

**Análisis Sísmico por Desempeño al Edificio de Administración a Construir en la Sede de
Mocoa del Instituto Tecnológico del Putumayo**

Jesús U. Chate Daza y Julio C. Cortes Orobio

Instituto Tecnológico del Putumayo. Facultad de Ingenierías y Ciencias Básicas

Tesis de investigación presentada como requisito parcial para optar al título de:

Ingeniero Civil

M. Sc. Edgar I. Celis-Imbajoa, Docente Asesor

Mocoa (Putumayo), enero de 2022

Dedicatoria

A Dios por su infinita misericordia y su bondad, por darme la vida, la sabiduría y la fortaleza en todo momento, por estar atento a mis peticiones y responder en el tiempo perfecto, por brindarme la paciencia necesaria para no desistir, por no dejarme solo y haber puesto en mi camino personas que han sido mi soporte durante todo el periodo de estudio, por ser mi guía y mi ayudador desde mi nacimiento hasta el día de hoy. Por este triunfo alcanzado, a ti sea la gloria.

Julio Cesar Cortes Orobio

Primeramente, a Dios por darme la sabiduría y fortaleza para alcanzar los propósitos que tenía trazados para mi vida. A mi familia, mi padre, hermanos, principalmente a mi madre que está en el cielo y de haya me ha enviado toda la energía y sabiduría para alcanzar este gran logro. A ti madre que has sido ese motor en mi vida que me ha impulsado a seguir adelante y alcanzar estos objetivos.

Jesús Ubeimar Chate Daza

Agradecimientos

Primeramente y más importante a Dios que me ha permitido tener este logro, a mi familia por todo su apoyo moral que me brindaron, a mi padre un hombre ejemplar, sé que desde el cielo te sientes orgulloso de mí, a mi madre Esperanza Orobio Bastidas, por brindarme su amor y confianza, A mi esposa Angie Ojeda por su apoyo y amor incondicional. A mi hijo Cesar Camilo Cortes, mi motor para salir adelante, a mis amigos Fidel Castro, Jader García, Wilmer Martínez, Jesús Chate, Michael Mavisoy quienes son parte de mi aprendizaje, que, a lo largo de mi estancia en el Instituto Tecnológico del Putumayo, pasamos muchos momentos agradables, a los profesores y compañeros de estudio, que han sido parte de mi vida, por ayudarme a crecer y a encontrar la determinación necesaria para salir adelante, gracias a cada uno de ellos. Gracias también aquella persona que siempre fue mi soporte en los momentos difíciles.

Agradezco a mi asesor ingeniero Edgar Iván Celis Imbajoa, por su valiosa ayuda a lo largo de toda la investigación, y sobre todo por su preciada amistad.

Mis agradecimientos a los profesores de la carrera de ingeniería civil, que de alguna manera u otra hicieron parte de mi aprendizaje, en especial a la profesora Adriana Ibarra, por su apoyo y colaboración.

Julio Cesar Cortes Orobio

Agradezco a Dios por darme toda su sabiduría y permitirme la vida para alcanzar este objetivo, a mi familia por su apoyo moral, a mi madre Emérita Daza por darme la vida y apoyarme espiritualmente, a mi padre Arcenio Chate por motivarme a salir adelante, a mis hermanos Jadier, Leonardo y María por brindarme su confianza, cariño y su amistad. A mis amigos Cesar Cortes, Michael Mavisoy, Fidel Castro, Oscar Rodríguez y Angie Ojeda por su

amistad incondicional en todo este proceso de aprendizaje, a los profesores del Instituto Tecnológico del Putumayo por brindarme sus conocimientos y ayudarme a crecer como persona.

Agradezco a mi asesor de tesis el ingeniero Edgar Iván Celis Imbajoa, por su ayuda a lo largo de toda la investigación.

Jesús Ubeimar Chate Daza

Resumen

Esta investigación presenta un análisis sísmico por desempeño realizado al edificio de la Facultad de Administración a construir en la Sede Principal del Instituto Tecnológico del Putumayo (ITP), la edificación consta de 10 aulas y está ubicado en la ciudad de Mocoa. Para su desarrollo, se utilizó un software de Análisis Estructural, ETABS V.19.1.0, los planos estructurales del proyecto y el procedimiento no lineal estático de plastificación progresiva “PUSHOVER”. En el análisis sísmico bajo el método de diseño convencional y el diseño por desempeño se usaron los parámetros establecidos por los códigos nacionales e internacionales (NSR-10, FEMA 440, ATC 40 y ASCE-41-17, según corresponda). Del análisis estático lineal (Método de diseño convencional), la estructura no cumple con los requisitos exigidos por la NSR-10, específicamente la relación capacidad viga-columna, esta excede el límite, indicando la presencia de sección de vigas de concreto sobre reforzado. Del análisis no lineal estático de plastificación progresiva, resultó un nivel de desempeño inaceptable para el sismo de diseño y el sismo máximo, porque se encuentra dentro del rango de colapso, esto producido a raíz de la ausencia del punto de desempeño.

Palabras clave: Nivel de desempeño sísmico, Pushover, Curva de Capacidad, Análisis Sísmico, Demanda sísmica

Abstract

In this research, presents a performance seismic analysis performed on the Faculty of Administration building to be constructed at the Main Headquarters of the Technological Institute of Putumayo (ITP), the building consists of 10 classrooms and is located in the city of Mocoa. For its development, a Structural Analysis software, ETABS V.19.1.0, the structural plans of the project and the nonlinear static progressive plasticization procedure "PUSHOVER" were used. In the seismic analysis under the conventional design method and design by performance, the parameters established by national and international codes (NSR-10, FEMA 440, ATC 40 and ASCE-41-17, as appropriate) were used. From the linear static analysis (conventional design method), the structure does not meet the requirements of NSR-10, specifically the beam-column capacity ratio, which exceeds the limit, indicating the presence of an over-reinforced concrete beam section. From the nonlinear static analysis of progressive plastification, it resulted in an unacceptable performance level for the design earthquake and the maximum earthquake, because it is within the collapse range, due to the absence of the performance point.

Key words: Seismic performance level, Pushover, Capacity Curve, Seismic Analysis, Seismic Demand.

Tabla de Contenido

Introducción	14
Problema	14
Justificación	16
Objetivos	16
Objetivo General	16
Objetivos Específicos.....	17
Contexto en que surge el problema.....	17
Internacional	17
Nacional	23
Local	26
Estructura de la Tesis	27
Referentes Metodológicos	28
Enfoque Metodológico.....	28
Tipo de Investigación.....	28
Técnicas e Instrumentos.....	28
Fases de la Investigación	28
Fase 1. Revisión Documental	28
Fase 2. Modelación de la Estructura en el Rango Lineal.....	29
Fase 3. Modelación de la Estructura en el Rango no Lineal.....	30
Marco Referencial.....	31
Bases Teóricas	31
Desempeño Sísmico.....	31
Diseño por Desempeño	32
Niveles de desempeño.....	33
Movimientos Sísmico de Diseño	40
Objetivos del diseño por desempeño	42
Evaluación del Comportamiento Sísmico de las Edificaciones Esenciales	44
Métodos simplificados estático no lineal	45
Método del Espectro de Capacidad (MEC)	46
Espectro de Capacidad	48
Estimación de la Respuesta Inelástica Mediante Espectros de Demanda-Capacidad	49

Respuesta Sísmica Inelástica de Edificaciones Usando Técnicas Espectrales	51
Análisis estático no lineal (Análisis Pushover).....	53
Patrones de Carga Lateral	55
Nodo de control.....	56
Efectos de Segundo Orden P-Delta.....	57
Capacidad Estructural	57
Curva de capacidad	58
Curva fuerza-deformación	59
Momento curvatura.	63
Rotula Plástica	64
Columna fuerte viga débil.....	66
Marco Conceptual	66
Demanda	66
Espectro de Demanda	67
Punto de Desempeño.....	67
Espectro de Diseño Inelástico	67
Factor de Resistencia	67
Resistencia.	67
Amortiguación Efectiva.	68
Región Confinada	68
Desplazamiento.....	68
Criterios de Aceptación.....	68
Marco Legal	68
Marco Contextual.....	69
Localización	69
Descripción de la Estructura	69
Resultados y Discusión	71
Periodo Fundamental de la Estructura	72
Desplazamiento en sus Dos Direcciones	73
Derivas Máximas de Piso.....	74
Comportamiento Columna Fuerte - Viga Débil.....	75
Curva de capacidad	82

Demanda Sísmica.....	83
Punto de Desempeño.....	85
Punto de Desempeño en Dirección X	85
Punto de desempeño en dirección Y	88
Evaluación del Desempeño Sísmico	91
Punto de Desempeño.....	92
Punto de Desempeño.....	94
Conclusiones	97
Recomendaciones	99
Referencias Bibliográficos.....	100
Anexos	104

Lista de Tablas

Tabla 1.Parámetros de Diseño	29
Tabla 2.Principales Características Asociadas al Nivel de Desempeño y su Relación de Daño. 35	
Tabla 3.Rangos de Desplazamientos en Cada Nivel de Desempeño	35
Tabla 4.Nivel de Desempeño de la Edificación.....	39
Tabla 5.Movimientos sísmicos de diseño	41
Tabla 6.Nivel de desempeño de la estructura	43
Tabla 7.Objetivos de desempeño para edificaciones esenciales /universidades	44
Tabla 8.Amoriguamiento para sistemas estructurales	50
Tabla 9.Factor de la modificacion de la respuesta elástica	51
Tabla 10.Criterios de aceptación según el ASCE/SE 41-17	65
Tabla 11.Verificación del periodo fundamental de la estructura	72
Tabla 12.Derivas máximas en X, Y	74
Tabla 13.Niveles de Sismo y el factor de conversión calculado.....	84
Tabla 14.Espectro elástico de Pseudoaceleraciones para cada nivel de sismo	84
Tabla 15.Punto de Desempeño Según la Norma FEMA 440	90
Tabla 16.Matriz de puntos y desplazamientos, dirección X-X.....	92
Tabla 17.Desempeño sismico direccion X-X de la estructura según FEMA 440	92
Tabla 18.Matriz de puntos y desplazamientos, dirección Y-Y	94
Tabla 19.Desempeño sismico direccion Y-Y de la estructura según FEMA 440	94
Tabla 20. Cuadro comparativo AEL y AENL	96

Lista de Figuras

Figura 1.Sectorización de la Curva de Capacidad..	36
Figura 2.Espectro de Capacidad	49
Figura 3.Espectro de Capacidad-Demanda.....	52
Figura 4.Esquema del proceso del análisis estático no lineal	54
Figura 5.Nodo para el control de derivas y desplazamientos en la cubierta de la edificación	57
Figura 6.Curva de capacidad de una estructura en general	59
Figura 7.Modelo de curva esfuerzo deformación propuesto para hormigón confinado	60
Figura 8.Curva de esfuerzo deformación del acero sometido a tensión	61
Figura 9.Modelo histerético de Takeda	63
Figura 10.Relaciones momento curvatura y modelo del ASCE/SE 41-17	64
Figura 11.Ubicación del Instituto Tecnológico del Putumayo	70
Figura 12.Estructura de la edificación en estudio	71
Figura 13.Verificación del desplazamiento máximo en X de la estructura	73
Figura 14.Verificación del desplazamiento máximo en Y de la estructura	74
Figura 15.Chequeo relación viga columna	76
Figura 16.Formación de la primera rotula plástica en la dirección X-X	78
Figura 17.Formación de las primeras rotulas en las vigas	79
Figura 18.Mecanismo de colapso en la dirección X-X.....	79
Figura 19.Formación de la primera rotula plástica en la dirección Y-Y	80
Figura 20.Formación de la primera rotula plástica en vigas	81
Figura 21.Mecanismo de colapso en la dirección Y-Y	81
Figura 22.Curva de capacidad en X	82

Figura 23. Curva de capacidad en Y	83
Figura 24. Sismo Frecuente	86
Figura 25. Sismo de servicio (Ocasional)	86
Figura 26. Sismo de Diseño (Raro).....	87
Figura 27. Sismo Máximo (Muy Raro).....	87
Figura 28. Sismo Frecuente	88
Figura 29. Sismo de Servicio (Ocasional)	89
Figura 30. Sismo de Diseño (Raro).....	89
Figura 31. Sismo Máximo (Muy Raro).....	90
Figura 32. Desempeño Sísmico Dirección X-X de acuerdo con el FEMA 440	91
Figura 33. Desempeño Sísmico Dirección Y-Y de acuerdo con el FEMA 440	93

Anexos

Anexo 1. Procedimiento Estático Lineal (M.F.H.E).....	104
Anexo 2.Procedimiento Estático No Lineal (Pushover).	104
Anexo 3.Memoria de cálculo viga entrepiso Eje 2.	104
Anexo 4.Licencia de prueba ETABS v.19.1.....	104

Introducción

Problema

Colombia es un país que se localiza dentro de una de las zonas sísmicas más activas de la tierra, motivo por el cual la probabilidad de predecir de manera asertiva el lugar, magnitud e intensidad de un movimiento sísmico es bajo, como consecuencia de estos sismos, la vida de las personas está bajo una amenaza y vulnerabilidad permanente, las edificaciones estarán expuestas a daños en sus elementos estructurales y no estructurales, es por esto que surgen los reglamentos de construcción y diseño sismo resistentes con el objeto principal de salvaguardar la vida.

Ahora bien, los países cuentan con normativas que establecen unos principios y métodos básicos de diseño sismorresistente que se cuestionan cuando se presenta un evento sísmico, por ejemplo, del ocurrido en Japón el 17 de enero de 1995, con una magnitud de 6.9 grados, dejando 6434 muertos, la destrucción parcial de la ciudad de Kobe y pérdidas estimadas en el 2.5% del Producto Interior Bruto del país (Javi, 2011, pág. 1); del ocurrido en la ciudad de México el 19 de septiembre de 1985 con una magnitud de 8.1 en la escala de Richter, con 35 mil muertos, pérdida total de algunas edificaciones emblemáticas (Lopez, 2016, pp. 1-8). A causa de esto, las investigaciones han avanzado en la busca de alternativas que permitan predecir con mayor precisión el comportamiento de las edificaciones ante eventos sísmicos y así se aumente el grado de seguridad de estas; hace dos décadas nació un nuevo método llamado diseño por desempeño utilizado inicialmente en Estados Unidos y Japón.

El método de diseño por desempeño se logra gracias a los avances tecnológicos e informáticos, herramientas que permiten realizar cálculos más complejos de manera rápida y económica, al implementar este tipo de análisis se puede considerar un número mayor de combinaciones de carga y realizar un análisis no lineal. Método que está avalado por la Agencia

Federal para el Manejo de Emergencias, FEMA, de los Estados Unidos y, adoptado en Colombia y se describe en el apéndice A-3 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, como un método opcional de diseño.

El método descrito anteriormente es poco utilizado en Colombia, aunque existen algunas investigaciones que han avanzado en la aplicación de este, dentro de las cuales se destaca la propuesta Diseño sísmico por desempeño de viviendas de interés social (VIS), construidas con muros de concreto la cual fue exaltada en los recientes premios ECiencia, organizados por la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito (El Tiempo, 2010). Es importante señalar que a nivel institucional y regional no existe ningún avance investigativo de esta metodología.

La infraestructura del ITP están conformada principalmente por edificaciones de 1 piso, las cuales están diseñadas bajo reglamentos que ya han sido actualizados y han dejado ver algunas deficiencias que la anterior norma presentaba, estas estructuras al ser del grupo de uso III es necesario que cumplan con todos parámetros que exige la normativa actual, pero que además de esto garanticen seguridad a sus ocupantes, es así como nace la necesidad de que las futuras construcciones en el ITP garanticen seguridad en el transcurso del sismo y que la edificación quede totalmente operativa, para conocer este comportamiento es necesario llevar la estructura a un rango no lineal lo cual se logra con la aplicación de la metodología de análisis sísmico por desempeño. De aquí surgen las siguientes preguntas de investigación:

¿Cuál es el nivel de desempeño sísmico, que tendrá la facultad de administración a construir en el Instituto Tecnológico del Putumayo?

¿Cuál es la eficiencia que tiene el método de desempeño sísmico, comparado con el método convencional?

Justificación

El Reglamento de Construcción Sismo Resistente NSR-10 en Colombia, se limita a calcular fuerzas y desplazamientos dentro de los límites elásticos; para el cálculo de las respuestas inelásticas se basa en el factor de reducción, dejando en este enfoque indirecto errores a la respuesta real del comportamiento de la estructura. En contraste a ello, el método de análisis sísmico por desempeño permite estudiar el mecanismo de falla de una edificación ante movimientos sísmicos que dependerán del sistema estructural y de los materiales implementados en su construcción, acercándose aún más al comportamiento real.

Por otra parte, las edificaciones de uso educativo (colegios, escuelas, universidades...) se clasifican dentro del grupo de uso III, edificaciones de atención a la comunidad que son indispensables durante y después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas (NSR-10 literal A.2.5.1.2), de ahí la importancia de analizar la edificación de la facultad de administración a construir en las instalaciones del Instituto Tecnológico del Putumayo (ITP) implementado el método de análisis por desempeño.

Con el método se busca evaluar el límite o tolerancia establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los estudiantes, y la funcionalidad de la edificación posterior a un movimiento sísmico. De manera indirecta se busca ser líderes a nivel local y departamental sobre el método expuesto.

Objetivos***Objetivo General***

Realizar el análisis sísmico por desempeño de la edificación de administración a construir en la sede Mocoa del Instituto Tecnológico del Putumayo.

Objetivos Específicos

-) Modelar en un software de análisis estructural apropiado el edificio de administración a construir en la sede de Mocoa del ITP, aplicando el procedimiento no lineal estático de plastificación progresiva “PUSHOVER”.
-) Calcular la curva de capacidad sísmica resistente de la estructura que permite determinar el nivel de desempeño
-) Definir las ventajas que presenta el método de análisis sísmico por desempeño y realizar una comparación con el método convencional.

Contexto en que surge el problema

El diseño sísmico por desempeño provee al ingeniero la capacidad de diseñar edificaciones, para que tengan una predictibilidad y un comportamiento fiable en un sismo, además permite a los propietarios cuantificar las expectativas de los riesgos de la estructura y seleccionar un nivel de comportamiento que esté acuerdo a sus necesidades y mantengan un nivel mínimo de confianza (FEMA, 2000).

A continuación, se mencionan algunas investigaciones que se relacionan directamente con el problema de estudio:

Internacional

López Rodríguez et al. (2001), en su artículo de investigación utilizaron una metodología empleando el programa Hazus para determinar la curva de capacidad, lo que permite medir el nivel de daño de las edificaciones bajo cualquier sollicitación dinámica. Este proceso presenta una metodología para la estimación de pérdidas por sismos, Hazus presenta información práctica que puede ser utilizada en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una ciudad en forma bastante práctica. Entre la información prevista se tienen las curvas de fragilidad, tema que

aborda este artículo en efecto, donde presenta curvas para cuatro niveles de diseño denominado: pre-norma, bajo, moderado y alto. Para cada uno de estos niveles se tiene un límite de la deriva máxima de piso, los autores de este artículo pretenden dar a conocer esta metodología con el fin de comparar los resultados aplicando la técnica Pushover y se comparen con el programa Hazus obteniendo resultados más recomendables.

Sanchez Aguilar (2010) en su tesis para obtener el grado académico de maestro en ciencias en ingeniería y administración de la construcción, analizó el “Diseño Sísmico Basado en Desempeño para una Edificación Esencial de Concreto Reforzado - Edición Única”, el modelo estructural corresponde a un edificio de nueve pisos construido en suelo blando en la ciudad de México, aplicó el análisis estático no lineal o Pushover, utilizando como herramienta tecnológica el software SAP 2000 V. 14. Concluyendo que el diseño por desempeño resultó ser más preciso que el método por resistencia del Reglamento Construcciones para el Distrito Federal México (RCDF), las curvas de capacidad proporcionaron información exacta de la rigidez inicial a la primera fluencia y posteriores, para cada nivel de desempeño y demanda sísmica solicitada.

Alemán & Naranjo (2011) en su tesis para obtener el título de ingeniero civil realizaron el “Diseño por desempeño de elementos estructurales de hormigón armado, mediante los códigos FEMA y el software ETABS”, modelaron un edificio de siete plantas para un nivel de desempeño de seguridad de vida, ubicado en zona sísmica 4, región sierra-Ecuador, en un tipo de suelo S3 y configuración en planta y elevación regular. Aplicaron el análisis estático no lineal, concluyeron que la estructura alcance el nivel de seguridad deseado con la condición de que primero deben formarse las rotulas plásticas a nivel de las vigas, esto conserva un margen de seguridad antes del colapso y la estructura puede funcionar luego de unas reparaciones.

Díaz et al (2013) en su trabajo de grado para optar al título de ingeniero civil estimaron el desempeño sísmico de un edificio de pórticos de cuatro pisos, diseñado con el reglamento nacional de edificaciones aceptando una deriva máxima del 1%, ubicado en la ciudad de Lima-Perú, para diseñar la edificación emplearon el código peruano y la evaluación se basó en los criterios propuestos por el comité Visión 2000 Structural Engineers Association of California, SEAOC [Asociación de Ingenieros Estructurales de California]. Para la estimación de respuesta de la estructura usaron técnicas del análisis no lineal, mediante espectros de capacidad y demanda a través del software SAP2000. Concluyeron que el edificio tendrá un desempeño funcional para un evento frecuente en la costa peruana (período de retorno, T_r , de 50 años y aceleración espectral de 0.2g). En el caso de eventos ocasionales la estructura se mantendrá funcional, lo cual se califica como deseable según las recomendaciones del SEAOC.

Andre et al, (2014) en su artículo de investigación “Optimal performance-based design of non-linear stochastic dynamical RC Structures subject to stationary wind excitation” [Diseño basado en el rendimiento óptimo de dinámica estocástica no lineal de estructuras sujetas a excitación del viento], comentan que el diseño basado en desempeño, es una metodología adecuada para evaluar el riesgo y diseñar instalaciones que pueden estar sujetas a niveles continuos de daño causado por respuestas extremas bajo diversos peligros de diferentes magnitudes. Sin embargo, las dificultades para evaluar las probabilidades asociadas con diferentes niveles de riesgo y rendimiento, especialmente cuando se considera la no linealidad en sistemas estructurales excitados dinámicamente, han sido un factor limitante para incorporar en la optimización del diseño.

Yang, et al (2015) en su artículo publicado “Performance-based Seismic design of flexible-base multi-storey Buildings considering soil-structure interaction” [Diseño sísmico

basado en el desempeño de edificios de varios pisos de base flexible considerando la interacción suelo-estructura], llevaron a cabo un estudio paramétrico integral para investigar el comportamiento sísmico de edificios de cortante de varios pisos considerando la interacción suelo estructura (SSI). Los resultados que obtuvieron indican que se puede reducir hasta un 60%, las demandas de resistencia y ductilidad de los edificios de varios pisos, especialmente aquellos con una relación de esbeltez pequeña y demanda de baja ductilidad, muestran que los patrones de carga lateral de diseño especificados por el código son más adecuados para estructuras de base flexible de largo periodo. Con base en los resultados de este estudio introducen un nuevo factor de diseño, R_f , que es capaz de capturar la reducción de la resistencia de estructuras de un solo grado de libertad debido a la combinación. La idoneidad del método propuesto lo demostraron a través de varios ejemplos prácticos del diseño.

