo	Ocupación inmediata	Resguardo de la vida	Cerca al colapso	Colapso
Sismo frecuente					
Sismo ocasional					
Sismo raro					
Sismo muy raro					

Edificaciones de seguridad crítica
 Edificaciones esenciales
 Edificaciones comunes

Figura 111. Objetivos de desempeño sísmico según SEAOC

Fuente: Comité Visión 2000

Dirección Longitudinal X

Desempeño \ Sismo	Completamente operativo (1-A)	Ocupación inmediata (1-B)	Resguardo de vida (3-C)	Cerca al colapso (5-E)	Colapso
Sismo frecuente					
Sismo ocasional					
Sismo raro					
Sismo muy raro					

Figura 112. Matriz Desempeño sísmico Dirección X

Fuente: Comité Visión 2000

Dirección Transversal Y

Desempeño \ Sismo	Completamente operativo (1-A)	Ocupación inmediata (1-B)	Resguardo de vida (3-C)	Cerca al colapso (5-E)	Colapso
Sismo frecuente					
Sismo ocasional					
Sismo raro					
Sismo muy raro					

Figura 113. Matriz de desempeño Sísmico Dirección Y

Fuente: Comité Visión 2000

CONCLUSIONES

A raíz de los resultados obtenidos, podemos llegar a las siguientes conclusiones:

Acerca de la curva de capacidad

- Según el análisis estático no lineal (Pushover) se logra determinar la curva de capacidad permitiendo evidenciar el comportamiento de cada uno de los elementos estructurales, y de manera global se estipula que los primeros elementos en activar la inelasticidad fueron las vigas y luego las columnas al alcanzar un desplazamiento de 1.57 cm en la dirección longitudinal estableciendo un mecanismo de falla dúctil. Mientras que, en la dirección transversal alcanza un desplazamiento de 1.45 cm con una cortante de 238.40 Tnf. resultando un mecanismo de falla frágil ya que los muros no logran alcanzar toda su capacidad.
- De acuerdo al criterio de la igualdad de energía descrito por el código ATC-40, se determinó la representación bilineal de la curva de capacidad, dando como resultado los puntos de análisis de fluencia tomando como referencia el punto de colapso en cada dirección de análisis. De este análisis se puede concluir que la deformación plástica total en dirección longitudinal resultó ser un 47% mayor que la transversal debido a que posee mayor ductilidad. Sin embargo, las rigideces efectivas en la dirección transversal resultaron un 26% mayor que la longitudinal. Este es un efecto muy típico en sistemas estructurales mixtos que pertenecen a la mayoría de edificios escolares.

DIRECCIONES	PUNTOS DE ANÁLISIS						
	FLUENCIA EFECTIVA		ROTURA		DESPLAZAMIENTO INELASTICO (Δ_{in}) cm	RIGIDEZ EFECTIVA (K_{ef}) - tn/cm	DUCTILIDAD (μ_t)
	Desplazamiento (Δy) cm.	CORTANTE (V_y) Tnf	Desplazamiento (Δu) cm	CORTANTE (V_u) Tnf			
LONGITUDINAL X	2.6	352.4	15	503.3	12.4	135.538	5.769
TRANSVERSAL Y	2.2	375.4	8	468.2	5.8	170.636	3.636

Acerca del desempeño estructural

- Mediante la metodología de la linealización equivalente establecida en el FEMA 440 se determinaron los puntos de desempeño para los diferentes niveles de sismo indicados en esta tesis, los cuales se evaluaron independientemente para lograr una noción más clara del estado de los elementos estructurales.
- Como se muestra en la figura de matrices de desempeño (Fig. 100), se concluye que para un sismo moderado la estructura logra un desempeño óptimo para ambas direcciones manteniéndose en nivel de ocupación

inmediata, para sismo raro la dirección longitudinal logra un desempeño adecuado siendo de control de daños, sin embargo, en la dirección transversal resultó en un nivel de seguridad de vida. Para niveles de sismos mayores como el Muy raro y Máximo sismo esperado, la edificación no cumple con el objetivo de desempeño básico establecido por el ASCE 41-17 para ambas direcciones tal como se puede apreciar en los siguientes resultados.

