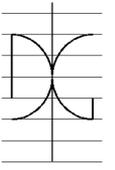




UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Dpto. de Ingeniería de la Construcción y de
Proyectos de Ingeniería Civil

Estudio comparativo de la ductilidad de diseño entre el
Eurocódigo 8 (EC-8) y la Norma Ecuatoriana de la
Construcción (NEC-15)

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería del Hormigón

AUTOR/A: Ibarra Ordóñez, Jose David

Tutor/a: Hospitaler Pérez, Antonio

CURSO ACADÉMICO: 2023/2024



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



DEPARTAMENTO
DE INGENIERÍA DE
LA CONSTRUCCIÓN
Y DE PROYECTOS DE
INGENIERÍA CIVIL

MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA DEL HORMIGÓN

TRABAJO FIN DE MÁSTER CURSO ACADÉMICO 2023/2024

**Estudio comparativo de la ductilidad de diseño entre
el Eurocódigo 8 (EC-8) y la Norma Ecuatoriana de la
Construcción (NEC-15)**

Autor/a: José David Ibarra Ordoñez

Tutor/a: Antonio Hospitaler Pérez

Valencia, diciembre de 2023

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN Y

PROYECTOS DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Índice de Contenido

Resumen	1-10
Abstract	1-11
Capítulo 1 Introducción	1-12
1.1. Introducción	1-12
1.2. Objetivos de TFM	1-14
1.3. Estructura.....	1-15
Capítulo 2 - Estado del Arte	2-16
2.1. Introducción	2-16
2.2. Normativa	2-16
2.2.1. Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15)	2-16
2.2.1.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z.....	2-18
2.2.1.2. Curvas de peligro sísmico.....	2-20
2.2.1.3. Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico.....	2-21
2.2.1.4. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s	2-23
2.2.1.5. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.	2-26
2.2.1.6. Metodología del diseño sismorresistente	2-27
2.2.2. Eurocódigo-8	2-31
2.2.2.1. Identificación de los tipos de terreno.....	2-33
2.2.2.2. Acción sísmica	2-34
2.2.2.3. Espectro de respuesta elástica horizontal	2-34
2.3. Análisis estático no lineal (PUSHOVER).	2-42
2.3.1. Metodología por desempeño	2-45
2.4. Software CYPECAD	2-47
2.5. Software ETABS.....	2-48
2.6. Método de coeficiente ASCE 41-13.....	2-49
2.7. Método de coeficiente FEMA 440	2-50
2.8. Comportamiento de un edificio o estructura	2-51
Capítulo 3 – Materiales y metodología	3-53

3.1. Materiales	3-53
3.1.1. Definición geométrica de la estructura	3-53
3.1.1.1. Forjados.	3-55
3.1.1.2. Vigas.....	3-56
3.1.1.3. Columnas	3-57
3.1.2. Definición de los materiales de la estructura.....	3-59
3.1.3. Definición de la estructura en CYPECAD	3-60
3.1.3.1. Datos generales.	3-60
3.1.3.2. Consideraciones de cargas aplicadas en los forjados.	3-66
3.1.3.3. Combinaciones utilizadas.	3-66
3.2. Metodología.....	3-68
3.2.1. Modelado de la estructura en el Software ETABS	3-68
3.2.1.1. Definición de los materiales y las secciones.....	3-70
3.2.1.2. Definición del espectro de respuesta.	3-75
3.2.1.3. Definición de los patrones, casos de carga y combinaciones.	3-76
3.2.1.4. Casos de cargas lineales y no lineales, definiciones de rotulas y análisis	3-86
Capítulo 4 – Resultados y discusión.....	4-89
4.1. Realizar el análisis sismorresistente de una edificación de diez niveles apoticado de hormigón armado en CYPECAD, empleando el Eurocódigo-8 y la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción).....	4-89
4.1.1. Respuesta de la estructura según el Eurocódigo-8	4-89
4.1.1.1. Comprobaciones por Estado Límite Último.	4-90
4.1.1.2. Participación de masas en la estructura.	4-91
4.1.1.3. Desplomes locales máximas de los pilares por cada forjado.....	4-92
4.1.2. Respuesta de la estructura ante sismo Según NEC-SD-DS 2015.....	4-93
4.1.2.1. Comprobaciones por Estado Límite Último.	4-94
4.1.2.2. Desplomes locales máximas de los pilares por cada forjado.....	4-95
4.1.2.3. Deriva total máxima de los pilares por la altura total del edificio. ..	4-95
4.1.2.4. Participación de masas en la estructura.	4-96