Ugel Garrido et al, (2016) en su investigación presentaron la revisión y comparación mediante parámetros de capacidad de la respuesta sismo-resistente de dos modelos estructurales de acero de gran altura con diferentes sistemas de arriostramiento lateral, se manejó la acción sísmica en términos de espectros de respuesta y se evaluaron los edificios en términos de demanda-capacidad, la reserva de resistencia se comparó con un criterio alternativo basado en la representación bilineal de la capacidad y para su evaluación se utilizó el análisis estático no lineal (Pushover), como resultado obtuvieron que algunos pórticos no arriostrados manifestaron altas probabilidades de daño severo o colapso, sufriendo deformaciones laterales y degradaciones de rigidez significativas más allá de límites normativos, evidenciando que los desplazamientos relativos y la rigidez son indicadores fundamentales de daño.

Don et al, (2016) en su artículo denominado “A performance-based service life desing method for reinforced concrete Structures under chloride environment” [Método de diseño de

vida útil basado en el rendimiento para estructuras de hormigón armado en un entorno de cloruro], comentan que la corrosión del acero de refuerzo inducida por cloruro generalmente causa fallas prematuras de desempeño en estructuras de concreto reforzado, sin embargo, los métodos convencionales de diseño no pueden garantizar un desempeño eficiente, mediante el cual las estructuras tengan un nivel predefinido, para satisfacer la vida útil, la fiabilidad y el nivel de deterioro. Analizaron el mecanismo de iniciación de la corrosión del acero de refuerzo, para deducir una función de estado limite variable en el tiempo. Con esto concluyen que el método de diseño basado en el desempeño propuesto puede lidiar racionalmente con las incertidumbres de los parámetros aleatorios y garantizar que se cumpla con lo predefinido en el diseño.

M. Zameeruddin & K.K Sangle (2016) en su artículo “Review on Recent developments in the performance-based seismic design of reinforced concrete Structures” [Revisión de los avances recientes en el diseño sísmico basado en el rendimiento de las estructuras de hormigón armado], evaluaron un pórtico de hormigón de un edificio de 4 pisos, situado en estratos de suelos duros, donde aplicaron un análisis estático no lineal controlado por desplazamiento a través del software SAP 2000 V 17.0, concluyendo que los niveles de rendimiento definidos en los procedimientos de primera generación (SEAOC, Visión 2000, ATC 40 y FEMA 273) y en los procedimientos de segunda generación (ASCE 41) utilizan una relación de deriva entre plantas y rotaciones plásticas para establecer los niveles de rendimiento del edificio, como ocupación inmediata (IO), la seguridad de vida (LS) y la prevención del colapso (CP). Aunque estas medidas brindan información sobre la deformación de los elementos y el proceso de desplazamiento en estados críticos, son inadecuados por sí mismas para proporcionar una evaluación del estado de daños o de la proximidad al colapso.

Duarte et al, (2017) en su tesis para optar el título de ingenieros civiles describen el análisis estático no lineal del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la universidad del Salvador, el modelo estructural consiste en un edificio de 7 pisos, la geometría que presenta en planta es de 27.75 m en dirección Este-Oeste y 14 m en dirección Norte-Sur y una altura desde la losa de fundación de 26.72 m, aplicaron el análisis estático no lineal, utilizando un software de análisis y diseño de estructuras SAP2000, basándose en disposiciones internacionales como el FEMA, (Seismic Evaluation and Retrofit of concrete Buildings [ATC-40]) y la Norma Técnica de Diseño Sismorresistente [NTDS], teniendo en cuenta las consideraciones de la estructura, niveles de daño, geometría y uso, conocieron la capacidad de deformación y comportamiento de la estructura aplicando diferentes patrones de cargas laterales que la empujan en una dirección determinada, concluyendo que mediante la aplicación de la metodología de desempeño propuesta por FEMA 356, ATC 40 y ASCE 41-13, el cumplimiento del objetivo de desempeño de seguridad de vida, limite que según la demanda sísmica propuesta en la NTDS, es del 10 % de la probabilidad de ocurrencia en 50 años, debe ser chequeado para la edificación en función del nivel de importancia que tiene para la comunidad estudiantil y autoridades de la facultad de la medicina de la universidad del Salvador.

Casa mayor & Vásquez (2020) en su tesis para optar el título de ingeniero civil realizaron el “Diseño estructural basado en el desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal (pushover) de la institución educativa Virgen de Natividad, Carabamba- Julcan”. El modelo estructural consiste en un edificio de una planta, utilizaron el análisis estático no lineal, mediante el uso del software de análisis y diseño de estructuras ETABS. Determinando los niveles de desempeño sísmico de la estructura, afectada por sismo frecuente (con 50% de probabilidad de ocurrencia en 30 años y un periodo de retorno de 43 años), sismo ocasional (con 50% de

probabilidad de ocurrencia en 50 años y un periodo de retorno de 72 años), sismo Raro (con 10% de probabilidad de ocurrencia en 50 años y un periodo de retorno de 475 años), sismo muy Raro (con 10% de probabilidad de ocurrencia en 100 años y un periodo de retorno de 970 años), como resultado obtuvieron niveles de desempeño: Operacional, Operacional; Resguardo de vida y Cerca del colapso, respectivamente, los cuales cumplen con las propuestas de los códigos: (FEMA-440. 2005) y (SEAOC, 1999).

Nacional

Carrillo Julián (2007) en su artículo “evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño”, presenta un edificio de concreto reforzado de seis niveles de uso III, utilizó el programa ETABS v9. El autor concluye que, debido a los cambios recientes de los reglamentos de diseño sísmico, gran parte de la estructura deben ser revisada para demandas sísmicas mayores a las utilizadas en su diseño original, basados en criterios simplificados que se incluyen en los códigos de diseño. Sin embargo, por medio de dichos procedimientos no es posible estimar adecuadamente el comportamiento de la estructura frente a las nuevas demandas sísmicas, ya que estos se fundamentan en la utilización de factores a partir de los cuales se estima comportamiento inelástico de la estructura. En la mayoría de los casos, estos procedimientos son bastante conservadores, arrojando resultados que obligan a la rehabilitación en términos tanto de resistencia, como de la flexibilidad de la estructura.

Herrera & Loren (2008) presentan una evaluación de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones aporticadas de hormigón reforzado entre 3 y 8 pisos, ubicadas en la zona 2 de la ciudad de Bucaramanga-Colombia, en esta investigación emplean la metodología Pushover para estimar el punto de desempeño de los modelos tomados como muestra, donde observaron la falta de diseños más exhaustivos durante la etapa del modelo estructural, con secciones mínimas y

bajo refuerzo asignado en columnas y vigas. Encontraron que las edificaciones diseñadas bajo el Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistente [C.C.C.S.R-84], presentan resistencia lateral insuficiente obteniendo niveles de desempeño bajos en un sentido y apenas aceptables en el otro.

Garcia Afanador (2008) realizó una investigación empleando técnicas de desplazamientos calibrados mediante la técnica Pushover para los hospitales en pórticos de concreto reforzado, entre alturas de dos hasta 10 niveles, ubicados en zonas de riesgo sísmico bajo, intermedio y alto, en las regiones andina y pacífica de Colombia. En este trabajo se evaluaron 57 edificios con plantas tipo; encontrándose que, para edificaciones ubicadas en zonas de amenaza sísmica baja, intermedia, y algunas en zonas de amenaza sísmica alta, el desempeño esperado es de daño controlado. Una vez calibrado el modelo inelástico determino el periodo de las edificaciones con el fin de cumplir con el nivel de desempeño esperado para edificios de ocupación indispensables, estimando cantidades de obra necesarias para alcanzar el nivel de desempeño de ocupación inmediata.

Slebi & Vargas (2014) en su tesis para optar el título de ingeniero civil realizaron el análisis y aplicación del método estático no lineal en columnas reforzadas con disipación especial de energía, para este procedimiento utilizaron la herramienta tecnológica SAP2000. Determinaron que la filosofía de diseño por capacidad propuestas por Park Paulay y Priestley, no solo están orientadas a evitar el colapso de una estructura sino además de conocer el comportamiento del sistema estructural ante una fuerza lateral y otorgarle propiedades dúctiles para que puedan incursionar en el rango inelástico.

De la Hoz & Rico (2015) en su tesis para optar el título de ingeniero civil realizaron la investigación “Relación entre el diseño del edificio E-SURA de Barranquilla con el desempeño

esperado por la norma NSR-10". Donde midieron el desempeño de estructuras aporticadas en concreto reforzado utilizando el software SAP 2000 V15, como herramienta para la modelación del edificio E-SURA, ubicado en la ciudad de Barranquilla- Colombia. El modelo estructural consiste en un edificio de 7 pisos, concluyendo que para el caso de un sismo de Capacidad Moderada de Energía (DMO), donde se implementa la energía moderada, el edificio resulta con serios daños estructurales que pueden ser reparados, pero garantizando la seguridad de vida de los ocupantes.

Salcedo Yuler (2017) en su trabajo de grado para optar al título de ingeniero civil estimó el desempeño sísmico por el método Pushover de un edificio construido en la ciudad de Barranquilla bajo la norma NSR-10, en el proceso se modeló el edificio en el rango elástico e inelástico mediante el software ETABS, el modelo estructural corresponde a un edificio de 15 pisos construido en la ciudad de Barranquilla. Concluyó que el nivel de desempeño del edificio en caso de presentarse el sismo de diseño es el de ocupación inmediata, se espera un daño mínimo en elementos estructurales, reocupar inmediatamente después de un sismo considerable y de ser necesario realizar limpieza y reparación algunos de sus sistemas después de un sismo.

Gonzales Torres (2017) en su investigación determinó el análisis de la importancia de la ductilidad en el diseño estructural sísmico de un proyecto típico de estructuras con un sistema de pórticos en concreto reforzado, tomando los diferentes criterios de ductilidad definidos por la NSR-10 que son Capacidad Mínima de Energía (DMI), Capacidad Moderada de Energía (DMO), y la Capacidad Especial de Disipación de Energía (DES). Diseñó la estructura cumpliendo con cada uno de los requerimientos sísmicos en las zonas de confinamiento de la estructura y realizó un análisis comparativo de costos en cada uno de los casos incluyendo un modelo inicial donde no considera sismo (cargas gravitacionales + viento). Calculó por medio del análisis estático no

lineal, el espectro de capacidad de la edificación y el grado de ductilidad real de la estructura en cada uno de los modelos y se hace una comparación con los valores definidos para cada uno de los niveles de ductilidad por la NSR-10 que los utilizaron para la reducción de cargas sísmicas en el diseño estructural.

Ledesma & Martínez (2018) en su tesis para optar el título de ingeniero civil realizaron la “evaluación por desempeño del diseño estructural de viviendas en estado de vulnerabilidad alta en la ciudad de Bogotá- caso de estudio localidades de: Bosa, Ciudad Bolívar, San Cristóbal y Usme”. Estas localidades se encuentran ubicadas en las zonas urbanas 4 y 5, al sur de la ciudad de Bogotá, predomina una pendiente topográfica media-alta, lo que hace que se convierta en una zona de alta vulnerabilidad. Mediante esta investigación estimaron de manera más acertada el comportamiento sísmico de la estructura en comparación a la propuesta estructural realizada inicialmente mediante el diseño convencional regido por la NSR-10, en este análisis se utilizó un software de análisis y diseño de estructuras SAP2000, según el análisis estático no lineal o análisis pushover, este modelo matemático de la estructura representa adecuadamente la distribución de la masa y la rigidez del sistema estructural considerando los efectos no lineales para los niveles de deformación que excedan el límite proporcional. Se concluyó que las rotulas plásticas en general se presentan inicialmente en las plantas inferiores; permitiendo identificar los elementos que requieren un reforzamiento estructural.

Local

Se realizaron consultas con el fin de conocer si en el departamento de Putumayo existían registros de estudios o investigaciones donde se implementará el método de análisis sísmico por desempeño en las edificaciones existentes o proyectadas, el resultado indicó que no hay información respecto al problema de estudio de esta investigación.

Estructura de la Tesis

Esta tesis se desarrolla en seis capítulos. El capítulo de introducción describe una contextualización general del problema, objetivos, en el cual se ponen de manifiesto los antecedentes que dan paso al surgimiento de la necesidad de emplear el análisis sísmico por desempeño. El capítulo siguiente corresponde a referentes metodológicos, el cual presenta la metodología y su procedimiento brindando las condiciones de desarrollo y las variables que se tomaron en cuenta en el instrumento.

Seguido de los referentes metodológicos se encuentra el marco de referencia, que contiene las bases teóricas del método análisis sísmico por desempeño propuestas por el comité visión 2000 (SEAO,1995) y del ATC-40 (1996). El objetivo de este capítulo es sentar las bases y los criterios de calificación de la respuesta sísmica de las edificaciones esenciales que permitan la toma de decisiones respecto de su comportamiento esperado durante un sismo, fundamentada en los conceptos de desempeño sísmico, desde el punto de vista estructural y no estructural, para diferentes niveles de movimiento telúrico. Así mismo, se describen cualitativamente las diferentes acciones o intervenciones destinadas a reducir la vulnerabilidad sísmica de esta edificación.

En el capítulo de resultados y discusiones, se presenta el análisis donde se compara el análisis sísmico lineal y el método de pushover, con el fin de determinar cuál es el más eficiente.

Al final del documento, se establecen las conclusiones y recomendaciones de los resultados obtenidos del análisis estructural estático lineal y no lineal de la edificación en estudio.

Referentes Metodológicos

Enfoque Metodológico

El método de investigación que se desarrolló es mixta, definiéndose como un conjunto de procesos de recolección, análisis y vinculación de datos cuantitativos y cualitativos, fundamentada en el libro metodología de investigación de Hernandez Sampieri et al, 2014.

Tipo de Investigación

Es un tipo de investigación aplicada, debido a que se utilizaron criterios de análisis sísmico por desempeño de los diferentes códigos y normas ya establecidos, permitiendo encontrar el desempeño sísmico de la estructura en estudio.

Técnicas e Instrumentos

Los instrumentos y técnicas utilizadas en este trabajo son: el software especializado ETABS, Excel, libros, entre otros. El manejo del primer programa es de carácter interactivo donde el usuario da las características y pautas para que este realice los cálculos matemáticos que tienen un alto grado de complejidad. Excel, permite una mayor interacción de usuario programa, es bien conocido por las facilidades que tiene esta herramienta para realizar cálculos sencillos y complejos y elaboración de gráficas. De los libros se extrae información acertada que contribuya a la construcción del presente trabajo de investigación.

Fases de la Investigación

La investigación se desarrolló en 3 fases las cuales se describen a continuación:

Fase 1. Revisión Documental

Se recopiló información referente a la temática a desarrollar, incluyendo documentos, artículos, tesis, libros, normativa de aplicación del método de análisis sísmico por desempeño y datos de base tales como: planos arquitectónicos, planos estructurales de la edificación a

construir, memorias de cálculos y estudio de suelo. Para el modelamiento de la estructura, se solicitó mediante un correo electrónico una licencia de prueba con fines educativos al CSI CARIBE “Computers and Structures, Inc.” del software ETABS, los cuales dieron respuesta positiva y permitieron utilizar el software. Ver anexo 4.

Fase 2. Modelación de la Estructura en el Rango Lineal

La modelación se desarrolló usando el software de análisis estructural ETABS cumpliendo lo descrito en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10. En primer lugar, se definió los parámetros de diseño, ver tabla 1, luego se introdujeron las cargas muertas, cargas vivas, definición de sismo en la dirección X, sismo en la dirección Y, las combinaciones de carga, para finalmente obtener los resultados del análisis lineal y proceder con el análisis convencional de la edificación en estudio. Una guía paso a paso se presenta en el anexo 1.

Tabla 1. Parámetros de Diseño

Parámetros de Diseño

Análisis Sísmico NSR-10-Cortante en la Base de la Estructura	
Capacidad de Disipación de Energía Requerida	DES
Ubicación del proyecto	Mocoa
Zona de amenaza sísmica	Alta
Aa ^a	0.3
Av ^b	0.25
Grupo de uso de la estructura	Grupo III
Coeficiente de importancia	1.25
Perfil del suelo	E
Fa ^c	1.2
Fv ^d	3
Sistema estructural de resistencia sísmica	Pórticos resistentes a momentos en concreto reforzado
Niveles (#. de Pisos)	2
Análisis Sísmico NSR-10-Cortante en la Base de la Estructura	
Cubierta	estructura metálica
Ct ^e	0.047
α^f	0.90
Altura total (m)	7.65

Análisis Sísmico NSR-10-Cortante en la Base de la Estructura	
Ta^g	0.29
Tc^h (s)	1.0
Ti^i (s)	7.2
To^j	0.21
K^k	1.0
Sa^l	1.125
Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico R_o	7.0
Irregularidad en planta Θ_P	1.0
Irregularidad en altura Θ_a	1.0
Ausencia de redundancia Θ_r	0.75
Coeficiente de capacidad de disipación de energía para el diseño (R)	5.25
Wt^m (kN)	6359.30
Cortante sísmico en la base Vs^n (kN)	7154.22
Vs/R (kN)	1362.71
$80 \% * Vs$	5723.38

Nota. Criterios generales para llevar a cabo el análisis sísmico en el rango lineal y no lineal de la edificación a construir en la sede Mocoa del ITP. Fuente: Autores (2022).

^a Coeficiente que se representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño.

^b Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño.

^c Coeficiente de amplificación del suelo para periodos cortos.

^d Coeficiente de amplificación del suelo para periodos intermedios.

^e Coeficiente utilizado para calcular el periodo de la estructura.

^f Exponente para ser utilizado en el cálculo del periodo aproximado T_a

^g Periodo fundamental aproximado.

^h Periodo de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para periodos cortos, y la parte descendiente del mismo.

ⁱ Valor del periodo fundamental del edificio, correspondiente al primer modo de vibración

^j Periodo de vibración del inicio de la meseta de pseudo-aceleración constante.

^k Factor de longitud efectiva.

^l Valor del espectro de aceleraciones del diseño para un periodo de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño expresada como una fracción de aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un periodo de vibración T .

^m Peso total del edificio.

Fase 3. Modelación de la Estructura en el Rango no Lineal

Para este modelo también se usó el software de análisis estructural ETABS y la aplicación de las bases teóricas. Como resultado se obtienen el nivel de desempeño y la

capacidad de la estructura ante un movimiento sísmico. Una guía paso a paso se presenta en el anexo 2.

Marco Referencial

Bases Teóricas

Las consideraciones especiales que se deben tener en cuenta para edificaciones de hormigón armado en el análisis no lineal Pushover, parte de fundamentos teóricos básicos requeridos, como son las propiedades de los elementos en los rangos no lineales. Estos parámetros son muy importantes en la realización del análisis estático no lineal (AENL), puesto que muchos de los resultados que se obtengan dependen de los mismos.

Desempeño Sísmico

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño, representa una condición límite establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto. El nivel de desempeño es una expresión de la máxima extensión del daño, donde se considera tanto la condición de los elementos estructurales como la de los elementos no estructurales y su contenido, relacionado con la función de la edificación.

Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de la significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño y evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de los elementos estructurales y no estructurales como lo establece la propuesta Visión 2000 (Structural Engineers Association of California(SEAOC), 1995).

El desempeño sísmico representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales.

1. Los posibles daños físicos sobre los elementos estructurales y no estructurales.
2. La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducida por estos daños.
3. La funcionalidad de la edificación posterior al movimiento sísmico

Diseño por Desempeño

El diseño sismorresistente basado en desempeño (DS-BD), es una concepción de ingeniería estructural que predice y evalúa con un aceptable nivel de confianza las demandas y capacidades estructurales, para asegurar los diferentes niveles de desempeño que se requieren, de acuerdo con las características de una determinada obra, de sus componentes y de sus contenidos, asegurando la calidad de la construcción y el mantenimiento a largo plazo. Los niveles de desempeño se expresan en estados de daño correspondientes a condiciones límites.

Su fundamentación general es muy amplia, de la que se percibe en normas o códigos, donde una provisión es resuelta directamente por los propios dueños, en lugar de aplicar una prescripción tradicional preestablecida.

Como elementos alternativos es posible establecer objetivos apropiados, niveles de desempeño y criterios de aceptación. La diferencia, es que ahora se cuenta con herramientas de cálculo que permiten evaluar y predecir el comportamiento estructural, los diferentes niveles de desempeño y tener una visión más completa de todas las etapas que pueden cumplir una edificación. Además (DS-BD) puede refinar los códigos de diseño, proporcionar una opción válida para tener niveles de desempeño, mejorar la evaluación y restauración de los edificios existentes, racionalizar la estimación de las pérdidas, mejorar la evaluación post-sísmica y aumentar la eficiencia de la investigación sismorresistente (ATC- 40).

Niveles de desempeño

El objetivo de determinar el nivel de desempeño de una estructura es concluir cual es el estado de daño que esta tiene frente a un movimiento sísmico, dicho nivel está en función de los posibles daños físicos a la edificación, así como el nivel de seguridad de los ocupantes durante el sismo y la funcionalidad de la edificación posterior al movimiento sísmico. El nivel de desempeño es usado para comprobar que la edificación (elementos estructurales y no-estructurales) tenga un adecuado comportamiento según los límites propuestos.

Propuesta del Nivel de Desempeño según SEAOC. La propuesta del comité de VISION 2000, (SEAOC) define cuatro niveles de desempeño identificados a través de los siguientes calificadores:

- a) **Totalmente Operacional:** corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requiere reparaciones.
- b) **Operacional:** en este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de las edificaciones e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones importantes.
- c) **Seguridad:** nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación. Degradación de la

rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema. Interrupción de servicios eléctricos, mecánicos y perturbación de las vías de escape de la edificación. Las instalaciones quedan fuera de servicio y el edificio probablemente requiera reparaciones importantes.

d) Pre-Colapso: nivel desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural. Interrupción de servicios y vías de escape. La edificación es completamente insegura para sus ocupantes y la extensión de las reparaciones pueden resultar no factible técnica y económicamente.

En la mencionada referencia, incluye una amplia descripción de los niveles permisibles o tolerables de daños asociados a los cuatro niveles de desempeño indicados, para los diferentes sistemas y subsistemas del edificio, los componentes del sistema restante a cargas verticales y laterales, así como los componentes secundarios y no estructurales (arquitectónicos, eléctricos, mecánicos, etc.). La tabla 2, resume algunas de las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados de daño.

Desde el punto de vista estructural, los niveles de desempeño corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura. Para sectorizar la curva de capacidad debe encontrarse fluencia efectiva para definir un tramo elástico e inelástico. El tramo inelástico de la curva de capacidad se divide en cuatro sectores definidos por fracciones Δp (rango plástico), la cual asocia un nivel de desempeño.

El comité visión 2000 del SEAOC propone que para cada nivel de desempeño le corresponde un rango de desplazamiento desde la cubierta de la estructura, la tabla 3 indica los rangos de desplazamientos en cada nivel de desempeño.

Tabla 2. Principales Características Asociadas al Nivel de Desempeño y su Relación de Daño*Principales Características Asociadas al Nivel de Desempeño y su Relación de Daño*

Estados de daño y niveles de desempeño		
Estado de daño	Nivel de Desempeño	Características principales
Despreciable	Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo, Las instalaciones continúan prestando servicios y funcionan después del sismo.
Ligero	Funcional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños, pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos no estructurales pueden dañarse.
Severo	Pre-colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural.