DIRECCIÓN LONGITUDINAL X				
Niveles de sismo	Moderado	Raro	Muy Raro	Máximo
<i>Desplazamiento (cm)</i>	2.5	5.80	11	-
<i>Fuerza Cortante (Tnf)</i>	289.21	388.42	470.35	-
<i>Nivel de desempeño</i>	Ocupación Inmediata	Daño Controlado	Seguridad Limitada	-
<i>¿Cumple para edificación esencial? – ASCE</i>	Si	Si	No	No

DIRECCIÓN TRANSVERSAL Y				
Niveles de sismo	Moderado	Raro	Muy Raro	Máximo
<i>Desplazamiento (cm)</i>	2.10	4.2	6.4	-
<i>Fuerza Cortante (Tnf)</i>	313.4	408.75	423.06	-
<i>Nivel de desempeño</i>	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Seguridad Limitada	-
<i>¿Cumple para edificación esencial? - ASCE</i>	Si	No	No	No

- En la dirección longitudinal se puede apreciar que para un sismo raro el desempeño obtenido resultó en un nivel control de daños con un desplazamiento de 5.80 cm sin sufrir rotaciones elevadas en sus elementos estructurales. Para un sismo muy raro se llegó a activar en un 43% la inelasticidad en la mayoría de rótulas de los elementos estructurales sin presentar daños graves ya que las rotaciones aún se mantienen en un rango de ocupación inmediata; sin embargo, el punto de desempeño obtenido con un desplazamiento de 11.0cm lo coloca en un nivel de seguridad limitada (Cerca al colapso) según la sectorización de la curva de capacidad no logrando el objetivo de desempeño según ASCE y VISION2000 debido a la gran capacidad de deformación y poca rigidez que posee dicha dirección. Para sismos máximos el punto de desempeño sobrepasa el rango de prevención de colapso lo cual indica que la estructura no es capaz de resistir dicha magnitud.

DIRECCION LONGITUDINAL X				
NIVEL DE SISMO	DESPLAZAMIENTO (cm)	ROTULAS ACTIVADAS SEGÚN ASCE41-17		
		Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
MODERADO	2.50	-	-	-
RARO	5.80	0.69%	-	-
MUY RARO	11.00	43.06%	-	-

- En la dirección transversal se aprecia que para un sismo raro el desempeño obtenido alcanzó un nivel de seguridad de vida con un desplazamiento de 4.20cm, donde las fibras de las vigas de los extremos del primer piso se ven sujetas a deformaciones mayores de 0.0085 en compresión a bajas rotaciones de 0.008rad induciendo el 11% de las rótulas a un estado de seguridad de vida. Para un nivel de sismo muy raro, se activaron el 43% de las rótulas pertenecientes a las vigas siendo el 18% en el rango de seguridad de vida y 9.70% en el rango de prevención al colapso con daños importantes pertenecientes al primer nivel, sin embargo, los muros aún pueden soportar mayores esfuerzos por lo que a nivel global la estructura logra un desempeño de seguridad limitada (Cerca al colapso) con un desplazamiento de 6.40cm. Si bien esta dirección es menos dúctil que la otra, el desempeño obtenido para este nivel de sismo es el mismo que el de la dirección longitudinal debido a que es un poco más rígida y puede soportar mayor fuerza cortante a poco

desplazamiento. Sin embargo, esta configuración resulta perjudicial para las vigas extremas las cuales se ven sometidas a mayores esfuerzos cortantes por ser de corta longitud y encontrarse entre muros.

DIRECCION TRASVERSAL Y				
NIVEL DE SISMO	DESPLAZAMIENTO (cm)	ROTULAS ACTIVADAS SEGÚN ASCE41-17		
		Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
MODERADO	2.00	-	-	-
RARO	4.20	5.56%	11.10%	-
MUY RARO	6.40	15.28%	18.06%	9.72%

- Los valores de cortantes máximos son muy cercanos en ambas direcciones para cada punto de desempeño alcanzando mayores valores a menor desplazamiento la dirección transversal para los sismos moderado y raro siendo un 9% más resistente hasta cierta demanda, sin embargo, para el sismo muy raro la dirección longitudinal alcanza mayores valores de cortantes para ese punto de desempeño siendo de 470 Tnf, esto debido a que el mecanismo de falla o comportamiento sísmico en esta dirección requiere mayor demanda de ductilidad que la dirección transversal.

DIRECCION LONGITUDINAL X			
NIVEL DE SISMO	Desplazamiento (cm)	Cortante Basal (Tnf)	Ductilidad (μ)
MODERADO	2.50	289.20	1.80
RARO	5.80	388.50	3.52
MUY RARO	11.00	470.20	5.72

- Se aprecia que para sismo muy raro la dirección transversal logra un desplazamiento de 6.40cm con una cortante de 423 tnf. Mientras que la dirección longitudinal alcanza 470 Tnf con mayor desplazamiento debido a que posee mayor capacidad para soportar mayores demandas de ductilidad superando en un 60% la capacidad de la dirección transversal por el motivo de la poca capacidad de resistencia de las vigas en esa dirección ocasionando que los muros estructurales permanezcan en un rango elástico a altas demandas restringiendo su capacidad y limitando el desempeño estructural.