4.2. Efectuar un análisis estático no lineal mediante la técnica PUSHOVER a las estructuras anteriormente diseñadas, empleando el software ETABS	4-97
4.2.1. Resultados del modelamiento aplicando la normativa del EUROCODIGO-8	4-97
4.2.1.1. Curva de Capacidad.....	4-97
4.2.1.2. Representación de la curva bilineal y el punto de desempeño.....	4-98
4.2.1.2.1. Método de los coeficientes (ASCE 41-13).....	4-98
4.2.1.3. Nivel de desempeño.	4-100
4.2.1.4. Método del espectro (FEMA-440).	4-106
4.2.1.5. Ductilidad de la estructura empleando los sismos servicio, diseño y máximo.	4-108
4.2.2. Resultados del modelamiento aplicando la normativa de la construcción ecuatoriana NEC-15	4-109
4.2.2.1. Curva de Capacidad.....	4-109
4.2.2.2. Representación de la curva bilineal y el punto de desempeño.....	4-110
4.2.2.2.1. Método de los coeficientes (ASCE 41-13).....	4-110
4.2.2.3. Nivel de desempeño.	4-113
4.2.2.4. Método del espectro (FEMA-440).	4-118
4.2.2.5. Ductilidad de la estructura empleando los sismos servicio, diseño y máximo.	4-120
4.3. Analizar y comparar los resultados obtenidos del desempeño sísmico de las normativas utilizadas	4-121
4.3.1. Comparación de los puntos de desempeño	4-121
4.3.2. Comparación de los niveles de servicio	4-122
4.3.3. Comparación de las ductilidades	4-123
4.3.4. Rotulas plásticas	4-123
Capítulo 5 Conclusiones	5-125
5.1. Conclusiones	5-125
Referencias bibliográficas	5-127

Índice de Figuras

Figura 1 Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de factor de zona Z, Ecuador.	2-19
Figura 2 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	2-26
Figura 3	2-31
Figura 4 Forma del espectro de respuesta elástica	2-36
Figura 5 Espectro recomendado de respuesta elástica tipo 1 (a) y tipo 2 (b) para tipos de terreno A a E (5% de amortiguamiento).	2-37
Figura 6 Curva de Capacidad.....	2-44
Figura 7 Vista en planta de la estructura	3-54
Figura 8 Vista en elevación de la edificación	3-54
Figura 9 Detalle del forjado	3-56
Figura 11 Secciones de las vigas utilizadas y su ubicación en planta	3-57
Figura 12 Columnas esquineras y medianeras (b) Columnas centrales	3-58
Figura 13 Secciones de los tipos de columnas utilizados y su ubicación en planta.....	3-58
Figura 14 Datos generales del proyecto con la NEC-15 -Eurocódigo-8	3-60
Figura 15 Detalle en elevación de la estructura Fuente: CYPECAD	3-60
Figura 16	3-61
Figura 17 Espectro de cálculo según la NEC-SD-DS 2015.....	3-61
Figura 18 Datos para la introducción de la acción sísmica según el Eurocódigo-8	3-62
Figura 19 Espectro de cálculo según el Eurocódigo-8	3-63
Figura 20 Selección del sistema métrico y normativas para los materiales.....	3-68
Figura 21 Espaciamiento en planta y altura del pórtico	3-69
Figura 22 Vista en elevación del pórtico de estudio.....	3-69
Figura 23 Ingreso de los materiales. Tipo de hormigón (a) Tipo de acero de refuerzo (b).....	3-70
Figura 24 Definición de propiedades no lineales para el acero de refuerzo	3-71
Figura 25 Definición de propiedades no lineales para el hormigón de 280 Kg/cm ²	3-72
Figura 26 Definición de las secciones (a) Columnas (b) Vigas	3-73