Nota. Estados de daño y niveles de desempeño descritas en la propuesta de visión 2000. Fuente: SEAOC (1995).

Tabla 3. Rangos de Desplazamientos en Cada Nivel de Desempeño*Rangos de Desplazamientos en Cada Nivel de Desempeño*

Rangos de desplazamientos en cada nivel de desempeño.	
Nivel de desempeño	Rango de desplazamiento
Operacional	(0) - (ΔFE)
Funcional	(ΔFE) ^a - ($\Delta FE + 0.3\Delta p$) ^b
Seguridad	($\Delta FE + 0.3\Delta p$) - ($\Delta FE + 0.6\Delta p$)
Cerca al colapso	($\Delta FE + 0.6\Delta p$) - ($\Delta FE + 0.8\Delta p$)
Colapso	($\Delta FE + 0.8\Delta p$) - ($\Delta FE + \Delta p$)

Nota. Sectorización del Comportamiento que tendrá la edificación con respecto a diferentes solicitaciones externas representadas por Desplazamientos y Cortantes. Fuente: SEAOC (1995).

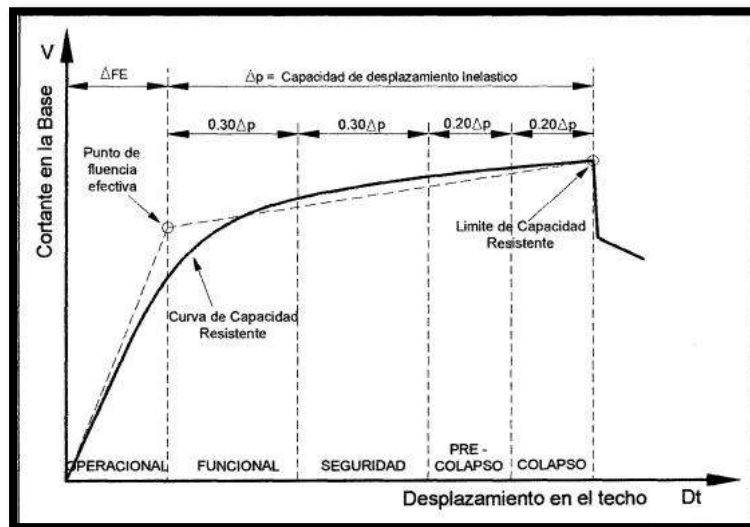
^a Desplazamiento correspondiente al punto de fluencia efectivo, es el desplazamiento inelástico de la estructura

^b Rango plástico

En la figura 1, muestra la propuesta del comité visión 2000 SEAOC, el cual indica la sectorización de la curva de capacidad de la estructura.

Figura 1.

Sectorización de la Curva de Capacidad



Nota. Curva de Capacidad en Función del Cortante en la Base y el Desplazamiento en la Cubierta. Fuente: SEAOC (1995).

Propuesta del nivel de desempeño según ATC-40. En 1996 definió varios niveles de desempeño estándar para sistemas estructurales y no estructurales, hay varias combinaciones comúnmente que se utilizan denominados niveles de desempeño para estructuras, este describe una condición de daño limitante, que puede considerarse satisfactoria para un edificio y un movimiento de terreno dado. Para los sistemas estructurales y no estructurales se especifican independientemente designaciones numéricas, mientras que los niveles de rendimiento no estructural son nombres y letras.

a) Niveles de desempeño para elementos estructurales

Los niveles y los rangos de desempeño estructural tienen asignado un título y, para facilitar la referencia, un número. Se abrevia SP-n (donde n es el número asignado). Los

niveles de desempeño estructural: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural son estados discretos de daños y se pueden usar directamente en los procedimientos de evaluación y reforzamiento para definir criterios técnicos. Las otras designaciones de rendimiento estructural-control de daños, seguridad limitada y Nn considerando - son puntos de partida importantes en el esquema de numeración para permitir una referencia directa a la amplia variedad de niveles de desempeño de edificaciones

-) **Ocupación inmediata, SP - 1:** Nivel de daño estructural casi nulo, el sistema resistente de cargas laterales y verticales conserva casi todas sus características y capacidades previas al sismo. No se presentan víctimas mortales por fallas estructurales y la estructura funciona con normalidad.
-) **Daño controlado, SP - 2:** Corresponde a un rango de estados de daños entre SP 1- y SP-3. Proporciona una referencia para situaciones en las que sea necesario limitar el daño estructural sobre el nivel de seguridad.
-) **Seguridad, SP – 3:** los daños después del sismo pueden ser significativos a la estructura, pero aún queda margen contra el colapso total o parcial. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo. Siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.
-) **Seguridad limitada, SP – 4:** Corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.

-) **Estabilidad estructural, SP-5:** Este nivel corresponde al estado en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que el sistema de cargas verticales continúa funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles replicas. Es muy probable los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.
-) **No considerando, SP – 6:** Este no es un nivel de desempeño, pero proporciona una referencia para situaciones en las que solo se realiza una evaluación sísmica no estructural o realizar un reforzamiento.

b) Niveles de desempeño para estructuras

Las combinaciones de nivel de desempeño estructural y no estructural forman un nivel de desempeño global del edificio, para describir por completo el estado de daño limite deseado para una edificación.

Las posibles combinaciones se muestran en la tabla 4, entre ellas es posible distinguir cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura.

Esta combinación representa el comportamiento global del edificio. No obstante, entre ellas es posible distinguir cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura, los cuales han sido resaltados en la tabla 4 y se describen a continuación:

-) **Operacional 1-A:** Los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicionalmente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia con estado de funcionalidad.

) **Ocupación inmediata 1-B:** Corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructurales esenciales, como el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

) **Seguridad 3 – C:** La probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos corrientes. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y fachadas, entre otros, puede fallar, sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.

) **Estabilidad estructural 5 – E:** El margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles replicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

Tabla 4

Nivel de Desempeño de la Edificación

Niveles de desempeño no estructural	Nivel de desempeño de la edificación					
	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Ocupación inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR

Nivel de desempeño de la edificación						
Niveles de		Niveles de desempeño estructural				
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	2-E	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable
NR: Combinación No Recomendada						

Nota. En la Tabla se muestra las combinaciones de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y los elementos no estructurales. Estas combinaciones representan el comportamiento global del edificio. Fuente: SEAOC (1995).

Movimientos Sísmico de Diseño

Para permitir aplicaciones prácticas de diseño basado en el desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que puedan ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseado. Estos eventos sísmicos discretos se denominan “movimientos sísmicos de diseño”. Su definición varia de un sitio a otro, dependiendo tanto de la sismicidad de la región en la cual está localizada la estructura como de los niveles social y económicamente aceptables del daño por parte de las instituciones responsables, los propietarios y usuarios de las estructuras.

A continuación, se presentan los niveles de movimientos sísmicos de diseño que deben considerarse de acuerdo con el comité VISION 2000 y el ATC-40.

Propuesta del comité VISION 2000. Los movimientos sísmicos de diseño son expresados en términos de un intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia.

El intervalo de recurrencia medio, por ejemplo 475 años, es una expresión del periodo promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce daños de una severidad igual o superior a una determinada. La probabilidad de

excedencia, es decir en el ejemplo anterior 10% en 50 años, es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un periodo de tiempo determinado expresado en años.

La tabla 5 indica los intervalos de recurrencia y las probabilidades de excedencia para los cuatro movimientos sísmicos de diseño considerados por el comité VISION 2000.

Tabla 5

Movimientos sísmicos de diseño

Movimientos sísmicos de diseño		
Movimiento Sísmico de diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10 % en 50 años
Muy Raro	950 años	10 % en 100 años

Nota. Definición de cuatro movimientos sísmicos de diseño; frecuente, ocasional, raro y muy raro, con base en el intervalo de recurrencia y la probabilidad de excedencia. Fuente: Comité Visión (2000).

Propuesta del ATC-40. Utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Las principales características de estos tres sismos (E) se describen a continuación, las siglas S, D Y M, hacen referencia a Servicio, Diseño y Máximo, respectivamente, mientras que E, conserva la inicial de la palabra sismo en inglés (Earthquake).

) **Sismo de Servicio, ES:** Se define probabilísticamente como el sismo que tiene un 50% de posibilidades de ser excedido en un periodo de 50 años. Este sismo es típicamente alrededor de 0.5 veces el sismo de Diseño. Representa un sismo ocasional con un periodo de retorno de 72

años aproximadamente. Se califica como un sismo frecuente ya que puede ocurrir más de una vez durante la vida de la estructura.

) **Sismo de Diseño, ED:** Representa un movimiento sísmico poco frecuente de intensidad entre moderada y severa, se entiende que puede ocurrir al menos una vez durante la vida de la estructura. Se define como el movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, es decir que tiene un periodo de retorno de 475 años. Es el sismo raro de la propuesta VISION 2000.

) **Sismo Máximo, EM:** Se define probabilísticamente como el sismo más fuerte que se puede esperar en el sitio donde se encuentra la construcción, tiene una probabilidad de 5 % de ser excedido en un periodo de 50 años, tiene un periodo de retorno de 970 años. Este sismo es típicamente alrededor de 1.25 a 1.5 veces del Sismo de Diseño.

Objetivos del diseño por desempeño

El primer paso en la ingeniería basada en el desempeño es la selección de los objetivos del desempeño. Estos corresponden a expresiones de acoplamiento deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado. Para seleccionar estos objetivos, es necesario tener en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior, y consideraciones de la importancia de la estructura.

Propuesta del comité VISION 2000. Considera las estructuras en tres grandes grupos, de acuerdo con su grado de importancia durante y después de un sismo:

➤ Estructuras críticas que contienen cantidades de materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza inaceptable para un amplio sector de la comunidad.

- Estructuras esenciales que son encargadas de todas las operaciones post-terremoto, tales como hospitales, estaciones de bomberos, policía, centros de control de emergencia, etc.
- Estructuras básicas que no están incluidas en los dos primeros grupos.

La Tabla 6, indica los objetivos de desempeño recomendados por el comité VISION 2000, teniendo en cuenta que las filas corresponden a los movimientos sísmicos de diseño y las columnas a los niveles de desempeño y en la tabla 7, muestra los objetivos de desempeño para edificaciones esenciales / universidades, de acuerdo al literal A. 2.5.1.2 de la NSR-10, estas edificaciones deben ser indispensables después de un temblor.

Tabla 6

Nivel de desempeño de la estructura

Movimiento Sísmico de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al colapso
Frecuente (43 años)	1 ^a	0 ^b	0	0
Ocasional (72 años)	2 ^c	1	-	0
Raro (475 años)	3 ^d	2	1	0
Muy Raro (970 años)	-	3	2	1

Nota. Relación del nivel de desempeño de la estructura en tres grupos; estructuras críticas, esenciales y básicas. Las estructuras críticas corresponden a cualquier tipo de instalación que pueda resultar en un riesgo inaceptable para la comunidad, por ejemplo, depósito de materiales peligrosos; las estructuras esenciales las cuales después de un evento sísmico deben seguir en funcionamiento, por ejemplo, centros educativos, hospitales; y las estructuras básicas que no clasifique dentro de las anteriores. Fuente: Comité visión (2000).

^a Estructuras básicas

^b. Desempeño inaceptable

^c Estructuras esenciales/instituciones educativas

^d. Estructuras de seguridad crítica

Tabla 7*Objetivos de desempeño para edificaciones esenciales /instituciones educativas*

Nivel sísmico de diseño	Nivel de desempeño sísmico mínimo
Ocasional	Operacional
Diseño	Funcional
Máximo	Seguridad de vida

Nota. Niveles de desempeño sísmico aceptados para edificaciones de uso esencial, las cuales son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas de acuerdo al literal A.2.5.1.2 de la NSR-10. Fuente: SEAOC (1995).

Evaluación del Comportamiento Sísmico de las Edificaciones Esenciales

Egozcue, et al, 1997 comenta que la fase conceptual y los niveles de daños tolerables en la edificación requieren establecer su capacidad de satisfacer el nivel de desempeño esperado, de acuerdo con la sismicidad local, propia o característica de su emplazamiento. De manera que las limitantes implícitas en el nivel de desempeño esperado de las edificaciones esenciales representan en si los criterios de aceptación que servirán de base para la toma de decisiones relativas a la necesidad de implementar una adecuación o intervención de la edificación. Esta decisión es compleja porque involucra diversos factores donde se incluyen consideraciones técnicas, económicas, sociales y políticas que, desde el punto de vista formal, exigen ocurrencia de diversos elementos, entre los que se destaca en primer lugar, una descripción de las diferentes decisiones que pueden adoptarse de conformidad con los niveles de desempeño de la edificación, que puede ser una persona, una institución, una entidad o el estado, el cual generalmente tienen unas preferencias subjetivas.

Desde el punto de vista operativo, la evaluación sísmica de una edificación exige como siguiente paso, la evaluación de las pérdidas potenciales o daños probables inducidos por los diferentes niveles de movimientos sísmico, de manera que, una edificación se considera

sísmicamente inadecuada si las pérdidas potenciales estimadas durante la evaluación superan el nivel de daño tolerable y, por ende, los niveles de exigencias sísmicas superan las previsiones sismorresistentes. Su desarrollo forma parte de la segunda fase del proceso de diseño basado en el desempeño sísmico; la fase numérica, que comprende tanto el diseño preliminar como el diseño final o diseño propiamente dicho y que involucra el dimensionado y detallado de los diversos componentes estructurales y no estructurales de la edificación, basado en alguna estrategias o procedimientos de evaluación que sea transparente, flexible, simple y concisa, capaz de responder a los requerimientos impuestos en la fase teórica.

Otra estrategia para la evaluación de las pérdidas potenciales en edificaciones existentes consiste en comparar las previsiones estructurales con las demandas sísmicas que pueden ocurrir a lo largo de la vida útil de la edificación. Las previsiones estructurales se refieren a parámetros o características estructurales tales como la resistencia cedente, la resistencia máxima, la capacidad de disipación de energía, la ductilidad, las deformaciones cedentes y máximas, mientras que las demandas de desplazamientos, la demanda de ductilidad local y global, la demanda de energía histerética. De manera que, tanto a nivel local como a nivel global, las previsiones estructurales deben ser mayores que las demandas sísmicas. Si bien la implementación puede ser dificultosa, fundamentalmente por las fuentes de incertidumbres asociadas, existen diferentes opciones disponibles en términos probabilísticos y sobre todo determinísticos que permiten la comparación de estos parámetros con resultados aceptables.

Métodos simplificados estático no lineal

Existen diversos métodos de análisis estático no lineal para evaluar edificaciones existentes que permiten comparar la capacidad de la edificación con la demanda sísmica a la cual será expuesta, entre los principales métodos simplificados de análisis estático no lineal destacan:

) El método del espectro capacidad-demanda; permite estimar gráficamente el desempeño sísmico de una edificación a través de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda. (ATC- 40)

) El método del coeficiente de los desplazamientos: procedimiento numérico para estimar la demanda de desplazamiento de una estructura usando una representación bilineal de la curva de capacidad y coeficientes de corrección. (ATC- 40)

) El método de la secante; procedimiento numérico que sustituye la estructura por otra con rigidez secante o efectiva. (ATC- 40)

En esta investigación se deja en consideración las opciones de los métodos con los que se puede realizar un análisis por desempeño, pero a continuación se presenta una descripción detallada del método del espectro de capacidad y demanda, que permite hacer una representación gráfica clara y comparar directamente, el espectro de capacidad global (fuerza-desplazamiento) de la estructura con el espectro de respuesta representativo de la demanda sísmica, facilitando una rápida interpretación de la respuesta ante un movimiento del terreno.

Método del Espectro de Capacidad (MEC)

El método de espectro de capacidad fue propuesto por Freeman et al. (1975), como un método rápido para la evaluación del riesgo sísmico. Posteriormente fue utilizado para correlacionar movimientos sísmicos con las observaciones del desempeño de construcciones existentes (ATC- 40). En la actualidad, el método constituye un procedimiento simple para determinar el punto de desempeño de una estructura cuando se ve sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad, mediante un procedimiento gráfico, se compara la capacidad para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de

respuesta reducido. La representación gráfica hace posible una evaluación visual de cómo podría comportarse la estructura cuando se somete a un determinado movimiento sísmico.

La capacidad de la estructura se representa por medio de una curva que relaciona la fuerza lateral, cortante basal, con el desplazamiento en la parte superior D. esta curva se puede obtener mediante un análisis “Pushover”. Para comparar directamente la demanda con la capacidad de la estructura, ambos parámetros se convierten a un grupo de coordenadas espectrales usando las características dinámicas del modo fundamental, que representa en la estructura como un sistema de un solo grado de libertad (1GDL); a esta representación se le conoce con el nombre de espectro inelástico. La demanda sísmica se representa por medio de un espectro inelástico en formato ADRS (S_a vs S_d), que considera la respuesta no lineal de la estructura. El espectro inelástico se obtiene a partir de la reducción del espectro elástico lineal, por medio de un amortiguamiento histerético, para determinar el punto de desempeño de la estructura se superponen los espectros de demanda y capacidad sísmica. Este punto debe cumplir con las siguientes condiciones:

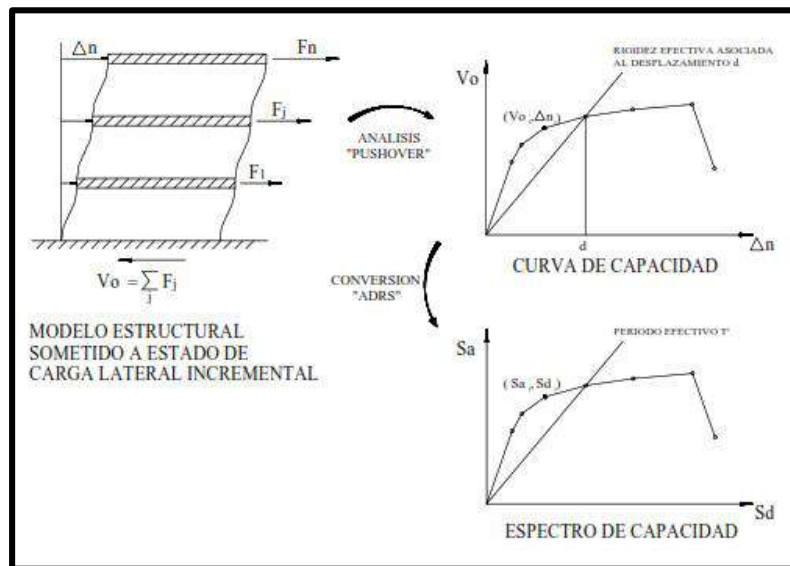
-) Debe estar sobre el espectro de capacidad para representar a la estructura en un determinado desplazamiento.
-) Debe estar sobre el espectro de demanda (reducido a partir del espectro elástico) que representa la demanda no lineal en el mismo desplazamiento estructural.

En la mayoría de los casos, la determinación del punto de desempeño requiere de un procedimiento iterativo de ensayo y error para satisfacer los dos criterios especificados, sin embargo, actualmente existen algunos procedimientos que estandarizan y simplifican este proceso iterativo (ATC-40).

Espectro de Capacidad

A través de un análisis estático no lineal incremental de un modelo representativo de la estructura se obtiene una curva de capacidad como se indica en la figura 2, la cual representa el corte basal (V_o), obtenido para varios incrementos del estado de carga lateral, respecto al desplazamiento lateral del último nivel de la edificación (Δ). Esta curva consiste en una serie de segmentos de rectas de pendientes decreciente, asociados a la progresiva degradación de la rigidez, la cedencia en elementos y en general, al daño. A este tipo de evaluación se conoce como un análisis (Pushover) y su resultado está fuertemente influenciado por el esquema de distribución de carga lateral supuesto; sin embargo, existen recomendaciones sobre cómo establecerlos de manera racional, por ejemplo, que las misma sea consistente con la distribución de fuerzas inerciales o con la forma de vibración del modo considerado. Además, la pendiente de la línea trazada desde el origen de coordenadas hasta un punto de la curva definido por un desplazamiento (d) representa la rigidez efectiva o secante de la estructura asociada a dicho desplazamiento.

Usando propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato (Acceleration-Displacement Response Spectrad [ADRS]), donde se representa la aceleración espectral (S_a), respecto al desplazamiento espectral (S_d), denominado *Espectro de capacidad*. Para esta conversión, cada punto (V_{0i} , Δ_{ni}) de la curva de capacidad, corresponde a un punto (S_{ai} , S_{di}) del espectro de capacidad. (Aguiar Roberto, 2015).

Figura 2*Espectro de Capacidad*

Nota. Proceso que determina el punto de desempeño como la respuesta estructural máxima de la acción sísmica.
Fuente: ATC-40 (1996).

Estimación de la Respuesta Inelástica Mediante Espectros de Demanda-Capacidad

La respuesta sísmica de una estructura a un espectro de demanda determinado puede presentarse por el desplazamiento de la cubierta y la fuerza cortante en su base. A esta combinación de fuerza y desplazamiento se le denomina Punto de desempeño. Los espectros de demanda sísmica elásticos están asociada a un amortiguamiento que no corresponde al de la estructura necesariamente. El procedimiento que se emplea para estimar el punto de desempeño consiste en ir reduciendo el espectro de demanda elástico según el valor del amortiguamiento inelástico equivalente, el cual depende del punto de desempeño que se quiere estimar, generándose de este modo un procedimiento iterativo.

Reducción del Espectro de Demanda. Para obtener el espectro reducido se debe estimar el amortiguamiento equivalente en base al modelo bilineal del espectro de capacidad y a partir de ese parámetro estimar factores de reducción.

Estimación del Amortiguamiento Efectivo. Permite estimar mediante un modelo elástico, la respuesta inelástica de una estructura. El valor del amortiguamiento efectivo depende no solo del desplazamiento inelástico, sino también de la historia misma de cargas, del sistema estructural y de su comportamiento ante ciclos de carga.

La parte del amortiguamiento efectivo asociado al desplazamiento inelástico es el amortiguamiento equivalente (β_{eq}), el cual, a su vez, se suele interpretar como la suma de un amortiguamiento Histerético (β_o) que representa las incursiones inelásticas y un amortiguamiento viscoso inherente a la estructura (generalmente se asume 5%). Para estimar el amortiguamiento histerético se plantea la equivalencia entre la energía histerética en el modelo bilineal y la energía disipada por amortiguamiento en un ciclo en el oscilador visco-elástico correspondiente al (ATC- 40). La tabla 8 representa el amortiguamiento para sistemas estructurales (Freeman, et al, 1975) y la tabla 9 coloca en manifiesto el factor de modificación de la respuesta (Fema, 1996).

Tabla 8

Amortiguamiento para sistemas estructurales

Amortiguamiento para sistemas estructurales		
Sistema Estructural Principal	Elástico - lineal (bajo nivel de deformación)	Posterior a la cedencia (alto nivel de deformación)
Estructura metálica	3%	7%
Concreto reforzado	5%	10%
Mampostería	7%	12%
Madera	10%	15%
Sistema dual	1 ^a	2 ^b

Nota. Porcentaje de amortiguamiento respecto a la estructura que se va a diseñar o evaluar en el caso de un dictamen estructural. Fuente: ATC-40 (1996).