DIRECCION TRANSVERSAL Y			
NIVEL DE SISMO	Desplazamiento (cm)	Cortante Basal (Tnf)	Ductilidad (μ)
MODERADO	2.10	313.40	3.50
RARO	4.20	408.75	3.85
MUY RARO	6.40	423.06	4.39

- De acuerdo a resultados obtenidos del desempeño de la estructura y a la respuesta inelástica de sus elementos se concluye que para sismos con valores de hasta $S_a = 0.62g$ la edificación es capaz de disipar de manera correcta las demandas sísmicas con valores de amortiguamientos efectivos menores al 8% en X y 18% en Y manteniendo la estructura en rango elástico y cumpliendo con los objetivos de desempeño, Para sismos con valores mayores o iguales a $S_a = 1.24g$, la dirección longitudinal refleja una buena capacidad de disipación con valores de amortiguamiento efectivo que llegan hasta el 20% para sismo muy raro, sin embargo la dirección transversal ya no presenta mayores valores de amortiguamiento efectivo. Por ende, la estructura no presenta una configuración estructural adecuada para cumplir con los objetivos de desempeño establecidos según ASCE 41-17.
- A través del análisis modal espectral, se observó que las distorsiones máximas ocurren en el segundo nivel para ambas direcciones. Las derivas en la dirección longitudinal no superan el límite establecido por la NTP E.030 siendo la máxima de 6.8%. En el caso de la dirección transversal en el nivel dos supera en un 1.03% la distorsión límite establecido según la normativa. Este resultado es debido a la poca redundancia asignada en tal dirección, por ende, estaría incumpliendo con lo establecido en dicha normativa siendo más exigente para la edificación y perjudicando el desempeño final que tendría, esto se ve reflejado en los daños considerables producidos en las vigas en dicha dirección.
- La configuración estructural empleada para la dirección transversal no resulta conveniente para un buen comportamiento sísmico ya que al ser poco redundante necesita mayor rigidez para soportar mayores demandas.
- La NTP E.030 y E.060, resultan conservadoras en la mayoría de los casos; sin embargo, para edificios escolares del tipo 780 mayores a 3 niveles el

comportamiento sísmico que podría llegar a tener con este tipo de configuración y diseño estructural no resultaría en un buen desempeño objetivo establecido según la guía ASCE41-17. Es por ello, que se deberían establecer unas exigencias para ambas direcciones en el análisis y el diseño.

- El método de espectro de capacidad y de linealización equivalente (MLE) son herramientas útiles para calcular el desempeño de un edificio a partir de su curva de capacidad y la demanda sísmica. Además, la demanda computacional de este método es muy reducido, lo cual ahorra tiempo y recursos.