Figura 27	Asignación de factores de agrietamientos en columnas (a), Vigas (b)...	3-73
Figura 28	Armado en columna (a) Armado en vigas (b).....	3-74
Figura 29	Función del espectro de respuesta (a) R1	3-76
Figura 30	Patrones de carga existentes en el diseño	3-77
Figura 31	Casos de carga (a) Casos de carga para el diseño (b) Creación del caso de carga correspondiente al sismo	3-78
Figura 32	Cargas distribuidas asignadas (a) Peso propio (b) Carga muerta (c) Carga viva (d) Carga lateral.....	3-80
Figura 33	Criterio de asignación de datos para las rótulas en columnas	3-82
Figura 34	Asignación de rótulas en los extremos	3-82
Figura 35	Criterio de asignación de datos para las rótulas en columnas	3-83
Figura 36	Asignación de rótulas en los extremos	3-83
Figura 37	Vista en alzado de las rótulas plásticas	3-84
Figura 38	Restricciones del pórtico.....	3-85
Figura 39	Pórtico con columnas y vigas con brazos rígidos y empotramiento asignados	3-85
Figura 40	Asignación del caso de carga gravitacional no lineal.....	3-86
Figura 41	Casos de carga no lineales (a) Pushover fuerza (b) Pushover modo 1 ...	3-87
Figura 42	Asignación de control de desplazamiento (a) Pushover fuerza (b) Pushover modo 1	3-88
Figura 43	Armadura del pilar de 60x60 cm, basado en la normativa Eurocódigo-2 ..	4-89
Figura 44	Armadura del pilar de 70x70 cm, basado en la normativa Eurocódigo-2 ..	4-90
Figura 45	Comprobaciones E.L.U del pilar B1 según el Eurocódigo-8.....	4-90
Figura 46	Participación de masas en la estructura	4-91
Figura 47	Desplome locales máximas de los pilares por cada forjado.....	4-92
Figura 48	Desplome entre piso	4-92
Figura 49	Armadura del pilar de 60x60 cm, basado en la normativa NEC	4-93
Figura 50	Armadura del pilar de 70x70 cm, basado en la normativa Eurocódigo-2 ..	4-94
Figura 51	Curva de Capacidad.....	4-97

Figura 52 Comportamiento de la respuesta del edificio frente a un sismo de servicio	4-98
Figura 53 Comportamiento de la respuesta del edificio frente a un sismo de diseño .4-99	
Figura 54 Comportamiento de la respuesta del edificio frente a un sismo máximo ...4-100	
Figura 55 Nivel de desempeño para un sismo de servicio.....	4-101
Figura 56 Nivel de desempeño para un sismo de diseño.....	4-103
Figura 57 Nivel de desempeño para un sismo máximo	4-105
Figura 58 Punto de desempeño – Sismo de Servicio “FEMA-440”	4-107
Figura 59 Punto de desempeño – Sismo de Diseño “FEMA-440”	4-107
Figura 60 Punto de desempeño – Sismo Máximo “FEMA-440”.....	4-108
Figura 61 Curva de Capacidad.....	4-110
Figura 62 Comportamiento de la respuesta del edificio frente a un sismo de servicio	4-111
Figura 63 Comportamiento de la respuesta del edificio frente a un sismo de diseño .4-112	
Figura 64 Comportamiento de la respuesta del edificio frente a un sismo máximo ...4-112	
Figura 65 Nivel de desempeño para un sismo de servicio.....	4-113
Figura 66 Nivel de desempeño para un sismo de diseño.....	4-115
Figura 67 Nivel de desempeño para un sismo máximo	4-117
Figura 68 Nivel de desempeño para un sismo máximo	4-117
Figura 69 Punto de desempeño – Sismo de Servicio “FEMA-440”	4-119
Figura 70 Punto de desempeño – Sismo de Diseño “FEMA-440”	4-119
Figura 71 Punto de desempeño – Sismo Máximo “FEMA-440”.....	4-120
Figura 72 Rotulas plásticas en pórticos	4-124