^a Usar un promedio ponderado en proporción a la participación relativa de cada sistema.

^b Puede usarse el valor del sistema con mayor amortiguamiento.

Tabla 9*Factor de modificación de la respuesta elástica*

Factor de modificación de la respuesta elástica		
Factor de amortiguamiento	Factor Bs (Rango de cortos periodos)	Posterior a la cedencia (alto nivel de deformación)
$\leq 2 \%$	0.8	0.8
5%	1.0	1.0
10	1.3	1.2
20	1.8	1.5
30	2.3	1.7
40	2.7	1.9
$\geq 50\%$	3.0	2.0

Nota. Factor de Modificación que constituye uno de los factores más importantes dentro de los parámetros para el cálculo de las cargas sísmicas inelásticas utilizadas en el proceso de diseño o evaluación estructural de un edificio. Fuente: ATC-40 (1996).

Respuesta Sísmica Inelástica de Edificaciones Usando Técnicas Espectrales

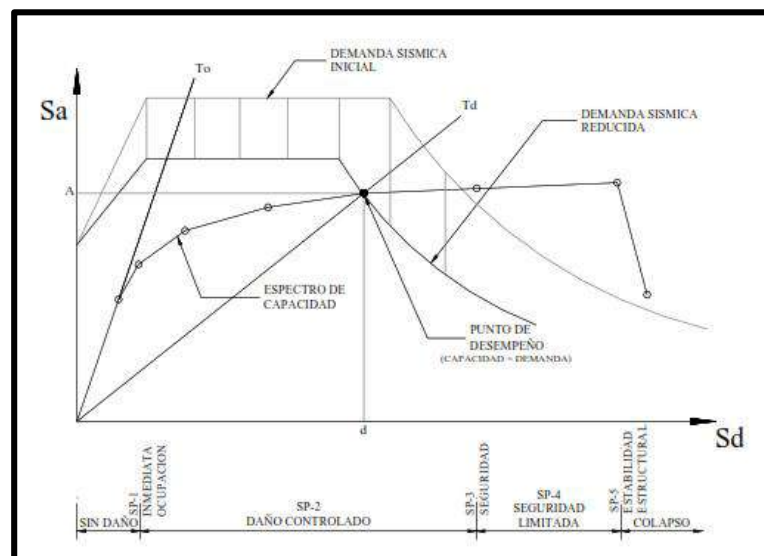
En general, los métodos espectrales permiten estimar la respuesta máxima de una estructura ante una sollicitación sísmica representada por un espectro. El desplazamiento y la aceleración máxima de la respuesta estructural están relacionados entre sí por las características de resistencia y rigidez lateral del edificio plasmadas en el espectro de capacidad. De este modo la respuesta estructural máxima corresponde a un punto del espectro de capacidad denominado punto de demanda, el cual representa la respuesta estructural. Suponiendo el espectro de capacidad con el espectro de demanda sísmica es posible identificar la intersección de las curvas, definiendo así el punto de desempeño (A, d), donde se igualan la demanda y la capacidad. Este punto representa la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento espectral asociado al máximo

desplazamiento, que permiten la determinación del desplazamiento y corte basal, usando procedimientos de análisis modal.

En la figura 3, se describe gráficamente el citado procedimiento. En la misma se observa como el espectro de demanda sísmica inicial debe ser apropiadamente reducido tomando en consideración un factor de amortiguamiento compatible con la capacidad de disipación de energía del sistema, el cual está asociado con el nivel de deformaciones esperado y determinado por el punto de desempeño sobre el espectro de capacidad. Asociando en el eje de las abscisas los correspondientes valores espectrales de desplazamientos que determinan los diferentes rangos del desempeño estructural, es posible calificar de manera directa el desempeño de la estructura para los diferentes niveles de la amenaza sísmica considerados.

Figura 3

Espectro de Capacidad-Demanda



Nota. Determinación del punto de desempeño mediante el espectro de capacidad –demanda. Fuente. Fuente: ATC-40 (1996).

El espectro capacidad –demanda, constituye una herramienta gráfica bastante práctica que permite determinar entre otras cosas: la respuesta estructural máxima del sistema y calificar

el desempeño sísmico que experimentara la edificación durante un movimiento sísmico específico, lo cual requiere la definición de los rangos de desplazamientos espectral asociado a cada nivel de desempeño estructural, la modificación del periodo de vibración efectivo durante el sismo respecto al obtenido en régimen elástico para bajos niveles de deformación y evaluar la eficiencia de un esquema de intervención estructural propuesto.

Análisis estático no lineal (Análisis Pushover).

Se basa en el análisis estático considerando la respuesta no lineal de los materiales. Existen muchos métodos para efectuar este tipo de análisis como por ejemplo los propuestos por el ATC-40 y FEMA 356. Estos métodos tienen en común que las características no lineales (Fuerza-Deformación) de la estructura son representadas por la curva de capacidad.

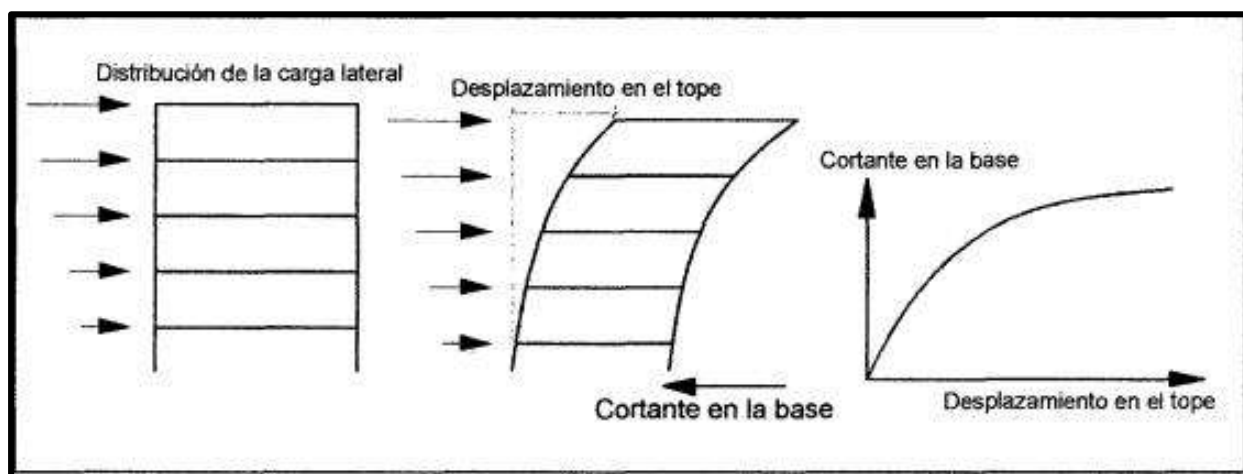
El máximo desplazamiento que probablemente puede ser experimentado durante un sismo dado, es determinado usando espectros de respuesta inelásticos. La gran ventaja de este método con respecto al análisis lineal es que directamente tiene en cuenta los efectos de la respuesta no lineal del material (mientras que en el análisis lineal esto se debe tener en cuenta en forma aproximada) y, por lo tanto, el cálculo de las fuerzas internas y desplazamientos serán más representativos de los esperados durante un sismo. (Tsopelas, et al 1997)

Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad. El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que ceden. De esta forma, se aplican una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan de manera monotónica hasta que se produce el colapso efectivo de la estructura. El análisis estático no lineal es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia deformación, de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales. Este análisis

se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales F_i que se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, fluencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad se muestra en la figura 4.

Figura 4

Esquema del proceso del análisis estático no lineal



Nota. Representación gráfica del proceso de Análisis Estático No Lineal. Fuente: ATC-40 (1996).

La forma de la distribución de las fuerzas laterales, constante, lineal, parabólica, etc., aplicada a una estructura, influye en la determinación de la curva de capacidad. Considerando que no existe un único patrón de cargas, una solución práctica puede ser utilizar por lo menos dos distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad como la envolvente de los resultados obtenidos con ambas distribuciones

Es importante tener en cuenta que, aunque este procedimiento se basa en los desplazamientos y trata la no linealidad, tiene algunas limitaciones fundamentales que deben ser consideradas en la aplicación de los resultados obtenidos. Existe un consenso general en que el

daño estructural es una función tanto de la deformación como de la energía. El procedimiento utilizado en el análisis Pushover implícitamente asume que el daño depende solo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada. Por lo tanto, la aplicabilidad de esta medida del daño es algo simplista, particularmente para estructuras no dúctiles, cuyos cíclicos histeréticos inelásticos presentan un fuerte estrechamiento y una forma errática. (Tsopelas et al,1997)

-) El análisis Pushover se centra solo en la energía de deformación de una estructura, con lo cual, este procedimiento puede conducir a despreciar la energía asociada a las componentes dinámicas de las fuerzas, es decir, la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso.
-) Los efectos de torsión producidos por las variaciones de resistencia y rigidez no pueden ser considerados con un análisis pushover, debido a que es un análisis en dos dimensiones.
-) El patrón de cargas solo considera fuerzas sísmicas laterales e ignora por completo la carga sísmica vertical.
-) Los cambios progresivos en las propiedades Modales que ocurren en la estructura cuando experimenta cedencia no lineal cíclica durante un sismo, no son considerados en este tipo de análisis.

Patrones de Carga Lateral

Corresponden al set de cargas laterales que se aplicarán al modelo analítico, modelado en un software de análisis estructural, estas fuerzas serán proporcionales a las fuerzas inerciales que actúan en cada diafragma de cada nivel de la estructura. (FEMA 273, 1997).

Patrón modal. Dentro del patrón modal tenemos distribuciones de fuerzas laterales:

) La distribución de fuerzas empleadas en un análisis estático, siempre y cuando más del 75% del total de la masa participa en el modo fundamental de vibración, en la dirección de análisis.

) Una distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección de análisis, siempre y cuando más del 75% del total de la masa participa en el modo fundamental de vibración.

) Una distribución vertical proporcional al cortante obtenido de la combinación modal, siempre que el número de modos captura más del 90% de la masa total y cuando el periodo de vibración de la edificación exceda a 1.0 segundos.

Patrón de fuerzas laterales adaptivas. Para escoger el segundo patrón de cargas laterales, tenemos distribuciones de fuerzas adaptivas que se definen a continuación.

) Una distribución uniforme que consiste en fuerzas laterales proporcionales a la masa de cada nivel.

) Una distribución de fuerzas laterales adaptivo que cambia en la medida que se deforma la estructura. El patrón de fuerzas se actualiza considerando las propiedades de la estructura en la incursión inelástica (cambio de rigidez). Para esta investigación de los casos mencionados se tomará el segundo caso tiene la ventaja de utilizar un software de análisis estructural y se consideran las condiciones reales de la deformación de la estructura a medida que pierde rigidez. (Eriban Barrandas, 2008)

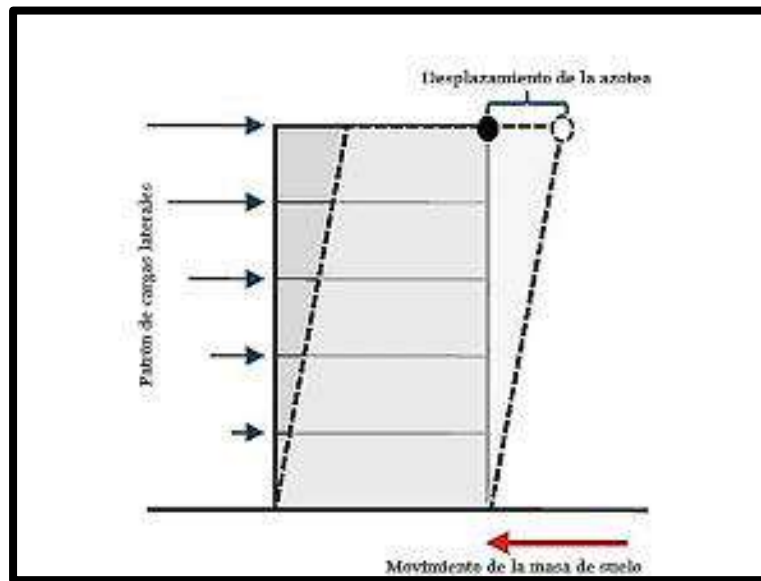
Nodo de control

Es un punto de coordenadas conocidas dentro la edificación, formado por la intersección de vigas y columnas, el cual se asigna para estar monitoreando los desplazamientos que ocurren

al momento de un sismo. El nodo de control debe ubicarse en el centro de masa de la cubierta de la edificación. Ver figura 5

Figura 5

Nodo para el control de derivas y desplazamientos en la cubierta de la edificación



Nota. Este nodo de controla el desplazamiento para aplicar las fuerzas laterales incrementales, que generan pequeños desplazamientos hasta llegar al colapso. Fuente: Carrillo (2018).

Efectos de Segundo Orden P-Delta.

Estos efectos son trascendentales para desplazamientos laterales de edificaciones de varios pisos, es importante tener en cuenta estos efectos cuando se realizan análisis no lineales (AENL y ADNL). Este efecto es causado por una carga axial sobre el comportamiento de la flexión transversal de los elementos reticulares. La compresión axial reduce la rigidez de flexión de los elementos reticulares y la tracción axial rigidiza estos elementos, a este efecto se lo conoce como P-Delta.

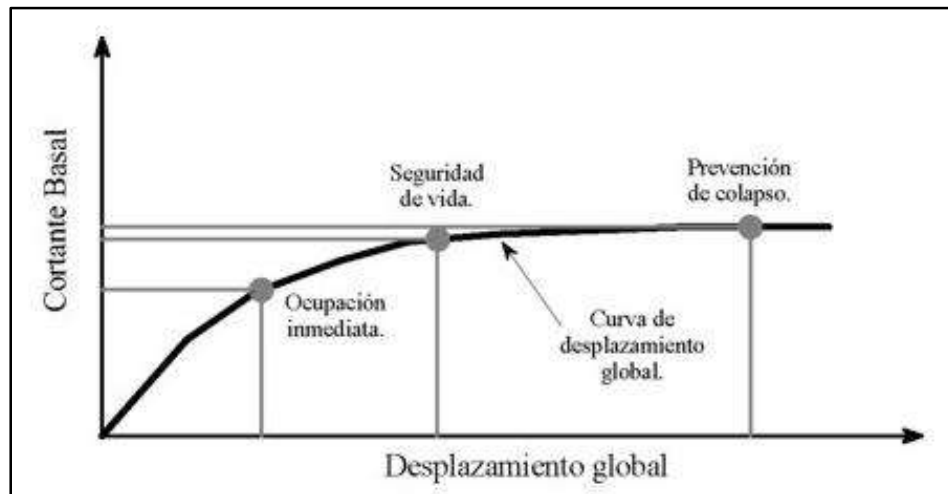
Capacidad Estructural

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es

necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, como, por ejemplo, el análisis estático no lineal (análisis pushover). Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad. Esta curva de capacidad relaciona las fuerzas en la base (cortante basal, V) y los desplazamientos (D) en el nivel superior de la estructura. El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que ceden. De esta forma, se aplican una serie de fuerzas.

Curva de capacidad

Esta curva es la que relaciona las fuerzas que se generan a nivel de la base de la estructura (cortante basal, V) y los desplazamientos (D) en el nivel superior de la estructura. Durante el análisis estático no lineal, la cortante en la base va incrementando progresivamente manteniendo constante el patrón de fuerzas sísmicas distribuido en la altura del edificio. Para conseguir una representación realista de esfuerzos sísmicos, se emplea una distribución de las fuerzas sísmicas similares, las cuales siguen la forma del modo fundamental de vibración o una distribución más sencilla, como puede ser triangular invertida, parabólica o uniforme. Cuando se trata de un patrón de desplazamientos estos corresponden a un juego de desplazamientos predeterminados que se van incrementando paulatinamente. Generalmente se usan los desplazamientos provenientes de los modos significativos de vibración en la figura 6, se indica la curva de capacidad.

Figura 6*Curva de capacidad de una estructura en general*

Nota. Curva de capacidad de una estructura en general y estados límites considerados. Fuente: ATC-40 (1996).

Curva fuerza-deformación

En los análisis no lineales (AENL y ADNL) aparte de conocer la resistencia máxima a compresión de la sección de hormigón armado, es necesario conocer las diferentes propiedades mecánicas, como las deformaciones unitarias máximas, últimas y de esfuerzo de compresión $\epsilon_{\max}$ y ϵ_{ult} . Todas las propiedades mencionadas y otras como el módulo de elasticidad se pueden calcular mediante su curva de esfuerzo deformación, en donde se describen las deformaciones unitarias de las secciones de hormigón armado para diferentes niveles de daño (Zerpa et al. 2017).

A continuación, se describe el modelo de Mander para hormigón confinado en vigas y columnas, así como el modelo de Park y Paulay para el acero de refuerzo, que será empleado en las curvas de esfuerzo deformación de las secciones a usar.

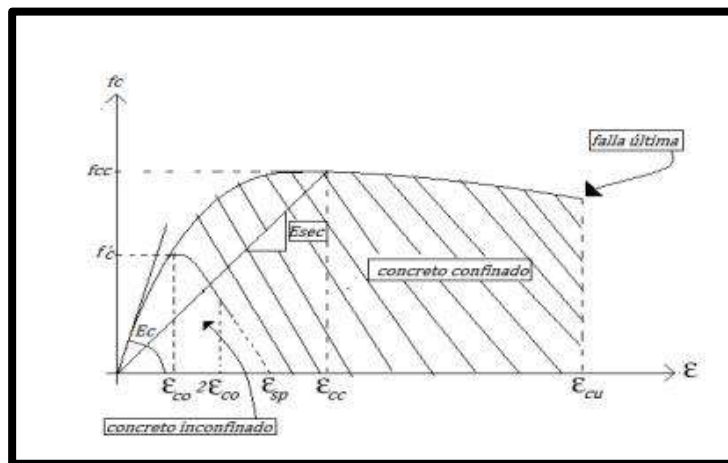
) Modelo de Mander

Es un modelo que se emplea para hormigón confinado, el material se define como una mezcla entre hormigón simple y acero de refuerzo, donde la mezcla hace que los elementos estructurales sean capaces de resistir la tracción algo que es imposible para el hormigón simple. Estudios muestran que un buen confinamiento mejora el desempeño de un elemento y hace que sus deformaciones se incrementen, logrando que el hormigón sea un material más dúctil.

El modelo está definido por una curva continua, donde no solo se considera el incremento de la capacidad de deformación del hormigón, sino también el confinamiento aumenta la resistencia última a compresión (Mander, 1988). En la figura 7, se muestra la comparación de las curvas esfuerzo deformación para hormigón confinado y no confinado.

Figura 7

Modelo de curva esfuerzo deformación propuesto para hormigón confinado



Nota. Modelo de curva esfuerzo deformación propuesto para cargas monotónica para hormigón confinado y sin confinar. Fuente: Mander, Priestley, & Park (1988).

f_{cc} : Resistencia máxima del concreto confinado

f'_c : Resistencia máxima del concreto no confinado

ϵ_c : Deformación unitaria última

ϵ_{cc} : Deformación unitaria última del concreto

ϵ_c : Deformación asociada a la resistencia máxima del concreto

ϵ_s : Deformación unitaria última asociada al recubrimiento del concreto

ϵ_c : Deformación unitaria del concreto simple asociada al esfuerzo máximo

ϵ_c : Deformación unitaria del concreto simple asociada al esfuerzo máximo

ϵ_c : Módulo de elasticidad del concreto no confinado

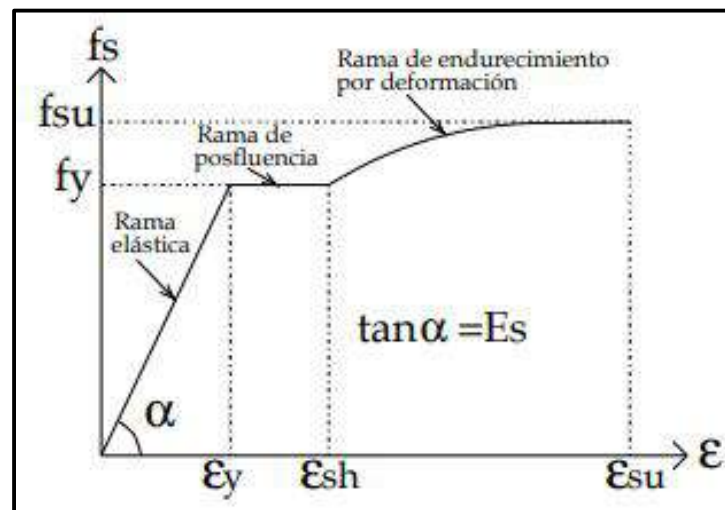
ϵ_s : Módulo secante del concreto confinado asociado al esfuerzo máximo confinante.

) **Modelo de Park y Paulay.**

Este modelo es empleado generalmente cuando se requiere llevar el acero a estados muchos mayores que el de fluencia, es de frecuente uso para el análisis de modelos no lineales, en la literatura es posible encontrar gran cantidad de modelos que intentan describir la relación esfuerzo deformación con un mejor grado de aproximación, como el ya mencionado el cual fue propuesto en 1975 en donde se define un intervalo de endurecimiento por deformación en un rango. Además de los dos modelos ya mencionados también se encuentra el modelo de Mander 1984. Ver figura 8.

Figura 8

Curva de esfuerzo deformación del acero sometido a tensión

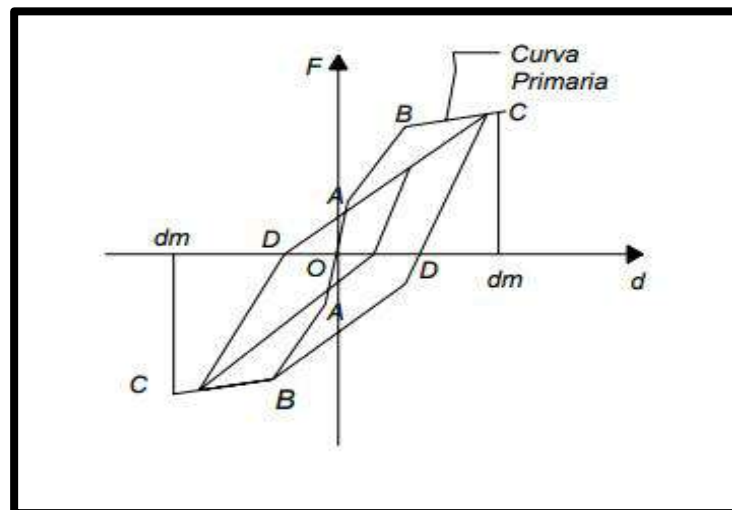


Nota. Curva de esfuerzo deformación del acero sometido a tensión: f_y : Esfuerzo de fluencia nominal en el acero; f_{su} : Esfuerzo Ultimo; ϵ_y : Deformación unitaria del acero; ϵ_s : Deformación unitaria ultima; ϵ_s : Deformación unitaria en el cual se inicia la zona de endurecimiento por deformación. Fuente: Park y Paulay (1975).

Un modelo histerético debe ser capaz de representar la evolución de la rigidez, la resistencia y el efecto de estrechamiento bajo cualquier historial de desplazamientos. Dentro de esta investigación y la bibliografía encontrada utilizaremos el modelo de Takeda.