RECOMENDACIONES

- Con respecto al análisis lineal se recomienda que se utilicen, para la carga sísmica, casos de carga bidireccional, es decir combinaciones que consideren un porcentaje adicional de la carga sísmica ortogonal a la dirección de análisis.
- Con respecto al análisis y modelamiento estructural se recomienda que, para este tipo de estructuras, la dirección longitudinal correspondiente al sistema dual se analice y modele como un sistema de muros estructurales, es decir con un $R_0 = 6$, esto requeriría otro diseño para los elementos estructurales correspondientes en esa dirección, pero el desempeño final que llegaría a obtener sería más conservador y eficiente.
- Con respecto al diseño estructural, en la dirección longitudinal se recomienda que las columnas T se diseñen como un sistema de muros estructurales y no como un sistema dual o de pórticos como han sido considerados inicialmente en el proyecto, con la finalidad de confinar los bordes extremos de cada una de estas. En la dirección transversal se recomienda que en los extremos se aumente la dimensión de las placas en L tanto en espesor como en longitud en sentido transversal y eliminar los muros centrales, de ser el caso de mantener la configuración actual es preferible que las vigas se diseñen como vigas de acople incrementando el peralte para que se puedan implementar refuerzos diagonales y distribuir mejor el esfuerzo por corte que reciben estas, sin embargo esto significaría mayores costos y dificultades en el proceso constructivo, es por ello que es preferible optar por un mayor dimensionamiento de las placas en cada extremo y eliminar el muro de concreto central con la finalidad de que las vigas tengan un mejor comportamiento.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Blanco A. (1994), "*Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Edición I.*" Perú: Editorial Colegio de Ingenieros del Perú.
- Ing. Ottazi G. (2014), "Apuntes del Curso Análisis Estructuras I. Octava Edición." Perú: Facultad de Ciencias e Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Goytia I. & Villanueva R. (2001), "Modernización de la enseñanza y aprendizaje en la asignatura de la Ingeniería Antisísmica". Perú: Texto Guía de Ingeniería Sísmica.
- Mancheno S. (2017), "Análisis del desempeño sísmico del edificio de aulas de la Unidad Académica de Ingeniería Civil." Machala: Tesis para obtener el Título Profesional de Ingeniería Civil.
- Galarza D. (2019), "Evaluación del desempeño sísmico del edificio de la Oscus mediante comparación del análisis estático no lineal (Pushover), análisis estático modal (Pushover multimodal) y dinámico no-lineal (Historia de respuesta)." Ambato, Ecuador: Trabajo experimental previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil.
- Mejía P. & Rivera J. (2020), "Análisis estático no lineal de una estructura mediante el método de control de desplazamientos." Cuenca, Ecuador: Tesis para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.
- Asmat C. (2016), "Disposiciones sísmicas de diseño y análisis en base a desempeño aplicables a edificaciones de concreto armado." Lima, Perú: Tesis para optar el Grado académico de magister en Ingeniería Civil.
- Chacón R. & Paz I. (2016), "Análisis de desempeño sísmico de los edificios escolares típicos 780 post 97 de la costa peruana." Lima, Perú: Tesis para optar al Grado de Magister en Ingeniería Civil.

- Quiroz E. (2017), "Vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica módulo 780 Pre NDSR-1997 mediante modelos no lineales." Lima, Perú: Tesis para optar el Grado de Magíster en Ingeniería Civil.
- Huerta P. (2022), "Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro de capacidad." Lima, Perú: Tesis para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.
- Segura O. (2021), "Comparación del Desempeño Sísmico mediante Análisis Estático no lineal (Pushover) de dos Edificaciones en concreto reforzado situadas en zona de amenaza sísmica alta con grado de disipación de energía des, diseñada bajo los criterios del AIS 114-14 y la norma NSR-10." Bogotá D.C, Colombia: Tesis para obtener el Título de Magíster en Ingeniería Civil.
- Saavedra I. (2019), "Evaluación del Diseño Estructural del centro educativo-nivel primaria en el caserío de Chagavara, Santiago de Chuco en el 2018." Trujillo, Perú: Tesis para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.
- Barreto G. & Samayani R. (2017), "Análisis elástico e inelástico y verificación por desempeño para el reforzamiento estructural de la Facultad de Ingeniería Civil." Arequipa, Perú: Tesis para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.
- ASCE Standard, ASCE/SEI, 41-17 (2017), "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building." Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Paredes M. (2016), "Evaluación del Desempeño Sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal Pushover" Lima, Perú: Tesis para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.
- Silva W. (2012), "Comportamiento sísmico de locales educativos y alternativas de reforzamiento." Apurímac - Abancay, Perú: Seminario de Promoción de la Normatividad para el Diseño y Construcción de Edificaciones Seguras, Pontificia Universidad Católica del Perú.

- Safina S. (2002), "Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico." Barcelona, España: Tesis para obtener el Título de Doctor en Ingeniería Civil.
- Comartin C., Niewiarowski R. & Rojahn C. (1996), "ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings – Vol. 1" State of California, United States. Seismic Safety Commission.
- Deierlein G, Reinhorn A. & Willford M. (2010), "Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers." U.S. Department of Commerce Building and Fire Research Laboratory National Institute of Standards and Technology Gaithersburg (NIST GCR 10-917-5)
- FEMA 440 (2005), "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures." California and Washington D.C.
- Msc Ing. Moscoso E. (2022), "Curso Virtual: Estructuración, Análisis y Diseño de edificaciones de Concreto Armado según Norma E.060 y ACI 318-19" Lima, Perú. Instituto CCIP.
- Mander J., Priestley M. & Park R. (1998), "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete" ASCE.
- López M. & Sergio J. (2020), "Lineamientos para la Evaluación de la Vulnerabilidad y Readecuación Estructural."
- Norma E. 030, Diseño Sismoresistente. Perú.
- Norma E. 020, Cargas, Perú.

Normas E. 060, Concreto Armado, Perú.