Índice de Tablas

Tabla 1 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.	2-19
Tabla 2 Clasificación de los perfiles de suelo	2-22
Tabla 3 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.....	2-24
Tabla 4 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd	2-25
Tabla 5 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs .	2-25
Tabla 6 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	2-27
Tabla 7 Valores de máximos ΔM , expresados como fracción de la altura de piso .	2-29
Tabla 8 Tipos de terreno	2-33
Tabla 9 Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica tipo 1 recomendado.....	2-36
Tabla 10 Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica tipo 2 recomendado.....	2-37
Tabla 11 Cuadro comparativo	2-38
Tabla 12 Ventajas y desventajas de NEC-15 y Eurocódigo-8	2-40
Tabla 13 Características de los materiales utilizados	3-59
Tabla 14 Parámetros para la definición del espectro de diseño	3-63
Tabla 15 Aceleración espectral y condiciones	3-64
Tabla 16 Cargas consideradas para ambos modelos	3-66
Tabla 17 Combinaciones utilizadas con la normativa NEC-SD-DS 2015	3-66
Tabla 18 Combinaciones utilizadas con la normativa Eurocódigo-2	3-67
Tabla 19 Consecuencias de la regularidad estructural en el análisis y cálculo sismorresistente.....	3-67
Tabla 20 Cuantías de armado en cm ² en vigas obtenidas con la normativa EC-8..	3-75
Tabla 21 Coeficientes para combinaciones.....	3-78
Tabla 22	3-79
Tabla 23 Desplome total máxima de los pilares por la altura total del edificio	4-93
Tabla 24 Comprobaciones por Estado Límite Último del pilar B1	4-94
Tabla 25 Desplomes locales máximas de los pilares por cada forjado.....	4-95
Tabla 26 Desplome total máximo de los pilares por la altura total del edificio	4-95

Tabla 27	Participación de masas en la estructura.....	4-96
Tabla 28	Nivel de desempeño para un sismo de servicio	4-101
Tabla 29	Nivel de desempeño para un sismo de diseño	4-103
Tabla 30	Nivel de desempeño para un sismo máximo	4-105
Tabla 31	Clasificación de la demanda de ductilidad de los componentes	4-108
Tabla 32	Demanda de ductilidad con los diferentes sismos evaluados	4-109
Tabla 33	Nivel de desempeño para un sismo de servicio	4-114
Tabla 34	Nivel de desempeño para un sismo de diseño	4-116
Tabla 35	Clasificación de la demanda de ductilidad de los componentes	4-120
Tabla 36	Demanda de ductilidad con los diferentes sismos evaluados	4-121
Tabla 37	Diferencia de desplazamiento de los puntos de desempeño	4-122
Tabla 38	Diferencia de los niveles de desempeño.....	4-122
Tabla 39	Comparativa de las clasificaciones de ductilidad	4-123

Resumen

El territorio ecuatoriano se encuentra en el Cinturón de Fuego del Pacífico, por lo cual su actividad sísmica es alta, lo que causa estar en constante riesgo de desastres naturales como son los terremotos, por ende el presente proyecto de investigación, ha contribuido en gran medida no solo a comprender el proceso de cómo se desarrollan estos eventos, sino también a la trascendencia de las normativas citadas en las construcciones, dado que su utilidad no está concebida únicamente para sostener la edificación en sí, sino para salvaguardar el bienestar de quienes la cohabitan. El objetivo de este estudio es Comparar el desempeño por ductilidad de un edificio tipo con la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 y el Eurocódigo-8. Para lograr este objetivo, se trabajó con una edificación de uso residencial, ubicada en la zona costera del Ecuador, exclusivamente en la ciudad de Manta, la cual está compuesta por 10 plantas distribuida por 4 columnas en el eje “x” y 4 columnas en el eje “y” con una separación de 6 metros entre ejes de columnas en ambos sentidos, además se hizo uso de un proceso de la modelación de la estructura para el análisis estático no lineal (PUSHOVER) tanto con la normativa NEC-15 y el EC-8. Los hallazgos de esta investigación ofrecen perspectivas valiosas para los profesionales del diseño estructural. Permiten una elección informada entre diversas normativas de diseño sísmico, asegurando que las estructuras cumplan con los estándares de ductilidad necesarios para soportar cargas sísmicas. Este enfoque flexible facilita la adaptación a diferentes marcos regulatorios y prácticas de ingeniería, en lugar de limitarse a un conjunto específico de normas.

Palabras clave: Eurocódigo-8, deformación, diseño sísmico, ductilidad, terremoto.