) **Modelo de Takeda:**

Un modelo histérico más refinado y sofisticado fue desarrollado por Takeda a partir de los resultados experimentales de ensayos realizados en elementos de concreto reforzado con un simulador sísmico, en la Universidad de Illinois. Este modelo incluye tanto los cambios en la rigidez en agrietamiento por flexión y fluencia, como las características de endurecimiento por deformación. La degradación de la rigidez de descarga controla por una función exponencial de la deformación máxima anterior. Este autor definió una serie de reglas para reglas reversibles dentro de los lazos de histéresis más exteriores, lo cual mejora sustancialmente el modelo propuesto por Clough y Johnston. El modelo consiste en una curva envolvente trilineal bajo cargas monotónicas, una para cada sentido de carga, con cambios de pendientes en los puntos de agrietamiento (A-A`) y de cedencia (B-B`) como se indica en la figura 9. El modelo tiene 16 reglas para la descarga (tramo C-D) a partir de la rama post-fluencia, tiene una pendiente similar a la recta que conecta el punto de fluencia con el punto de agrietamiento en la dirección opuesta (tramo A-B). multiplicada por $(\sigma_y / \sigma_{m\acute{a}x.})^{0.4}$, en la cual $\sigma_{m\acute{a}x.}$ es la curvatura máxima en la dirección carga. la recarga se dirige hacia el punto de deformación máxima previa, o al punto de fluencia (American Society of Civil Engineers (ASCE), 2000).

Figura 9*Modelo histerético de Takeda*

Nota. Cabe señalar que la regla de histéresis de Takeda se desarrolló originalmente para simular el comportamiento de los miembros de hormigón armado. Fuente: ASCE (2000).

Momento curvatura.

Para los análisis no lineales es primordial conocer las relaciones momento curvatura ($M-\Theta$), de las secciones de sus elementos estructurales, ya que da a conocer cuál es la capacidad de ductilidad por curvatura μ_θ , la máxima capacidad a flexión del elemento M_u y comparar estas cantidades con las demandas que se tiene. Además, las relaciones $M-\Theta$ permite encontrar la rigidez de cada una de las ramas del diagrama histerético que se utiliza para definir la no linealidad del material (Aguilar et al. 2015).

Un elemento debe presentar gran capacidad de ductilidad por curvatura, porque esto permite que la edificación pueda disipar gran cantidad energía y así redistribuir los momentos, permitiendo que todos los elementos trabajen de forma adecuada. Si la capacidad de ductilidad por curvatura es poca que la edificación presente una falla frágil cuando se ingrese al rango inelástico. Aquí radica la importancia de realizar un correcto modelo del diagrama $M-\Theta$ para la

presente investigación, ya que un inadecuado modelo haría que se obtengan resultados irreales, además se debe garantizar fallas dúctiles en los elementos de la edificación.

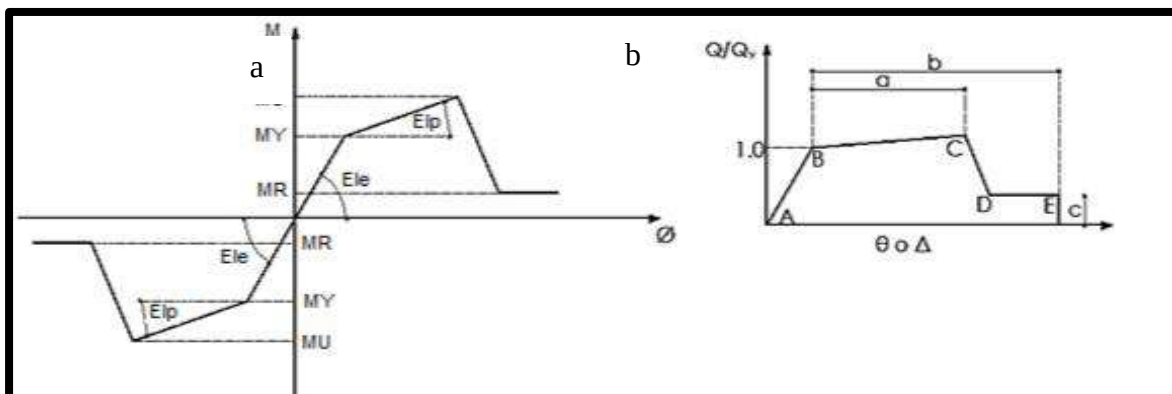
Rotula Plástica

Se conceptualiza la rótula plástica como un punto donde la sección no es capaz de absorber el mayor momento a flexión producido por las cargas externas (Cargas producidas por el movimiento sísmico y solo empieza a rotar). La rotula es uno de los parámetros más importantes al momento de realizar los análisis no lineales (AENL y ADNL). A continuación, se describe el momento curvatura que se emplearan en las rotulas plásticas, el cual está definido por la norma (American Society of Civil Engineers (ASCE), 2017).

El ASCE/SE 41-17 proporciona tablas que ayudan a obtener de forma fácil las relaciones del momento rotación, las cuales están basadas en un respaldo teórico y experimental. Mediante estas relaciones se halla el momento curvatura ($M-\Theta$), con el cual se encuentra la rigidez de una sección de acuerdo con el estado de daño de esta. A continuación, se presenta una figura 10, donde se encuentra las relaciones ($M-\Theta$) de para el modelo con tres zonas: 1) Zona elástica, 2) Zona Post fluencia (Plástica) y 3) La zona residual, y el grafico con la nomenclatura El ASCE/SE 41-17 para hallar las relaciones momento rotacional.

Figura 10

Relaciones momento curvatura y modelo del ASCE/SE 41-17



Nota. En la figura 10^a, indica el momento actuante que se puede encontrar en las zonas de trabajo antes descritas, para la zona 1 la rigidez a flexión se puede calcular de la expresión EI_g , donde E es módulo de elasticidad del material y I_g la inercia bruta de la sección transversal. Para la zona 2 la rigidez a flexión es EI_e . En la figura 10 b, se encuentra las relaciones momento rotación, en el eje X se encuentra el giro (Θ) o desplazamiento (Δ) y en el eje Y se encuentra la relación Q/Q_y que para en caso de flexión es M/M_y . Un punto importante en el hormigón es el punto U, el cual está asociado a la deformación última del hormigón (0.003-0.004). Fuente: ASCE/SE 41 (2017).

Todas las variables a, b, c para formar el diagrama momento rotación se encuentran en el ASCE/SE 41-17 para elementos de hormigón armado y acero. A continuación, se muestra la tabla para vigas de hormigón armado, donde las variables no definidas son ρ , ρ' , ρ_b , v , b_w , d , F'_c que son la cuantía del acero a tracción, a compresión, cuantía balanceada, cortante, ancho, altura efectiva y la resistencia del hormigón respectivamente. (Aguilar et al. 2015). Ver tabla 10

Tabla 10

Criterios de aceptación según el ASCE/SE 41-17

Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures--Reinforced Concrete Beams								
			Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
			Plastic Rotation Angle (radians)		Residual strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians) level		Performance
Conditions			a	b	c	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure								
$\frac{s}{s + t}$	Transverse reinforcement	$\frac{1}{\sqrt{s + t}}$						
$\leq 0,0$	C	$\leq 3 (0,25)$	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,05
$\leq 0,0$	C	$\geq 6 (0,5)$	0,02	0,04	0,2	0,005	0,02	0,04
$\geq 0,5$	C	$\leq 3 (0,25)$	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
$\geq 0,5$	C	$\geq 6 (0,5)$	0,015	0,02	0,2	0,005	0,015	0,02
$\leq 0,0$	NC	$\leq 3 (0,25)$	0,02	0,03	0,2	0,005	0,02	0,03
$\leq 0,0$	NC	$\geq 6 (0,5)$	0,01	0,015	0,2	0,0015	0,01	0,015
$\geq 0,5$	NC	$\leq 3 (0,25)$	0,01	0,015	0,2	0,005	0,01	0,015
$\geq 0,5$	NC	$\geq 6 (0,5)$	0,005	0,01	0,2	0,0015	0,005	0,01
Condition ii. Beams controlled by shear								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0,003	0,02	0,2	0,0015	0,01	0,02
Stirrup spacing $> d/2$			0,003	0,01	0,2	0,0015	0,005	0,01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0,003	0,02	0	0,0015	0,01	0,02
Stirrup spacing $> d/2$			0,003	0,01	0	0,0015	0,005	0,01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam- column joint								
			0,015	0,03	0,2	0,01	0,02	0,03

Nota. Modelación de parámetros y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales vigas de hormigón armado. Fuente: ASCE/SE 41(2017).

Todos los modelos que se emplearan más adelante en las rotulas plásticas hacen referencia a (ASCE), ya que es una gran ventaja contar con todas sus tablas para hallar las relaciones momento rotación, en forma sencilla. Se debe tener en cuenta que el modelo

ASEC/SE 41-17 (Figura 10 b) la sección tiene ductilidad por curvatura (el punto C se encuentra a la derecha del punto B), pero si la viga no tiene ductilidad debido a que la cuantía de acero atracción es igual o similar a la balanceada no va a existir el punto C. (Marin, 1971). Se recomienda tener en cuenta esta advertencia y no trabajar con los valores límites que dan las tablas, ya que esto podría reflejar resultados equivocados. para la investigación del trabajo se utilizará los valores correspondientes a la primera fila de la tabla 10.

Columna fuerte viga débil

Para los análisis basados en desplazamientos estáticos no lineales, se debe garantizar que las rotulas plásticas se formen primero en las vigas antes que, en las columnas, ya que una falla en las columnas causaría el colapso de la edificación. En estructuras sin aisladores sísmicos se espera que se disipe la energía ingresada por el movimiento sísmico mediante sus elementos estructurales. La formación de rotulas plasticas en vigas, da como resultado que la edificación sea dúctil o capaz de soportar desplazamientos considerables, evitando el colapso pese haber sobrepasado su resistencia.

Para evitar este tipo de fallas el reglamento ACI 318-19 en el capítulo de diseño sísmico impone un criterio de diseño, al cual se lo conoce como “Columna Fuerte-Viga débil” (CF-VD), garantizando la correcta respuesta de la edificación ante un movimiento sísmico; siempre y cuando se cumplan con los requerimientos que se encuentran en este reglamento.

Marco Conceptual

Demanda

Es la cantidad de fuerza o deformación impuesta en un elemento o componente (FEMA 356, 2000).

Espectro de Demanda

Es el espectro de respuesta reducido utilizado para representar el movimiento del suelo en un sismo en el método de espectro capacidad. (ATC- 40, 1996).

Punto de Desempeño

Es la intersección del espectro de capacidad con el apropiado espectro de demanda en el método del espectro de capacidad (el desplazamiento del punto de desempeño es equivalente al desplazamiento lateral asociado a cada incremento, hasta que la estructura alcance una condición de estado limite o colapso, (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings(ATC- 40), 1996).

Espectro de Diseño Inelástico

Se obtiene a partir de la reducción del espectro de diseño elástico por medio del uso de los factores de modificación o factores de reducción dependientes de la ductilidad. La importancia central en ingeniería sísmica es comprender la respuesta de las estructuras deformadas dentro del rango inelástico durante un movimiento intenso del suelo. (Arango et al, 2009).

Factor de Resistencia

Factor de reducción aplicado a resistencia del miembro que tiene en cuenta las desviaciones inevitables de la resistencia real con respecto al valor nominal, y la forma y las consecuencias del fallo. (FEMA 356, 2000).

Resistencia.

La capacidad de una estructura, componente o conexión para resistir los efectos de las cargas. Se determina mediante cálculos que utilizan las resistencias especificadas de los materiales, dimensiones y fórmulas derivadas de los principios aceptados, de la mecánica

estructural, o mediante pruebas de campo o de laboratorio de modelos a escala, teniendo en cuenta los efectos de la modelización y las diferencias entre el laboratorio y el campo.

Amortiguación Efectiva.

El valor del amortiguamiento viscoso equivalente correspondiente a la energía disipada durante la respuesta cíclica del sistema de aislamiento. (FEMA 222A, 1995).

Región Confinada

La parte de un componente de hormigón armado en la que el hormigón está confinado por una armadura transversal especial poco espaciada que restringe el hormigón en direcciones perpendicular a la tensión aplicada.

Desplazamiento.

El movimiento total, normalmente horizontal, de un componente o elemento o nodo. (FEMA 440, 2005).

Criterios de Aceptación.

Son valores admisibles de las propiedades como la deriva, la demanda de resistencia de los componentes y la deformación inelástica, utilizados para determinar la aceptabilidad del comportamiento proyectado de un componente en un nivel de rendimiento determinado (FEMA 273,1997).

Marco Legal

Para realizar los diseños de la infraestructura, el país requiere de normas que contemplan diseños estructurales, estudios de suelo, planos arquitectónicos, calidad de los materiales. Dentro de las más importantes tenemos, El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) es el encargado de regular las condiciones con las que deben contar las construcciones con el fin de que la respuesta estructural a un sismo sea favorable. Para ser más precisos en esta

investigación utilizaremos el título A-Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo-Resistente, Titulo B (cargas) y titulo C (Concreto estructural).

Para aplicar el método de diseño por desempeño se utilizará el apéndice A-3 Procedimiento no Lineal Estático de Plastificación Progresiva (Pushover).

La aplicación del método además requiere tener en cuenta reglamento como el FEMA 356 “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures”, FEMA 349 “Action Plan for Performance Based Seismic Design” y la ATC 40 “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building (1996)”, FEMA 274 Nhrp Commentary on The Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 440 “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures y el Código ASECE 41-17.

Marco Contextual

Localización

La presente investigación determinó el nivel de desempeño sísmico de la facultad de administración a construir en la sede Mocoa del Instituto tecnológico del Putumayo, ubicado en la ciudad de Mocoa, capital del putumayo, en la carrera 9 con calle 16, barrio Luis Carlos galán, las condiciones ambientales, climáticas y sísmicas del lugar son las siguientes. Ver la figura 11.

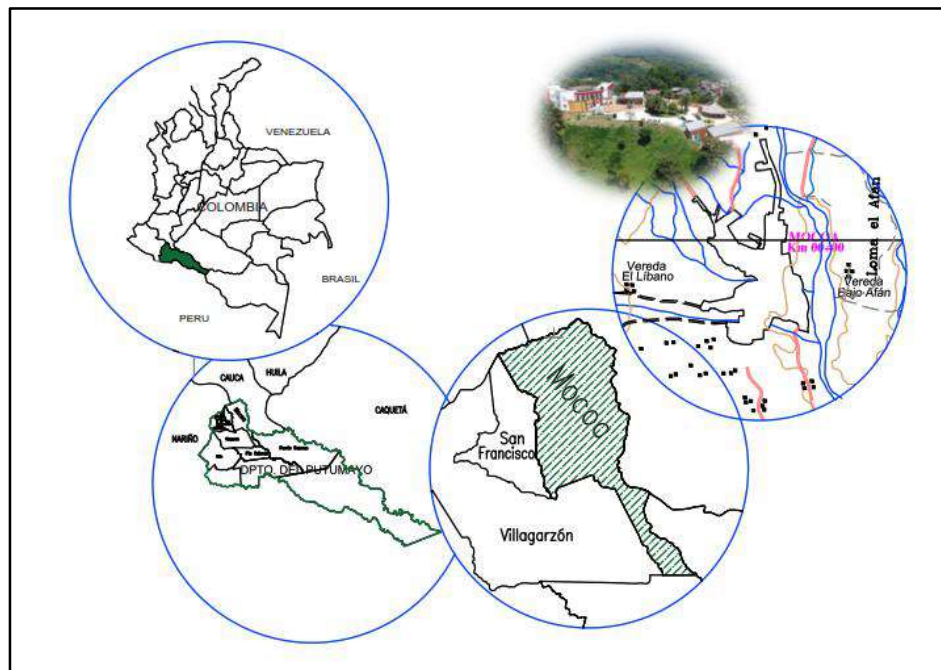
Descripción de la Estructura

La edificación de la facultad de administración que consta de 10 aulas en la sede Mocoa del Instituto Tecnológico del Putumayo tendrá dos (2) niveles y cubierta, estas aulas contarán con la capacidad para 40 estudiantes cada una, dos (2) baterías sanitarias; áreas para oficinas, circulación general que contempla rampa, escaleras y corredores que permitirán el acceso de los estudiantes a las diferentes instalaciones. El área estimada para la construcción es de 1,762.32 m².

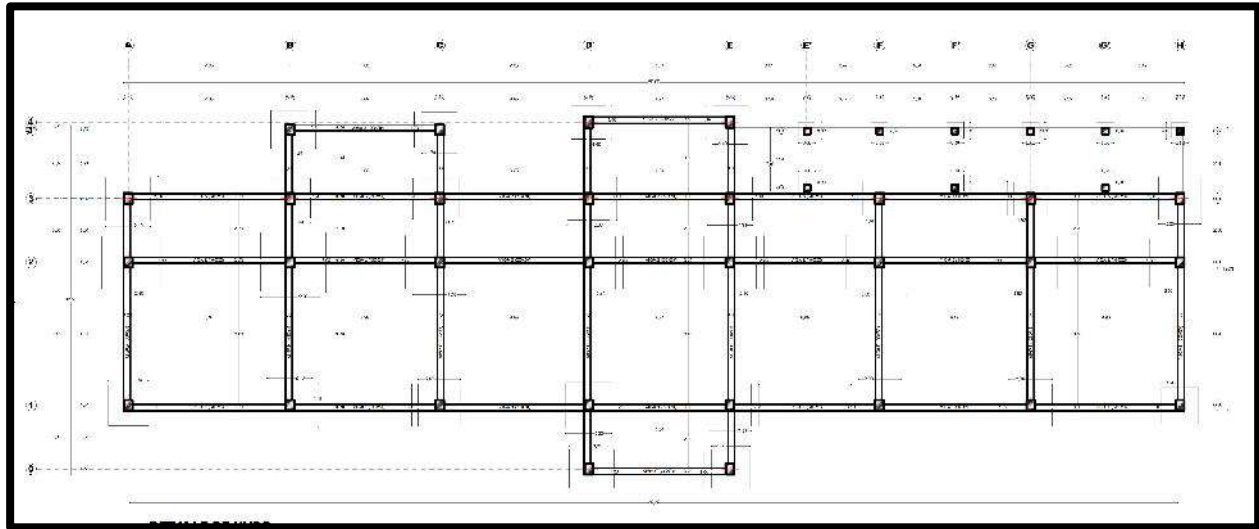
Con respecto a la altura del edificio, la losa de entrepisos tiene una altura de 0.10 m apoyada sobre vigas tipo Joist, por otra parte, la altura libre del primer piso corresponde a 3.35 m y en el segundo nivel 3.30 m, con secciones de columnas de 40*50 cm, vigas de entre piso y vigas áreas de 30*50 cm, para un total de 7.65 m desde el nivel + 0.00 de la estructura, se afirma que es un sistema estructural de pórticos resistentes a momentos en concreto reforzado con capacidad especial de disipación de energía (DES), el acero de refuerzo corrugado utilizado es de 420 Mpa y pertenece a estructuras de ocupación normal conforme a la NSR-10, literal (A.2.5- Coeficiente de importancia, 2010), y (A.2.5.1.2-grupo de uso III-Edificaciones de atención a la comunidad, 2010). Uso institucional, Ver figura 12.

Figura 11

Ubicación del Instituto Tecnológico del Putumayo



Nota. Ubicación de la edificación de la Facultad de administración a construir en el Instituto Tecnológico del Putumayo, sede Mocoa. Fuente: Autores (2022).

Figura 12*Estructura de la edificación en estudio*

Nota. Vista en planta de estructura en concreto armado, a porticada de 2 niveles, de la edificación en estudio.
Fuente: Planos entregados por parte del ITP (2021).

Resultados y Discusión

Los resultados y discusión acorde a los objetivos específicos propuestos en esta investigación son:

Objetivo específico 1. Modelar en un software de análisis estructural apropiado el edificio de administración a construir en la sede de Mocoa del ITP, aplicando el procedimiento no lineal estático de plastificación progresiva (Pushover).

Previo al cumplimiento de este objetivo, se realizó el análisis estático lineal (AEL) usado en el diseño convencional que sigue los parámetros establecidos en la norma colombiana NSR-10, el procedimiento paso a paso se detalla en el Anexo 1.

Posteriormente, se realizó el análisis estructural del edificio aplicando el procedimiento no lineal estático de plastificación progresiva (Pushover), que permite determinar el desempeño sísmico de la estructura, resultados que se presentan en el cumplimiento del segundo objetivo

específico de esta investigación. El procedimiento paso a paso del análisis no lineal se visualiza en el Anexo 2.

El modelo de análisis lineal y no lineal (Pushover) se realizó en el software ETABS versión 19.1.0

A continuación, se describen los resultados del análisis estático lineal (diseño convencional):

Periodo Fundamental de la Estructura

El periodo fundamental de la edificación (T_a) en dirección X, tiene un valor de 0.34 s, y en dirección Y de 0.27 s, estando estos dos valores por debajo del periodo máximo (T_{max}) de 0.35 s. Ver Tabla 11.

Tabla 11

Verificación del periodo fundamental de la estructura.

Periodo fundamental aproximado (T_a)		
$T = C_u \cdot h^u =$	0,29	s
$C_u \geq 1.2$		
$C_u = 1,75 - 1,2T =$		0,85
$C_u =$	1,20	
T_{max}		
$T = C_u \cdot T =$	0,35	s
"Ta" obtenido del modelo en ETABS		
$T_x =$	0,34	ok
$T_y =$	0,27	ok

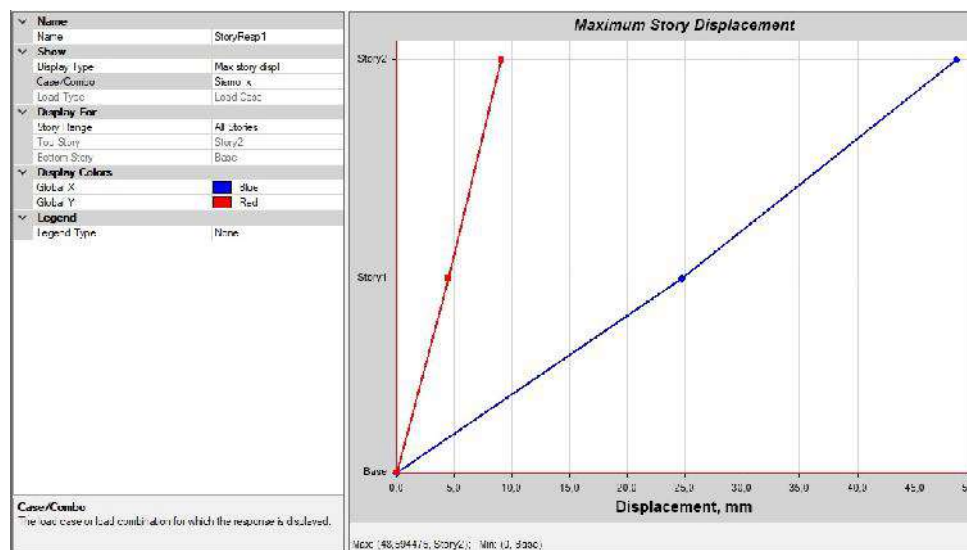
Nota. El periodo fundamental hace referencia al tiempo de mayor duración por lo que introduce mayor daño a la estructura, ya que origina los mayores desplazamientos. Fuente: NSR (2010).

Desplazamiento en sus Dos Direcciones

Se obtuvieron los desplazamientos en las dos direcciones principales ortogonales en planta causados por la rotación de la estructura con respecto a un eje vertical y este a su vez inducido a los efectos torsionales y a las derivas, obteniendo como resultado desplazamientos tanto en X con valor de 48.594 mm (ver figura 13) y en Y con valor de 42.023 mm (ver figura 14), estos dos valores menores al 1% de la altura total del edificio que es de 76.5 mm.

Figura 13

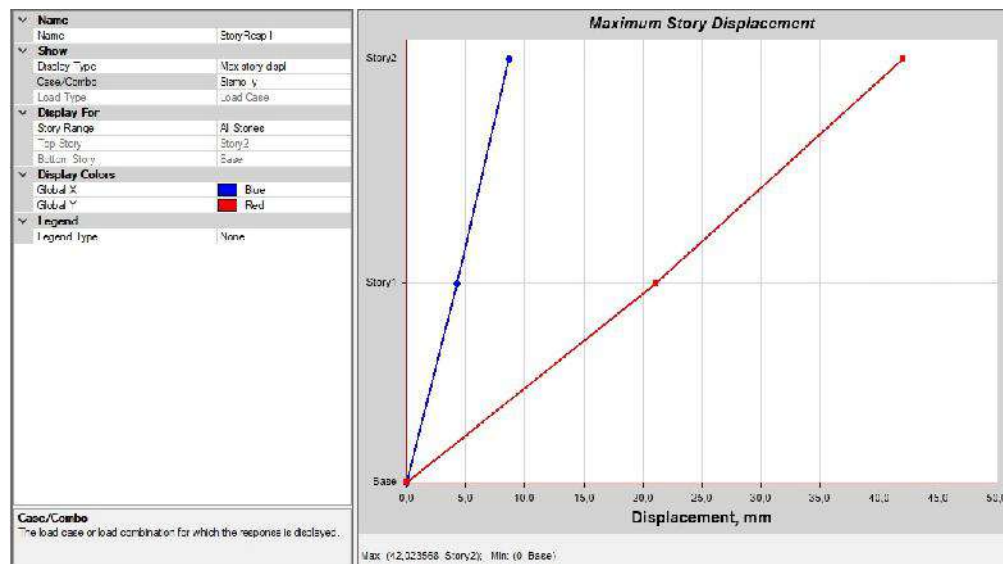
Verificación del desplazamiento máximo en X de la estructura.



Nota. El desplazamiento en el eje X es de 48.594 mm representa el 0.63 % del 1% máximo, cumpliendo con el criterio de diseño. Fuente: ETABS v.19.1

Figura 14

Verificación del desplazamiento máximo en Y de la estructura.



Nota. El desplazamiento en el eje Y de 42.023 mm representa el 0.549 % del 1% máximo, cumpliendo con el criterio de diseño. Fuente: ETABS v.19.1

Derivas Máximas de Piso

Se comprueba que las derivas no excedan los límites del literal (A.6.4 Limite de las derivas, 2010), y la Tabla 6.4-1 (Derivas máximas como porcentajes). En la tabla 12 se demuestra que las derivas de piso no exceden el 1% de la altura de piso.

Tabla 12

Derivas máximas en X, Y

Derivas máximas permitidas		
Derivas Max el 1% de la altura del piso		
Altura del piso 1	3,6	m
Altura del piso 2	4,05	m
Derivas Max según la NSR-10		

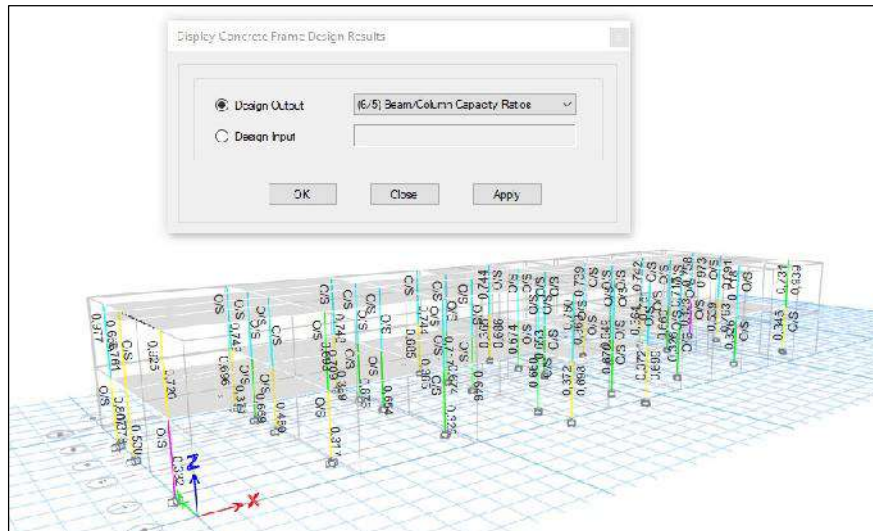
Derivas máximas permitidas		
Deriva del piso 1	0,036	m
Deriva del piso 2	0,0405	m
Derivas obtenidas del modelo en ETABS		
D. Max "X"	0,00688	< 1 % Cumple
D. Max "Y"	0,00585	< 1 % Cumple

Nota. La tabla representa la Deriva Max en dirección X, con un valor de 0.00688 m equivalente 0.19 % del 1 % y la Deriva Max en dirección Y, es de 0.00585 m equivale al 0.16 % del 1 %. de la altura del piso 1. Fuente: Autores (2022).

Comportamiento Columna Fuerte - Viga Débil

El comportamiento de Columna Fuerte – Viga Débil debe garantizarse en sistemas estructurales de edificaciones de concreto reforzado o metálicas para evitar cualquier tipo de falla no deseadas en el momento en que la estructura se exponga a un movimiento sísmico.

Analizando el chequeo que facilita el Software ETABS, se observó que la mayoría de las secciones de columna presenta un error (O/S #33) lo cual significa que la relación de la capacidad viga - columna excede el límite (la suma de los momentos nominales de las columnas en un nudo debe ser mayor de 6/5 veces la suma de los momentos nominales de las vigas para proveer de mayor resistencia a flexión en las columnas que las vigas que conforman el nudo), indicando mayor cantidad de refuerzo en vigas que en las columnas. Según los criterios del capítulo C.21 de la norma NSR-10, no se está dando cumplimiento a esta condición. Ver figura 15.

Figura 15*Chequeo relación viga columna*

Nota. Chequeo del comportamiento del comportamiento columna fuerte- viga débil, donde se muestra que la estructura no cumple esta condición y presenta un error O/S # 33, que significa lo cual significa que la relación de la capacidad viga columna excede el límite. Fuente: ETABS v.19.1

Falla a tracción

De acuerdo con el resultado obtenido del chequeo de columna fuerte viga débil fue necesario realizar el análisis estructural de la viga-entrepiso del eje 2 (Ver anexo 3). Los resultados indican que el diseño del acero superior no cumple con los criterios de diseño establecidos en la NSR-10, (Capítulo C.10. Flexion y Cargas Axiales., 2010), literal (C.10.3- Principios y requisitos Generales, 2010), por cuanto, la cuantía de acero superior dispuesta por el diseñador de la estructura es muy alta para la sección de viga propuesta, y bajo estas condiciones el concreto alcanzara su capacidad máxima antes de que el acero fluya, presentándose una falla por Compresión descrita en el parágrafo (C.10.3.3), una falla no deseada en este tipo de elementos ya que se obtendrá deformaciones pequeñas en la zona a tracción con referencia en el

diagrama de Charles Whitney, en consecuencia no se tendrá un estudio amplio del comportamiento del acero.

Objetivo específico 2. Calcular la curva de capacidad sísmica resistente de la estructura que permite determinar el nivel de desempeño.

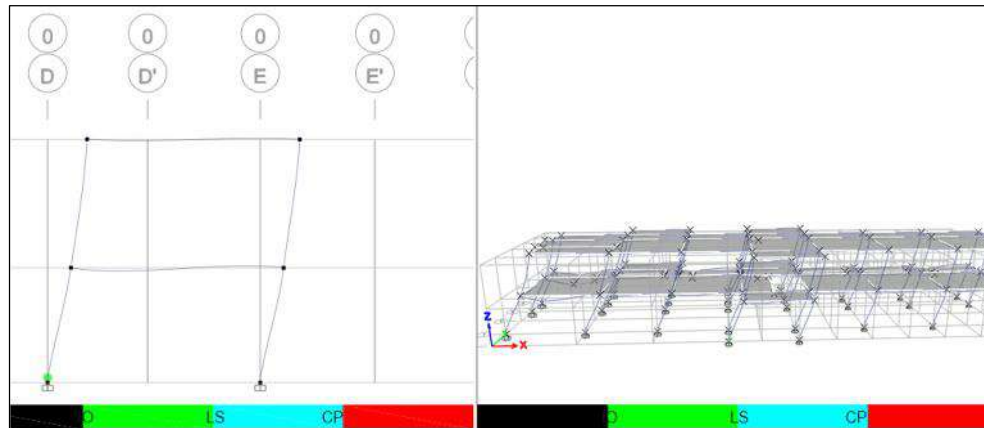
Para la generación de la curva de capacidad en este análisis se despreció los efectos de la interacción de suelo-estructura, considerando que la estructura esta empotrada en la base. mediante el software Etabs, se logró obtener la curva de capacidad para las dos direcciones del análisis de forma directa, a continuación, se muestra un análisis de la generación rotulas plásticas en la estructura hasta que esta colapsa, todo este proceso da como resultado la curva de capacidad que presenta la edificación.

Dirección X-X:

Las primeras rotulas plásticas se forman en la columna de 40 cm x 50 cm, ubicada en el eje 0 intersección con el eje D. Las cuales se encuentran dentro del nivel de desempeño ocupación inmediata (IO), con un desplazamiento de 31.321 mm, que corresponde a un porcentaje de 0.409 %, en relación con el desplazamiento máximo de 306 mm equivalente al 4%. Ver figura 16.

Figura 16

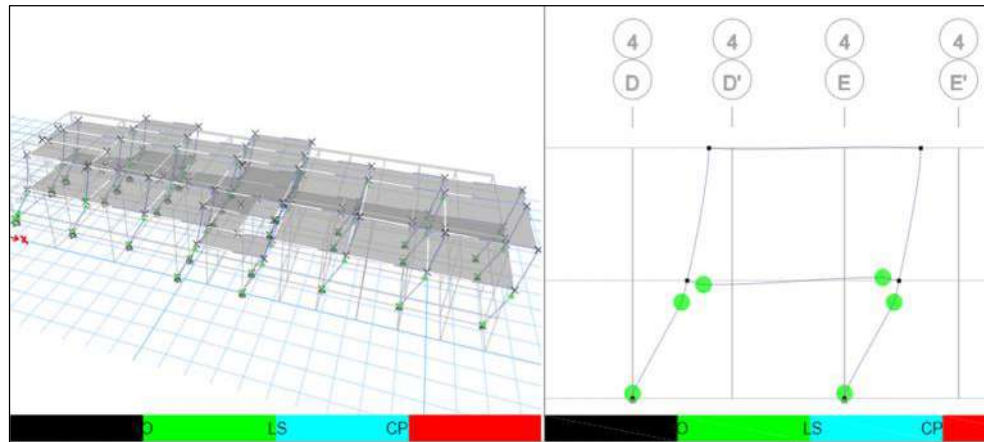
Formación de la primera rotula plástica en la dirección X-X



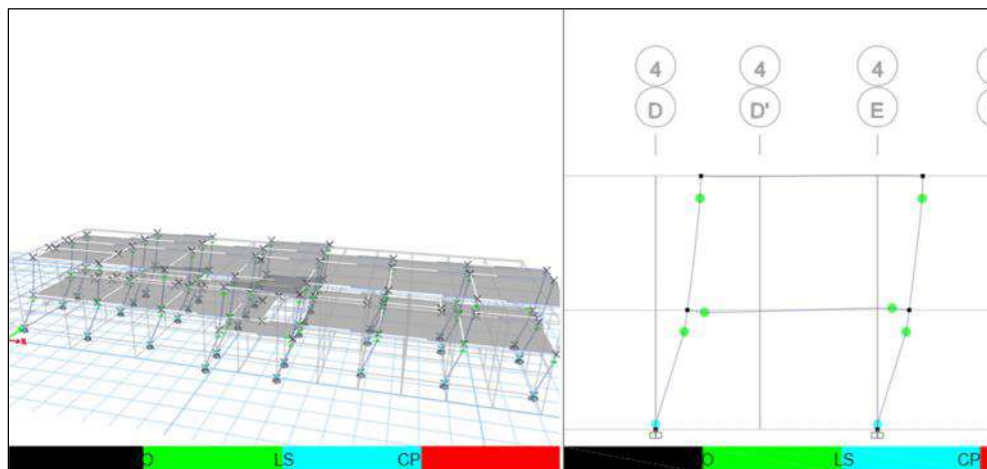
Nota. El desplazamiento máximo es 306 mm equivalente al 4 %, porcentaje definido para el análisis estático no lineal. Fuente: ETABS v.19.1

Las primeras rotulas en vigas se generan en el paso 112 considerando que el análisis se realiza en 180 pasos, las cuales se encuentran dentro del nivel de desempeño ocupación inmediata, presentando un desplazamiento de 119.795 mm, así mismo las rotulas se han generado en la mayoría de las columnas. Ver figura 17.

El ultimo desplazamiento antes del colapso es de 169.121 mm, donde las vigas presentan rotulas en su gran mayoría, se encuentran en el nivel de desempeño ocupación inmediata (IO), las columnas en sus bases ya excedieron el límite de su resistencia, llegando al límite del nivel de desempeño prevención del colapso (CP). Ver figura 18.

Figura 17*Formación de las primeras rotulas en las vigas*

Nota. el desplazamiento de 119.795 mm corresponde a 1.56 %, del desplazamiento máximo del 4%, establecido para el análisis estático no lineal. Fuente: ETABS v.19.1

Figura 18*Mecanismo de colapso en la dirección X-X*

Nota El desplazamiento último es de 169.121 mm corresponde a 2.210 %, del desplazamiento máximo del 4%, establecido para el análisis estático no lineal. Fuente: ETABS v.19.1.

Dirección Y-Y:

Las primeras rotulas plásticas se forman en la columna de 40 cm x 50 cm, ubicada en el eje D intersección con el eje 0. Las cuales se encuentran dentro del nivel de desempeño

ocupación inmediata (IO), con un desplazamiento de 24.237 mm, que corresponde a un porcentaje de 0.316 %, en relación con el desplazamiento máximo de 306 mm equivalente al 4%.

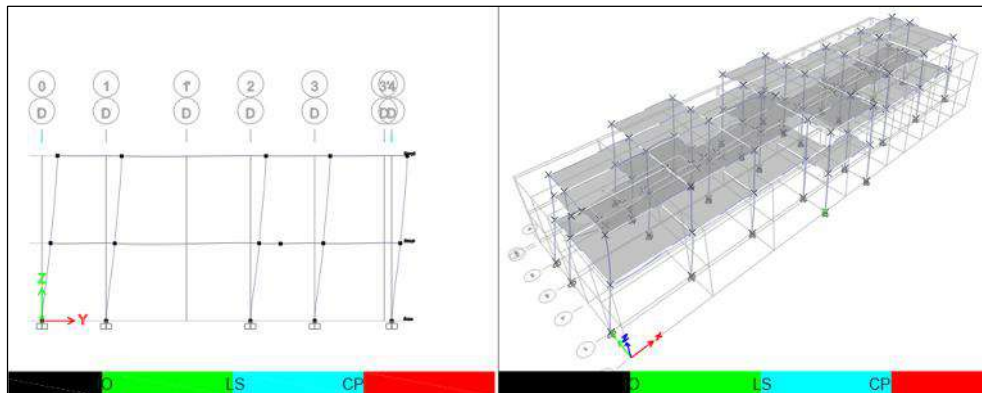
Ver figura 19.

Las primeras rotulas en vigas se generan en el paso 55 considerando que el análisis se realiza en 150 pasos, las cuales se encuentran dentro del nivel de desempeño ocupación inmediata, presentando un desplazamiento de 70.637 mm, así mismo las rotulas se han generado en la mayoría de las columnas. Ver figura 20.

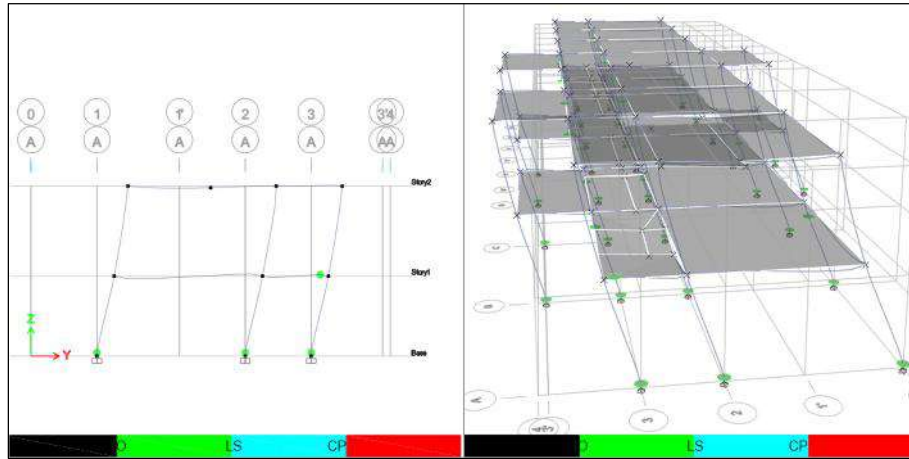
El último desplazamiento antes del colapso es de 155.117 mm, donde las vigas presentan rotulas en su gran mayoría, se encuentran en el nivel de desempeño ocupación inmediata (IO), las columnas ya excedieron el límite de su resistencia, llegando al colapso de la estructura. Ver figura 21.

Figura 19

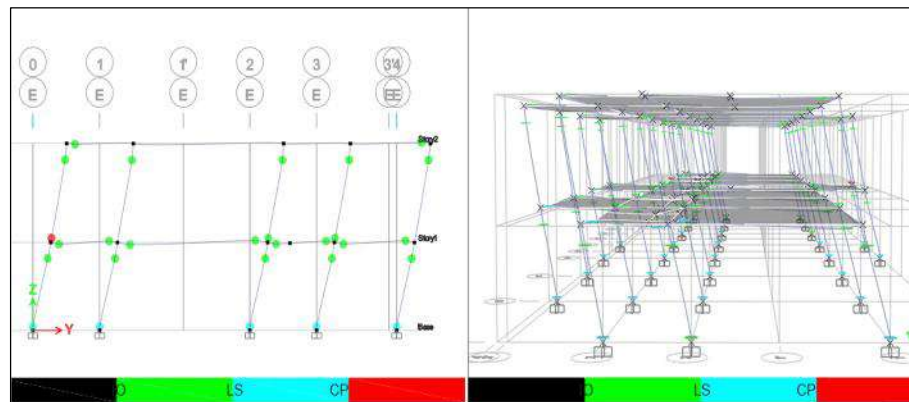
Formación de la primera rotula plástica en la dirección Y-Y



Nota. El desplazamiento máximo es 306 mm equivalente al 4 %, porcentaje definido para el análisis estático no lineal. Fuente: ETABS v.19.1

Figura 20*Formación de la primera rotula plástica en vigas*

Nota. El desplazamiento de 70.637 mm corresponde a 0.923 %, del desplazamiento máximo del 4%, establecido para el análisis estático no lineal. Fuente: ETABS v.19.1

Figura 21*Mecanismo de colapso en la dirección Y-Y*

Nota El desplazamiento último es de 155.117 mm corresponde a 2.027 %, del desplazamiento máximo del 4%, establecido para el análisis estático no lineal. Fuente: ETABS v.19.1.

Curva de capacidad

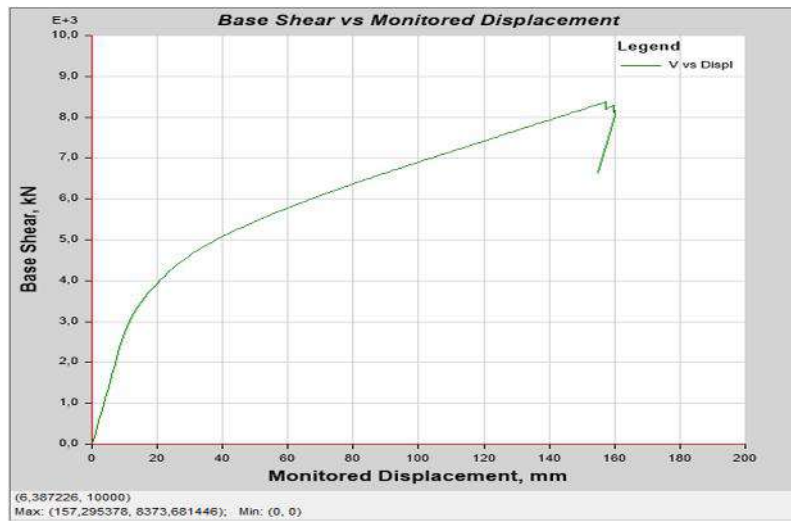
Obtención de la curva de capacidad de manera automática utilizando el software Etabs, en la figura 22, se muestra la curva de capacidad en la dirección X y en la figura 23, se indica la curva de capacidad en la dirección Y.

Figura 22

Curva de capacidad en X



Nota. Esta figura representa la curva de capacidad de la estructura en dirección X, la cual relaciona el cortante basal y el desplazamiento, asumiendo que el primer modo de vibración es el que predomina en la estructura. Fuente: ETABS v.19.1

Figura 23*Curva de capacidad en Y*

Nota. Esta figura representa la curva de capacidad de la estructura en dirección Y, la cual relaciona el cortante basal y el desplazamiento, asumiendo que el primer modo de vibración es el que predomina en la estructura. Fuente: ETABS v.19.1.

Demanda Sísmica

Para la evaluación del desempeño sísmico tendremos en cuenta las disposiciones del comité visión 2000, la cual nos indica que los objetivos de desempeño son encontrados a partir del espectro de diseño. El FEMA 440 y el ATC 40 adopta lo dispuesto por el comité Visión 2000, considerando cuatro niveles de sismo. En la tabla 13 se indica el factor de conversión (R) para cada nivel de sismo, aplicando la ecuación $R = \left(\frac{T+1}{T}\right)^k$ donde;

T_{i+1} = Periodo de retorno del sismo objetivo

T_i = Periodo de retorno del sismo de diseño

K = Factor que varía de 0.3 a 0.4

R = Factor de conversión

Tabla 13

Niveles de Sismo y el factor de conversión calculado.