Abstract

The Ecuadorian territory is located in the Pacific Ring of Fire, so its seismic activity is high, which causes constant risk of natural disasters such as earthquakes, therefore this research project has contributed greatly not only to understand the process of how these events develop, but also the importance of these regulations in construction, since its usefulness is not only designed to support the building itself, but to safeguard the welfare of those who cohabit it. The objective of this study is to compare the ductility performance of a typical building with the Ecuadorian Construction Standard NEC-15 and Eurocode-8. To achieve this objective, we worked with a residential building, located in the coastal area of Ecuador, exclusively in the city of Manta, which is composed of 10 floors distributed by 4 columns in the "x" axis and 4 columns in the "y" axis with a separation of 6 meters between column axes in both directions, in addition we made use of a process of modeling the structure for nonlinear static analysis (PUSHOVER) with both the NEC-15 and the EC-8. The findings of this research offer valuable insights for structural design professionals. They allow an informed choice among various seismic design regulations, ensuring that structures meet the ductility standards necessary to withstand seismic loads. This flexible approach facilitates adaptation to different regulatory frameworks and engineering practices, rather than being limited to a specific set of standards.

Key words: Eurocode-8, deformation, seismic design, ductility, earthquake.

Capítulo 1 Introducción

1.1. Introducción

El territorio ecuatoriano está ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, y debido a esto su actividad sísmica es alta, lo que provoca estar en constante riesgo de desastres naturales como son los terremotos. Como indican Quinde y Reinoso (2016), a causa de los terremotos efectuados, ha sido posible evidenciar los inconvenientes relacionados al diseño sísmorresistente de construcciones en el país, debido a que antes del evento del 16A no se le prestaba la atención debida y tampoco existía el cumplimiento íntegro de las normativas existentes. Situación que se vio reflejada en el 2016 cuando la mayoría de construcciones del epicentro de dicho terremoto, colapsaron, provocando tanto pérdidas materiales como humanas.

La fundamentación teórica del trabajo desarrollado, ha contribuido en gran medida no solo a entender el proceso en cómo se desarrollan estos eventos, sino también a la trascendencia de las normativas citadas en las construcciones, ya que su utilidad no está concebida únicamente para sostener la edificación en sí, sino para salvaguardar el bienestar de quienes la cohabitan. Cabe mencionar, que dichas normativas aportan en gran medida al funcionamiento interno de la construcción, así mismo no solo son utilizadas para bienes de uso común, sino también en vías públicas, proyectos arquitectónicos, y de igual manera, dicho conjunto de normas indica las licencias y autorizaciones que deben solicitarse para llevar a cabo la obra en particular que vaya a desarrollarse.

En la presente investigación, se realizó la comparación de las normativas en cuestión, como son la NEC (2015); el conjunto de normas de la construcción utilizada en el territorio

Ecuatoriano; y el Eurocódigo-8, la normativa establecida para las construcciones en la Unión Europea. Ambas normativas proporcionan los lineamientos de los procesos de construcción, estableciendo los requisitos intrínsecos para desarrollar obras, y así mismo para mantenerlas o modificarlas de ser el caso. No obstante, es importante mencionar que comparar normativas a nivel internacional proporciona comprender las consideraciones observadas dependiendo de las condiciones del suelo en el que se ejecute una obra particular de construcción.

1.2. Objetivos de TFM

Los objetivos por cumplir a través del desarrollo del siguiente proyecto se describen a continuación:

a) Objetivo General

Comparar el desempeño por ductilidad de un edificio tipo con la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 y el Eurocódigo-8.

b) Objetivos Específicos

Para cumplir con el objetivo general se plantean los siguientes objetivos específicos:

- Realizar el análisis sismorresistente de una edificación de diez niveles aparcado en hormigón armado CYPECAD, empleando el Eurocódigo 8 y la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción).
- Efectuar un análisis estático no lineal mediante la técnica PUSHOVER a las estructuras anteriormente diseñadas, empleando el software ETABS.
- Analizar y comparar los resultados obtenidos del desempeño sísmico de las normativas utilizadas.

1.3. Estructura

El presente TFM se encuentra dividido en 5 capítulos que siguen la siguiente estructura:

- **Capítulo 1:** corresponde a la parte introductoria del TFM, indicando los antecedentes y objetivos que se desarrollan en el estudio.
- **Capítulo 2:** es el desarrollo del estado del arte, todo lo correspondiente a diseño sísmico y el análisis de investigaciones donde se trata el tema de ductilidad, análisis Pushover.
- **Capítulo 3:** describe la fase experimental y la metodología correspondiente para evaluar la edificación con las diferentes normativas. Se describe la metodología utilizada, las normativas correspondientes, los programas utilizados y los tipos de resultados a obtener.
- **Capítulo 4:** se compone de dos partes, la presentación de los resultados y la discusión de estos.
- **Capítulo 5:** se describen las conclusiones del TFM dando cumplimiento con los objetivos y por último el planteamiento de futuras líneas de investigación para dar continuidad al presente trabajo.