Niveles de sismo	Periodo de retorno	Factor de conversión (R)
Frecuente	43 Años	0.38
Ocasional (servicio)	72 Años	0.50
Raro (Diseño)	475 Años	1.00
Muy raro (Máximo)	970 Años	1.30

Nota. El factor de conversión se calcula mediante la fórmula, en función del periodo de retorno con el fin de determinar el S_a , para cada nivel de sismo. Fuente: Autores (2022)

Definido el factor de conversión para cada nivel de sismo y tomando como base el sismo de diseño definido en el análisis lineal según la norma NSR-10, encontramos el espectro elástico de pseudoaceleraciones, por medio de la igualdad. Ver tabla 14

$$A + 1 = A_i \times R$$

A = Aceleración para el sismo de diseño

$A + 1$ = Aceleración para el sismo objetivo

Tabla 14

Espectro elástico de Pseudoaceleraciones para cada nivel de sismo

PERIODO	SISMO FRECUENTE	SISMO DE SERVICIO	SISMO DE DISEÑO	SISMO MAXIMO
T (S)	Sa (g)			
0	0.4275	0.5625	1.1250	1.4625
0.1	0.4275	0.5625	1.1250	1.4625
0.2	0.4275	0.5625	1.1250	1.4625
0.3	0.4275	0.5625	1.120	1.4625
0.4	0.4275	0.5625	1.1250	1.4625
0.5	0.4275	0.5625	1.1250	1.4625
0.6	0.4275	0.5625	1.1250	1.4625
0.7	0.4275	0.5625	1.1250	1.4625
0.8	0.4275	0.5625	1.1250	1.4625

PERIODO	SISMO FRECUENTE	SISMO DE SERVICIO	SISMO DE DISEÑO	SISMO MAXIMO
T (S)	Sa (g)			
0.9	0.4275	0.5625	1.1250	1.4625
1.0	0.4275	0.5625	1.1250	1.4625
1.2	0.3563	0.4688	0.9375	1.2187
1.5	0.2850	0.3750	0.7500	0.975
1.7	0.2515	0.3309	0.6618	0.8603
2.0	0.2138	0.2813	0.5625	0.7312
2.5	0.1710	0.2250	0.4500	0.585
3.0	0.1425	0.1875	0.3750	0.4875
3.5	0.1221	0.1607	0.3214	0.4178
4.0	0.1069	0.1406	0.2812	0.3655
5.0	0.0855	0.1125	0.2250	0.2925
8.0	0.0481	0.0633	0.1266	0.1645
11.0	0.0254	0.0335	0.0669	0.0869
15.0	0.0137	0.0180	0.0360	0.0468

Nota. El periodo (T) y el Sa, para un sismo de diseño, corresponde al espectro de respuesta, Sa, para un sismo frecuente, de servicio y máximo se lo determina multiplicando el Sa por el factor de conversión R. Fuente: Autores (2022).

Punto de Desempeño

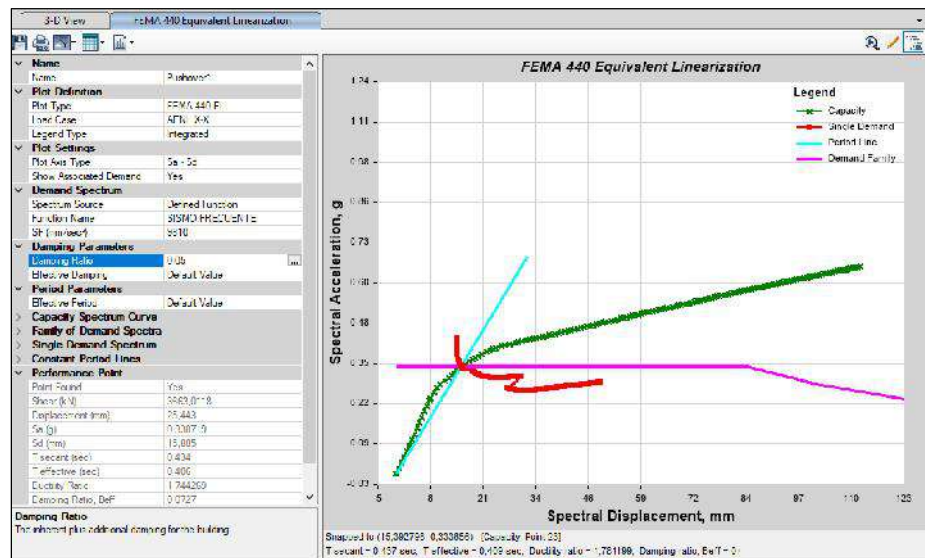
De acuerdo con el FEMA 440, para encontrar el punto de desempeño se superpone la curva de capacidad y el espectro de respuesta en formato ADRS, para cada nivel de sismo le corresponde un punto de desempeño, el software ETABS, realiza este procedimiento de forma automática y se obtiene los resultados de manera precisa.

Punto de Desempeño en Dirección X

A continuación se presenta el punto de desempeño de la estructura en cada nivel sísmico, en la figura 24 se indica el punto de desempeño para un sismo frecuente, la figura 25 para un sismo de servicio y en las figuras 26 y 27, indican la ausencia del punto de desempeño para los niveles de sismo de diseño y máximo respectivamente.

Figura 24

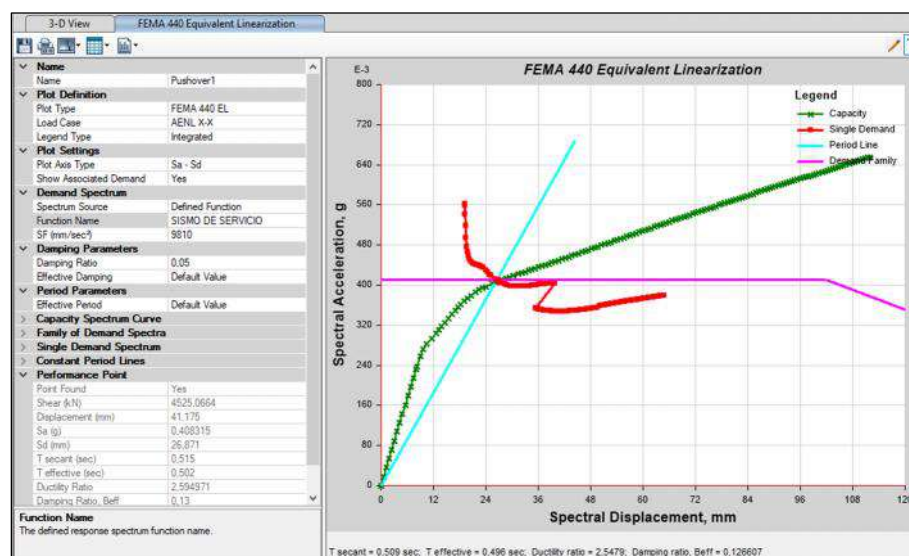
Sismo Frecuente



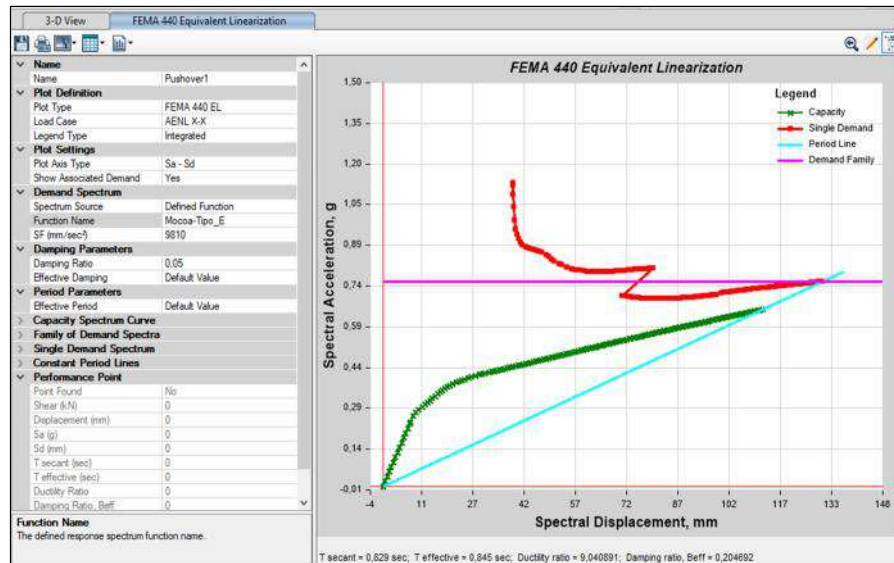
Nota. Punto de desempeño para un sismo frecuente, corresponde a: cortante de 3663.01 kN, con un desplazamiento 25.443 mm. Fuente: ETABS v.19.1

Figura 25

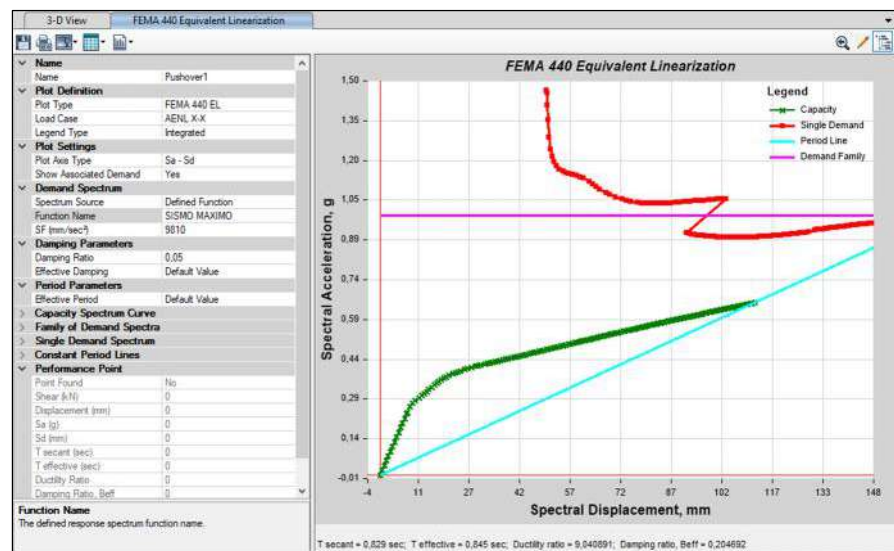
Sismo de servicio (Ocasional)



Nota. Punto de desempeño para un sismo de servicio, corresponde a: cortante de 4525.06 kN, con un desplazamiento 41.175 mm. Fuente: ETABS v.19.1

Figura 26*Sismo de Diseño (Raro)*

Nota. La figura indica que no hay intersección entre la curva de capacidad y el espectro de respuesta por lo tanto no presenta punto de desempeño para este nivel sísmico. Fuente: ETABS v.19.1

Figura 27*Sismo Máximo (Muy Raro)*

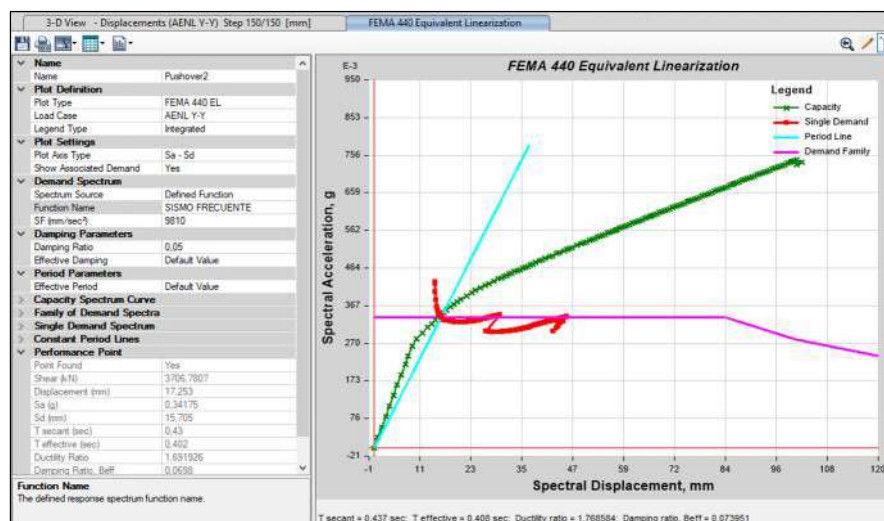
Nota. La figura indica que no hay intersección entre la curva de capacidad y el espectro de respuesta por lo tanto no presenta punto de desempeño para este nivel sísmico. Fuente: ETABS v.19.1

Punto de desempeño en dirección Y

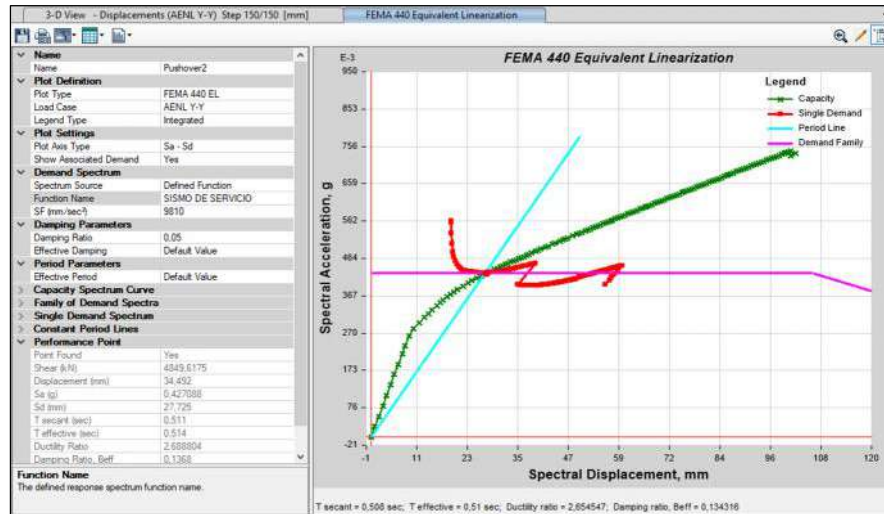
A continuación se presenta el punto de desempeño que presenta la estructura en cada nivel sísmico, en la figura 28 se indica el punto de desempeño para un sismo frecuente, la figura 29 para un sismo de servicio y en las figuras 30 y 31, indican la ausencia del punto de desempeño para los niveles de sismo de diseño y máximo respectivamente.

Figura 28

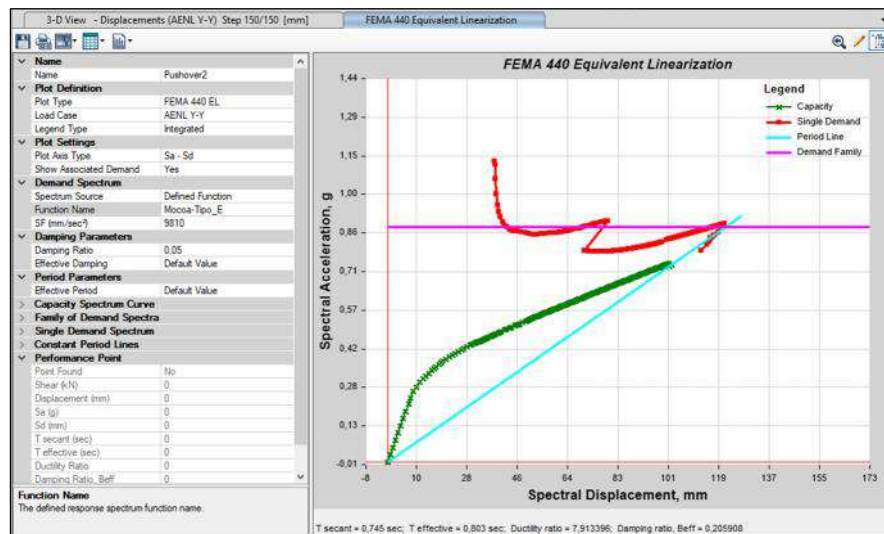
Sismo Frecuente



Nota. Punto de desempeño para un sismo frecuente, corresponde a: cortante de 3706.78 kN, con un desplazamiento 17.253 mm. Fuente: ETABS v.19.1

Figura 29*Sismo de Servicio (Ocasional)*

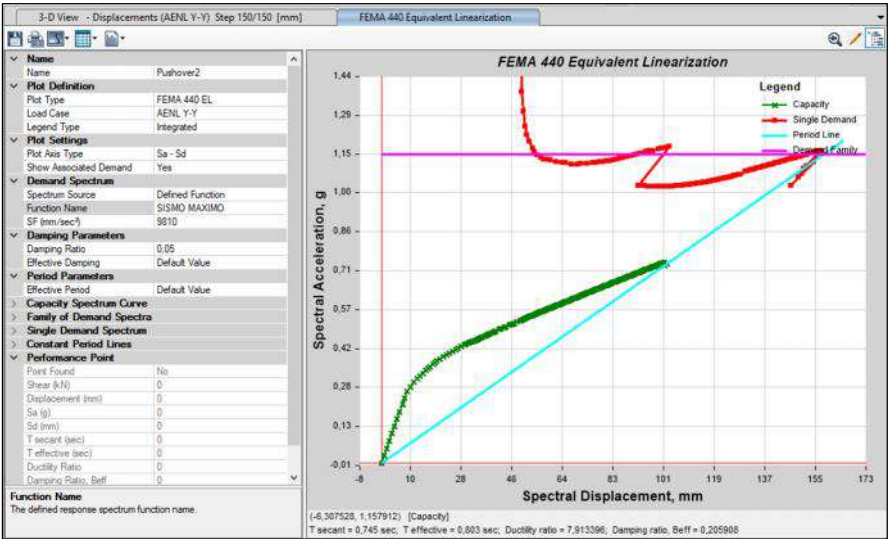
Nota. Punto de desempeño para un sismo de servicio, corresponde a: cortante de 4849.61 kN, con un desplazamiento 34.492 mm. Fuente: ETABS v.19.1

Figura 30*Sismo de Diseño (Raro)*

Nota. La figura indica que no hay intersección entre la curva de capacidad y el espectro de respuesta por lo tanto no presenta punto de desempeño para este nivel sísmico. Fuente: ETABS v.19.1

Figura 31

Sismo Máximo (Muy Raro)



Nota. La figura indica que no hay intersección entre la curva de capacidad y el espectro de respuesta por lo tanto no presenta punto de desempeño para este nivel sísmico. Fuente: ETABS v.19.1

En la tabla 15, se muestra el resumen de los resultados obtenidos para cada dirección del análisis y para cada nivel de sismo a la que se vio sometida la edificación

Tabla 15

Punto de Desempeño Según la Norma FEMA 440

Dirección	Nivel de sismo	Espectro de capacidad		Curva de capacidad	
		Sd (mm)	Sa (g)	Desp. (mm)	V (Kn)
X-X	Frecuente	15.885	0.3387	25.443	3663.01
	Servicio (Ocasional)	26.871	0.4083	41.175	4525.06
	De Diseño (Raro)	----	----	----	----
	Máximo (Muy Raro)	----	----	----	----
Y-Y	Frecuente	15.705	0.3417	17.253	3706.78
	Servicio (Ocasional)	27.725	0.427	34.492	4849.61
	De Diseño (Raro)	----	----	----	----
	Máximo (Muy Raro)	----	----	----	----

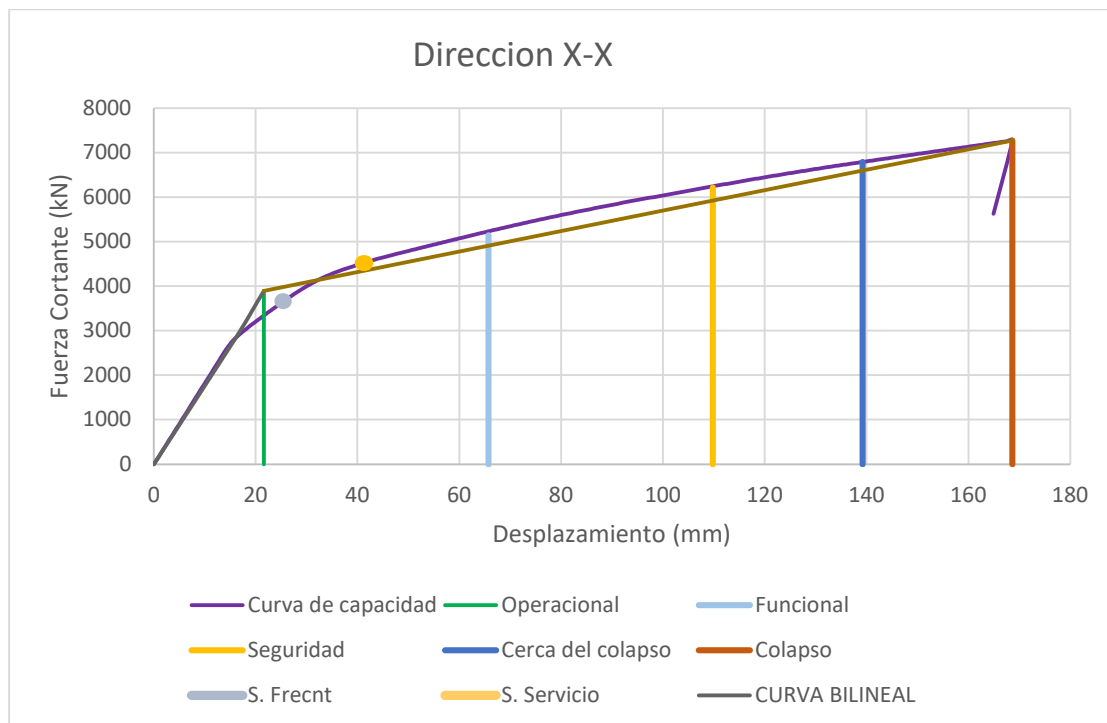
Nota. Para un sismo de diseño y un sismo máximo no se presenta punto de desempeño ya que la demanda de la estructura es superior a la curva de capacidad, por lo tanto, no hay intercepción entre estas, condición que debe cumplir para que la estructura presente punto de desempeño según el método del espectro de capacidad-demanda. Fuente: Autores (2022).

Evaluación del Desempeño Sísmico

Según el SEAOC, basado en el método del espectro de capacidad en su forma bilineal obtenemos la respuesta de la estructura ante los diferentes niveles de sismo en sus direcciones de análisis X-X (Ver figura 32). e Y-Y (Ver figura 33).

Figura 32

Desempeño Sísmico Dirección X-X de acuerdo con el FEMA 440



Nota. La gráfica representa el desempeño sísmico de la estructura, evaluado mediante la ubicación de los puntos de desempeño para cada nivel sísmico, para este caso el punto de desempeño se encuentra en el rango funcional, ubicado entre la línea vertical de color verde y la línea de color azul claro. Fuente: Autores (2022).

Punto de Desempeño

La tabla 16 muestra el resumen de los resultados obtenidos para la dirección X-X, el punto de desempeño y cada nivel de sismo a la que se vio sometida la edificación según el FEMA 440 (2005).

Tabla 16

Matriz de puntos y desplazamientos, dirección X-X

Dirección	Nivel de sismo	Punto de desempeño	
		Desp (mm)	V (kN)
X-X	Frecuente	25.443	3663.01
	Servicio (Ocasional)	41.175	4525.06
	De Diseño (Raro)	----	----
	Máximo (Muy Raro)	----	----

Nota. Para un sismo de diseño y un sismo máximo no se presenta punto de desempeño. Fuente. Autores (2022).

La tabla 17, presenta los resultados describiendo que la estructura no tiene un buen comportamiento estructural en dirección X-X, para los diferentes niveles de sismo: Para un sismo frecuente y de servicio, se encuentra en el rango funcional. Para un sismo de diseño no presenta desempeño, esto quiere decir que la edificación ya colapso antes de cumplir con este objetivo.

Tabla 17

Desempeño Sísmico Dirección X-X de la estructura según FEMA 440

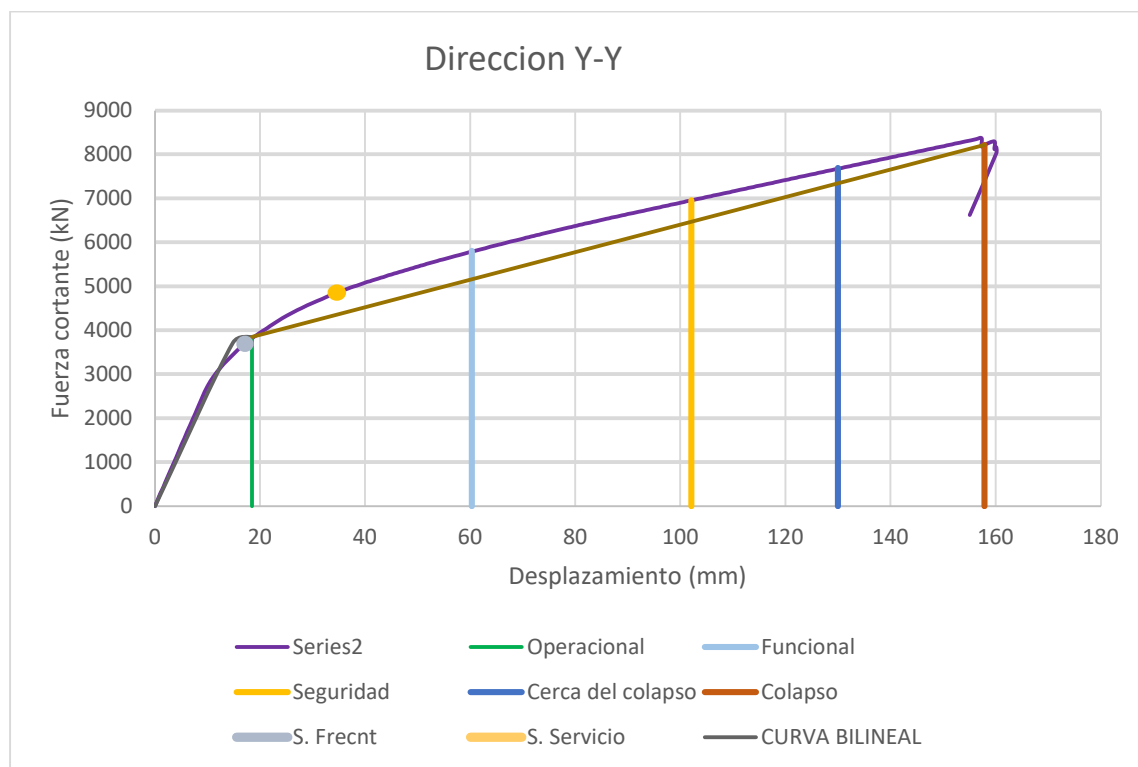
Nivel de sismo	Operacional	Funcional	Seguridad	Cerca del Colapso	Colapso
Frecuente					
Servicio (Ocasional)					
De Diseño (Raro)					
Máximo (Muy Raro)					

Nota. Categorización del desempeño sísmico de acuerdo al FEMA 440, donde la estructura no cumple con el criterio de un desempeño de seguridad, primordial para edificaciones esenciales. Fuente: Autores (2022).

La estructura tiene un comportamiento sísmico inaceptable en la dirección de análisis X-X, para los diferentes niveles de sismo, para un sismo frecuente y de servicio se encuentra en el rango funcional, para un sismo de diseño y máximo presenta un comportamiento no ideal, estando dentro del rango de colapso, esto producido a raíz de la ausencia del punto de desempeño en los niveles de sismo mencionados anteriormente.

Figura 33

Desempeño Sísmico Dirección Y-Y de acuerdo con el FEMA 440



Nota. La grafica representa el desempeño sísmico de la estructura, evaluado mediante la ubicación de los puntos de desempeño para cada nivel sísmico, este caso el punto de desempeño para un sismo frecuente se encuentra en rango operacional y para un sismo de servicio se encuentra en el rango funcional, ubicado entre la línea vertical de color verde y la línea de color azul claro. Fuente: Autores (2022).

Punto de Desempeño

La tabla 18 muestra el resumen de los resultados obtenidos para la dirección Y-Y y cada nivel de sismo a la que se vio sometida la edificación según el FEMA 440 (2005).

Tabla 18

Matriz de puntos y desplazamientos, dirección Y-Y

Dirección	Nivel de sismo	Punto de desempeño	
		Desp (mm)	V (kN)
Y-Y	Frecuente	17.253	3706.78
	Servicio (Ocasional)	34.492	4849.61
	De Diseño (Raro)	----	----
	Máximo (Muy Raro)	----	----

Nota. Para un sismo de diseño y un sismo máximo no se presenta punto de desempeño. Fuente. Autores (2022).

La tabla 19, presenta los resultados describiendo que la estructura no tiene un buen comportamiento estructural en dirección Y-Y, para los diferentes niveles de sismo: Para un sismo frecuente y de servicio, se encuentra en el rango operacional y funcional. Para un sismo de diseño y máximo, no presenta desempeño, esto quiere decir que la edificación ya colapso antes de cumplir con este objetivo.

Tabla 19

Desempeño Sísmico Dirección Y-Y de la estructura según FEMA 440

Nivel de sismo	Operacional	Funcional	Seguridad	Cerca del Colapso	Colapso
Frecuente					
Servicio (Ocasional)					
De Diseño (Raro)					
Máximo (Muy Raro)					

Nota. Categorización del desempeño sísmico de acuerdo al FEMA 440, donde la estructura no cumple con el criterio de un desempeño de seguridad, primordial para edificaciones esenciales. Fuente: Autores (2022).

La estructura tiene un comportamiento sísmico inaceptable en la dirección de análisis Y-Y, para los diferentes niveles de sismo exceptuando el sismo frecuente el cual presenta un buen comportamiento estando dentro del rango operacional, para un sismo de servicio se encuentra en el rango funcional, para un sismo de diseño y máximo presenta un comportamiento no ideal, estando dentro del rango de colapso, esto producido a raíz de la ausencia del punto de desempeño en los niveles de sismo mencionados anteriormente.

Por lo tanto, la estructura no cumple con los objetivos de desempeño sísmico, de acuerdo con las normativas de SEAOC y FEMA 440.

Objetivo específico 3. Definir las ventajas que presenta el método de análisis sísmico por desempeño y realizar una comparación con el método convencional.

Las ventajas que presenta el análisis por desempeño son:

-) Permite estimar la demanda sísmica y verificar el desempeño de una estructura.
-) Determina cómo se comporta la estructura ante cualquier tipo de solicitud, brindando mayor seguridad a los ocupantes y en algunos casos permite que la estructura no llegue al colapso.
-) Se realiza un diseño más económico con el que se reduce los costos de construcción y mantenimiento.
-) La utilización de este método en la revisión estructural ayuda a tomar decisiones sobre la necesidad de rehabilitación de la estructura debido a mayores demandas sísmicas.
-) Mediante la aplicación de este método se logra identificar los elementos más críticos los cuales requieren de un mayor reforzamiento.

-) El análisis sísmico por desempeño permite estudiar detalladamente la estructura, analizando el comportamiento que presenta en el rango lineal y el no lineal hasta llegar al colapso.

A continuación, en la Tabla 20, se indica un cuadro comparativo de análisis estático lineal (AEL) y el análisis estático no lineal (AENL).

Tabla 20

Cuadro comparativo AEL y AENL

Cuadro Comparativo	
Análisis Estático Lineal	Análisis Estático No Lineal
Se basa generalmente en la determinación de la fuerza lateral totalizada, cortante basal, periodo efectivo de la edificación y amortiguamiento efectivo, para seguidamente hacer una distribución en altura de las fuerzas sísmicas, teniendo en cuenta otros efectos como los cortantes de piso y los efectos de torsión que se determinan del mismo modo que para estructuras que no se ha tomado en cuenta la iteración suelo-estructura.	El método pushover se basa en someter a la estructura a cargas laterales, las cuales van teniendo incrementos de manera monotónica hasta que llegue al colapso, esto se realiza con el fin de detectar cambios significativos en el comportamiento individual de cada elemento (fluencia, pandeo y falla), cosa que no permite un análisis lineal.
Calcula los desplazamientos, las deformaciones unitarias, las tensiones y las fuerzas de reacción bajo el efecto de cargas aplicadas.	Este método complementa el AEL, puesto que analiza la estructura en cuatro niveles sísmicos que propone el Fema, mediante los espectros propuestos y la curva de capacidad, se puede obtener el punto de desempeño de la estructura, en consecuencia, se obtiene el índice de daño probable producido al desplazar la estructura sometida a un patrón de fuerzas sísmicas.
Considera que el comportamiento de la estructura es lineal, considerando que los materiales del modelo cumplen con ley de Hooke, esto quiere decir que la tensión es proporcional a la deformación unitaria.	El desempeño de una estructura se cuantifica en términos de daño, afectado por el movimiento sísmico y el impacto que tiene estos daños en actividades posteriores al evento, considera que los materiales no tienen un comportamiento lineal.
Todas las cargas se aplican lenta y gradualmente hasta alcanzar su magnitud máxima. Las propiedades de inercia y amortiguación se ignoran debido a las aceleraciones y velocidades significativamente pequeñas.	Considera el comportamiento tenso-deformación de los materiales y la no linealidad geométrica, descartando de manera directa el principio de superposición.

Nota. Este cuadro representa las comparaciones del análisis estático lineal y no lineal, realizando en énfasis a la eficiencia que tiene análisis sísmico por desempeño. Fuente: Autores (2022).

Conclusiones

Se modeló el edificio de la facultad de administración a construir en la sede Mocoa del ITP en el rango elástico lineal y el rango no lineal, tomando como referencia los diseños previamente realizados para su construcción, de los resultados se determinaron las siguientes conclusiones:

Del análisis estático lineal (Método de diseño convencional), la estructura no cumple con los requisitos exigidos por la NSR-10, específicamente la relación capacidad viga-columna, esta excede el límite, indicando la presencia de sección de vigas de concreto sobre reforzado. Estos requisitos son fundamentales para que la estructura presente un buen comportamiento sísmico al aplicarle el método Pushover.

La edificación muestra en el primer paso del método pushover, que se forman rotulas plásticas primero en las columnas del piso 1 (arranque de las columnas), lo cual indica que no tiene un buen mecanismo de falla. Estas primeras rotulas se forman en la columna de 40 cm x 50 cm, ubicada en el eje 0 intersección con el eje D. Las cuales se encuentran dentro del nivel de desempeño ocupación inmediata (IO), con un desplazamiento en la dirección X de 31.321 mm y en la dirección Y de 24.237 mm.

El último desplazamiento en la dirección X antes del colapso es de 169.121 mm y en la dirección Y es de 155.117 mm, donde las vigas presentan rotulas en su gran mayoría, se encuentran en el nivel de desempeño ocupación inmediata (IO). Las columnas en sus bases ya excedieron el límite de su resistencia, llegando al límite del nivel de desempeño prevención del colapso (CP).

El nivel de desempeño del edificio para un sismo de diseño y un sismo máximo es inaceptable, ya que se encuentra dentro del rango de colapso, esto producido a raíz de la ausencia del punto de desempeño en los niveles de sismo mencionados, se espera que la estructura falle en los elementos donde aparecen las primeras rotulas.

Se logró determinar la importancia que tiene la aplicación del diseño por desempeño a una edificación, puesto que permite realizar un análisis estructural en la zona no lineal para obtener la capacidad estructural, mecanismos de falla y la formación de las rotulas plásticas. Los resultados indican que la estructura bajo estudio no cumple con los criterios de desempeño sísmico, que establecen las normativas de SEAOC y FEMA 440.

Recomendaciones

Se recomienda que, para edificaciones nuevas de uso esencial como instituciones educativas, se debe considerar el diseño estructural basado en desempeño sísmico por medio del análisis estático no lineal con el propósito de conocer su comportamiento ante diferentes niveles de sismo.

Se debe buscar una estructuración con base en columna fuerte- viga débil, con el fin de proporcionar la formación de rotulas plásticas primero en las vigas y luego en columnas, para tener un buen mecanismo de falla.

Es importante determinar los parámetros sísmicos de acuerdo a todas las normas que rigen este procedimiento y poder determinar un método de análisis estructural adecuado, siendo en este caso el estático no lineal Pushover.

Se recomienda hacer el estudio de la interacción de suelo-estructura, con el fin de conocer más al detalle su efecto en la respuesta estructural de la edificación, ya que para esta investigación se realizó un empotramiento perfecto en la base de la construcción.

Se recomienda reestructurar el modelo de la edificación, buscando cumplir en primera medida los requisitos de la normativa colombiana (NSR-10), para así obtener un buen comportamiento sísmico tanto en el rango lineal y no lineal.

Referencias Bibliográficas

- American Society of Civil Engineers (ASCE). (2000). *Uniformacion y comentarios para rehabilitacion sismica de edificios*. Virginia, Estados unidos.
- Structural Engineers Association of California(SEAOC). (1995). *Perfomance Based Seismic Design of Buildings*. California.
- (2010). En v. y. ministerio medio ambiente, *reglamento colombiano de construccion sísmo resistente*. bogota.
- (2010). En v. y. Ministerio de ambiente, *A.2.5-Coeficiente de importancia* (pág. 189). bogota.
- (2010). En V. y. Ministerio Medio Ambiente, *Capitulo A.2- Zonas de amenaza sismica y movimientos sismicos de diseño* (pág. 186). Bogota.
- 349, F. (1998). *Diseño sismico basado en el rendimiento*. San Diego- California.
- A.2.5.1.2-Grupo de uso III-Edificaciones de atencion a la comunidad. (2010). En v. y. Ministerio de ambiente. Bogota.
- A.2.6. Espectro de diseño A.2.6.1. Espectro de aceleraciones. (2010). En v. y. ministerio de ambiente. Bogota.
- A.3.3 Configuracion estructural de la edificacion. (2010). En v. y. Ministerio de ambiente. Bogota.
- A.3.4.3 Metodo analizar. A.3.4.2.1 Metodo de la fuerza horizontal equivalente. (2010). Bogota.
- A.4.2. Periodo fundamental de la edificacion . (2010). En *Ministerio de ambiente, vivienda y desarrollo territorial* (pág. 186). Bogota.
- A.5.4 Analisis dinamico elastico espectral. (2010). En v. y. Ministerio de ambiente. Bogota.
- A.5.4.5 Ajuste de los resultados. (2010). En v. y. Ministerio de mbiente. Bogota.
- A.6.2. Calculo del desplazamiento horizontal. (2010). En v. y. Ministerio de ambiente. Bogota.
- A.6.2.2 Desplazamientos Horizontales Causados por efectos efectos P-Deltas. (2010). En v. y. Ministerio de ambiente. Bogota.
- A.6.4 Limite de las derivas. (2010). En v. y. ministerio de ambiente. Bogota.
- Aguiar, R., Mora, D., & Rodriguez, M. (2015). Diagrama Momento-curvatura y Momento - Rotacional para Elementos de Hormigon Armado y Acero. *Ciencia Vol,17(2)*, 39.
- Aleman Garcia, L. X., & Naranjo Quimbiulco, L. F. (2011). *Diseño por desempeño de elementos estructurales de hormigon armado mediante los codigos fema, utilizando ETABS*. Sangolqui.
- American Society of Civil Engineers (ASCE). (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Exixting Buildings*. Virginia.

- Andre, T. B., Ioannis, A. K., & Ketson, R. (29 de Agosto de 2014). *ELSEVIER*. Obtenido de www.elsevier.com/locate/engstruct
- Arango, S., Paz, A., & Duque Pilar, D. M. (2009). *Propuesta metodologica para la evaluacion de desempeño estructural*. Medellin.
- B.2.4.2 Combinaciones de cargas. (2011). En v. y. Ministerio de ambiente. Bogota.
- Baquero Espinosa, A. (2000). *Sismicidad Historica de Colombia*. Bogota.
- C.10.3-Principios y requisitos Generales. (2010). En *Ministerio de ambiente, vivienda y desarrollo territorial* (pág. 186). Bogota.
- Cano Saldaña, L. (1997). *Metodologia para la evaluacion del riesgo sismico*. Medellin.
- Capitulo A.6 Requisitos de la deriva. (2010). En *Ministerio de ambiente, vivienda y desarrollo territorial* (pág. 186). Bogota.
- Capitulo C.10. Flexion y Cargas Axiales. (2010). En *Ministerio de ambiente, vivienda y desarrollo territorial* (pág. 186). Bogota.
- Carrillo, J. (2007). Dyna, Año 75, Nro. 155, pp. 91-102. Medellín, Julio de 2008. ISSN 0012-7353 Evaluacion de la vulnerabilidad sismica de estructuras utilizando un diseño por desempeño . *Universidad Nueva Granada*, 101.
- Casa Mayor Rios, M. L., & Vasques Mendocilla, R. A. (2020). *Diseño estructural basado en desempeño sismico mediante el analisis estatico no lineal "pushover" de la institucion educativa virgen de la natividad, Carabamba-Julcan*. Trujillo-Peru.
- Commission, S. s. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*.
- Construccion, d. d. (19 de Abril de 2021). *Definiciones y traducciones*.
- De la Hoz Gomez, E. D., & Rico Ordoñez, A. M. (2015). *Relacion entre el diseño del edificio E-SURA de Barranquilla con el desempeño esperado por la norma NSR-10*. Barranquilla.
- Diaz , L., & Santos, D. (2013). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cuatro pisos diseñado con el Reglamento Nacional de Edificaciones y aceptando una deriva máxima de 1%*. Lima.
- Don, H. Y., Guo, P. L., Ting, H. Y., & Hong, N. L. (30 de 2016). *Elsevierei*. Obtenido de <https://www.elsevier.es/es>
- Duarte Bonilla, C. E., Martinez Chavarria, M. E., & Santamaria Diaz, J. J. (2017). *Analisis estatico no lineal (pushover) del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la universidad de el salvador*. Salvador.
- Egozcue, J., Simarro, G., & Diez, P. (1997). Vulnerabilidad sismica y toma de decisiones. *Revista Internacional de Ingenieria de estructuras*, 35-38.

- El Tiempo. (06 de Noviembre de 2010). La propuesta ‘Diseño sísmico por desempeño de viviendas de interés social (VIS), construidas con muros de concreto’ fue exaltada en los recientes premios ECiencia, organizados por la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. *Modelo para VIS sismorresistentes*, pág. 1.
- Eriban Barrandas, H. J. (2008). *Método simplificado de evaluación sísmica del desempeño estructural de puentes de concreto reforzado basado en desplazamientos*". Mexico.
- Exploraciones, G. (s.f.). *Ingenieria sismica aplicada a la ingenieria*. Obtenido de <https://geofisicaexploraciones.com/ingenieria-sismica-aplicada-a-la-ingenieria/>
- FEMA. (2000). Action plan For Performance Based Seismic Desing. Washington D.C.
- FEMA 222A. (1995). *Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings NEHRP*. Washigton, D.c.
- FEMA 273. (1997). *(NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings)*. Washington, D.C.
- FEMA 274. (1997). *Nerhrp commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington D.C.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washintong D.C.
- FEMA 440. (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Washinton D.C.
- FEMA, 2. (1997). *Espectros de punto de fluencia para diseño y rehabilitacion sismico*. San Diego- California.
- Freeman, S. A., Nicoletti, J. P., & Tyrell, J. V. (1975). *Evaluation of existing buildings for seismic risk- A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton,*. Washington.
- Garcia Afanador, N. (2008). *Evaluacion del nivel de desempeño de los hospitales diseñados bajo la NSR-98*. Bogota.
- Gonzales Torres, C. A. (2017). *Analisis Estatico no Lineal (Pushover) de Estructura Aporticada de Hormigon Armado con Diferentes Grados de Ductilidad. Aplicando la Norma Sismorresistente Colombiana 2010 (NSR-10)*. Valledupar-Cesar.
- Hernandez Sampieri, R., Collado Fernandez, C., & Lucio Baptista, P. (2014). *Metodologia de la investigacion 6ª edicion*. Mexico.
- Herrera Sanchez, J. C., & Loren , M. H. (2008). *Evlucion de la vulnerabilidad sismica en edificaciones aporticadas de hormigon reforzado entre 3 y 8 pisos en a zona 2 de la ciudad de bucaramanga*. Bucaramanga.

- Javi. (2011). El gran terremoto de Kobe. *Japon Secreto*, 1-15.
- Ledesma Bastidas, L. Y., & Martinez Monroy, L. V. (2018). *Evaluacion por desempeño del diseño estructural de viviendas en estado de vulnerabilidad alta en la ciudad de Bogota- caso de estudio localidades de: Bosa, Ciudad Bolivar, San cristobal y Usme*. Bogota .
- Lopez Levi, L., & Toscana Aparicio, A. (2016). Vulnerabilidad en Tlatelolco a tres decadas de los sismos de 1985. *Scielo*, 1-32.
- Mander, J. B. (1988). *Theoretical Stress-Strain Model For Confined Concrete*.
- Marin, J. (1971). *Comportamiento del Concreto Armado en Flexocompresion*, Publicaciones de la Facultad de Ingenieria. Venezuela.
- Ministerio de ambiente, V. y. (2010). *A.1.3-Procedimiento de diseño y construccion de edificaciones ,de acuerdo con el reglamento*. Bogota.
- Ministerio de ambiente, v. y. (2010). *Tabla A.1.3-1 " procedimiento de diseño estructural para edificaciones nuevas y existentes*. Bogota.
- Mohd, Z., & Keshav K., S. (2016). Review on Recent developments in the performance- based seismic design of reinforced concrete structures. *Elsevierei*.
- Salcedo, Y. H. (2017). *Desempeño sismico por el metodo push-over de un edificio construido en la ciudad de barranquilla bajo la norma NSR-10*. Barranquilla.
- Sanchez Aguilar, M. A. (2010). *Diseño sismico basado en desempeño para una edificacion esencial*. Monterrey.N.L.
- Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings(ATC- 40). (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California.
- Slebi Acevedo, C. J., & Vargas Pardo, D. F. (2014). *Analisis y aplicacion del metodo estatico no lineal en columnas reforzadas con disipacion especial de energia*. Bucaramanga.
- Tsopelas, P., Constantinou, M. C., Kircher, C. A., & Whittaker, A. S. (1997). Evaluation of simplified methods of analysis for yielding structures. *Technical Report Nceer*, 1-8.
- Ugel Garrido, R. D., Herrera Gonzalez, R. I., Perez Colmenares, S. D., & Lopez Machado, L. J. (2016). *Revision Parametrica del Comportamiento Sismo-Resistente de Edificios de Acero de Gran Altura con Diferentes Congiguraciones de Rigidizadores Laterales*. Venezuela .
- Yang, L., Iman, H., & Alec, M. M. (6 de Noviembre de 2015). *Elservier*. Obtenido de www.elsevier.com/locate/engstruct
- Zerpa, J., Bazzano, B., & Perez, J. (2017). *Introduccion al Analisis No Lineal de Estructuras*. Montevideo, Uruguay.

Anexos

Anexo 1. Procedimiento Estático Lineal (M.F.H.E).

Anexo 2. Procedimiento Estático No Lineal (Pushover).

Anexo 3. Memoria de cálculo viga entrepiso Eje 2.

Anexo 4. Licencia de prueba ETABS v.19.1