Capítulo 2 - Estado del Arte

2.1. Introducción

En el presente capítulo, se abarca gran cantidad de información correspondiente a diseño sísmico y el análisis de investigaciones, donde se desarrollan los temas de ductilidad y análisis Pushover. Para ello, ha sido referenciada la NEC (2015), la cual es una normativa que se encarga de regular la construcción de edificios y estructuras en el territorio ecuatoriano, por medio de ella son establecidos los requisitos mínimos de seguridad, salud, durabilidad y sostenibilidad. A su vez, para el desarrollo del TFM, ha sido referenciado el Eurocódigo-8.

Los temas abordados en este capítulo, están desarrollados por medio del análisis de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), donde se explica la Zonificación sísmica y factor de zona Z, las curvas de peligro sísmico, los tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico, los coeficientes de perfil de suelo, y el espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones. De igual manera, fue analizado el Eurocódigo-8, en el cual se identificaron los tipos de terreno, la acción sísmica, y el espectro de respuesta elástica horizontal. No obstante, fue determinado el análisis estático no lineal (PUSHOVER) con la metodología por desempeño; software CYPECAD, software ETABS, método de coeficiente ASCE 41-13, método de coeficiente FEMA 440, por último, el comportamiento de un edificio o estructura.

2.2. Normativa

2.2.1. Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15)

Siendo Ecuador localizado en una zona calificada de alto riesgo sísmico, el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda lleva a cabo un proceso de actualización de la normativa vigente desde el 2001. La normativa cambia, actualizándose y mejorando los procesos

constructivos en función de los avances tecnológicos existentes, de esta forma se publica oficialmente el 10 de enero del 2015 la nueva normativa, llamándose “Norma Ecuatoriana de la Construcción” y sus 8 subcapítulos que la conforman. Ante esto, el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (s.f) establece que “las Normas Ecuatorianas de Construcción se basan en el establecimiento de requerimientos y metodologías que se deben aplicar en el diseño sismo resistente de edificios principalmente, y, en segundo lugar, a otras estructuras; complementadas con normas extranjeras reconocidas.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) es un conjunto de normas técnicas desarrolladas por el Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN) para regular la construcción de edificios y estructuras en Ecuador. La NEC-15 se aplica a todas las etapas del proceso de construcción, desde el diseño hasta la operación y mantenimiento. Además, la NEC-15 establece los requisitos mínimos de seguridad, salud, accesibilidad, durabilidad y sostenibilidad que deben cumplir las construcciones en Ecuador.

La NEC-15 consta de varios capítulos que abordan temas como cimientos, estructuras de concreto armado, estructuras metálicas, albañilería, techos y cubiertas, instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias, entre otros. También incluye disposiciones para la protección contra incendios, terremotos y otros desastres naturales. Es importante destacar que la NEC-15 es obligatoria para todas las construcciones en Ecuador, tanto públicas como privadas, y su cumplimiento es supervisado por el Instituto Ecuatoriano de Seguridad Social (IESS), el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI) y otras instituciones gubernamentales. En concordancia con la NEC (2015), entre los criterios que considera la normativa para el estudio sísmico se encuentran:

- La zona sísmica del Ecuador donde se va a construir la estructura: el factor de zona Z correspondiente y las curvas de peligro sísmico.

- Las características del sueño del sitio de emplazamiento.
- El tipo de uso, destino e importancia de la estructura (coeficiente de importancia I)
- Para estructuras de uso normal se diseña para una resistencia que pueda soportar los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, considerando la respuesta inelástica, la redundancia, la sobre resistencia estructural inherente y la ductilidad de la estructura.
- La resistencia mínima de diseño para todas las estructuras deberá basarse en las fuerzas sísmicas de diseño establecidas como: nivel de desempeño sísmico, tipo de sistema y configuración estructural a utilizarse. (p.26)

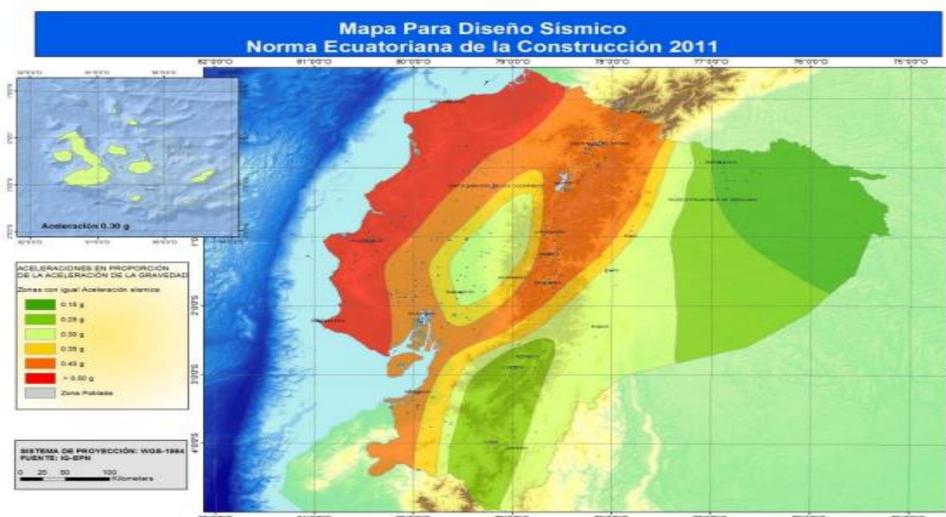
2.2.1.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z.

En Ecuador, la zonificación sísmica está regulada por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) y se divide en seis zonas, desde la zona 0 hasta la zona 5, siendo la zona 0 la de menor riesgo sísmico y la zona 5 la de mayor riesgo sísmico. El factor de zona Z es un parámetro que se utiliza en el diseño de estructuras para tener en cuenta la zonificación sísmica. El factor de zona Z representa el nivel de peligrosidad sísmica de la zona donde se va a construir la estructura y se utiliza para determinar las cargas sísmicas que se deben aplicar en el diseño. Por otro lado, el Instituto Ecuatoriano de Normalización (2001) plantea que:

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las cuatro zonas sísmicas del Ecuador, de acuerdo con la definición de zonas de la Figura 1. Una vez identificada la zona sísmica correspondiente, se adoptará el valor del factor de zona Z, según la tabla 1. El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. (p.16)

Figura 1

Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de factor de zona Z, Ecuador.



Nota. Información adaptada de NEC-SE-DS (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

El mapa zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. Se muestra en la Tabla 1 valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Tabla 1

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Nota. Información adaptada de NEC-SE-DS (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia y el litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta. Es importante tener en cuenta la zonificación sísmica y el factor de zona Z en el diseño y construcción de estructuras en Ecuador, ya que esto permite garantizar la seguridad de las personas y reducir el riesgo de daños en caso de terremotos.

2.2.1.2. Curvas de peligro sísmico.

De acuerdo Cunalata y Caiza (2022), en Ecuador las curvas de peligro sísmico son un elemento importante en la zonificación sísmica, ya que permiten determinar el nivel de riesgo sísmico de cada zona y, por lo tanto, la zona en la que se debe clasificar en la zonificación sísmica. Las curvas de peligro sísmico se construyen a partir de la frecuencia de ocurrencia de terremotos de diferentes magnitudes en la zona de estudio, y se expresan en términos de la probabilidad de que ocurra un terremoto de cierta magnitud en un determinado período de tiempo.

Con lo antes expuesto se deduce que las curvas de peligro sísmico son una herramienta útil para el diseño y construcción de estructuras, ya que permiten determinar las cargas sísmicas que se deben aplicar en el diseño, así como la resistencia sísmica necesaria de las estructuras para garantizar la seguridad de las personas y minimizar los daños en caso de terremoto.

Para definir los diferentes niveles de aceleración sísmica esperada en roca, se proporcionan en las curvas de peligro sísmico probabilista para cada capital de provincia, en donde se relaciona el valor de la aceleración sísmica esperada en roca (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia. El periodo de retorno correspondiente es el inverso de la probabilidad anual de excedencia. (NEC, 2015, p.28).

2.2.1.3. Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico.

El suelo puede amplificar las ondas sísmicas, lo que puede llevar a una mayor aceleración, velocidad y desplazamiento de la estructura. Además, algunos tipos de suelo pueden sufrir licuefacción durante un terremoto, lo que puede reducir significativamente su capacidad de soporte. Por tanto, es importante tener en cuenta el perfil de suelo al diseñar una estructura sísmicamente resistente. Los ingenieros deben analizar el perfil de suelo y determinar sus propiedades, como la densidad, la rigidez, la capacidad de soporte y la susceptibilidad a la licuefacción, lo cual permitirá a los ingenieros modelar con mayor precisión la respuesta sísmica de la estructura y diseñar medidas de mitigación adecuadas, como la selección de una cimentación apropiada o el uso de técnicas de refuerzo sísmico.

Para Quispillo (2022), los perfiles de suelos son una parte importante del diseño sísmico de estructuras, ya que el tipo de suelo puede influir significativamente en la respuesta de la estructura ante un terremoto. A continuación, se describen algunos de los tipos de perfiles de suelos que se consideran en el diseño sísmico:

1. Suelo rocoso: Este tipo de suelo se caracteriza por tener una alta resistencia y rigidez. En general, las estructuras construidas sobre suelos rocosos tienen una menor amplificación de las ondas sísmicas y, por lo tanto, son menos susceptibles a sufrir daños durante un terremoto.
2. Suelo arenoso: Los suelos arenosos tienen una baja capacidad de soporte y pueden sufrir licuefacción durante un terremoto. Esto puede llevar a la pérdida de estabilidad de las estructuras construidas sobre este tipo de suelo.
3. Suelo arcilloso: Los suelos arcillosos tienen una capacidad de soporte moderada, pero pueden sufrir deformaciones significativas durante un terremoto. Las estructuras

construidas sobre suelos arcillosos pueden sufrir daños debido a la amplificación de las ondas sísmicas.

4. Suelo limoso: Los suelos limosos tienen una baja capacidad de soporte y pueden sufrir licuefacción durante un terremoto, al igual que los suelos arenosos.
5. Suelo mixto: Los perfiles de suelos mixtos son aquellos que contienen capas de diferentes tipos de suelos. Estos perfiles pueden presentar una respuesta sísmica compleja y pueden requerir un análisis detallado para determinar su comportamiento ante un terremoto.

Así, en la NEC (2015), se definen 6 tipos de perfiles de suelo presentados en la Tabla

2. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E.

Tabla 2

Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \frac{m}{s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	$1500 \frac{m}{s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	$360 \frac{m}{s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ KPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante	$V_s < 180 \text{ m/s}$

	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ KPa}$
	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1- Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
F	F2- Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3- Arcillas de muy alta plasticidad (H>7.5m con índice de Plasticidad IP>75)	
	F4- Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H>30m)	
	F5- Suelos con contrastes de impedancia a ocurrimiento dentro de los primeros 30m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte	
	F6- Rellenos colocados sin control ingenieril	

Nota. Información adaptada de NEC-SE-DS (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

2.2.1.4. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s .

Según Suárez (2021), los coeficientes de perfil de suelo son factores utilizados en el diseño de estructuras para tener en cuenta el efecto del suelo en la carga que actúa sobre la estructura. Por tanto, los tres coeficientes principales son:

- Coeficiente de amplificación dinámica F_a : Este coeficiente tiene en cuenta la amplificación dinámica que se produce en el suelo durante un terremoto. El F_a se utiliza para aumentar la carga sísmica en función del tipo de suelo en el que se asienta la estructura. Los valores de F_a se determinan a partir de datos geotécnicos del sitio y se calculan en función de la respuesta de la velocidad del suelo.
- Coeficiente de reducción de resistencia F_d : Este coeficiente se utiliza para reducir la resistencia sísmica de la estructura en función de la calidad del suelo en el que se asienta. Los valores de F_d se determinan a partir de datos geotécnicos del sitio y se calculan en función de la resistencia y rigidez del suelo.

- Coeficiente de sitio F_s : Este coeficiente se utiliza para tener en cuenta el efecto del suelo en la amplificación de las ondas sísmicas. El F_s se utiliza para aumentar la carga sísmica en función de las características del suelo, como la velocidad de propagación de las ondas sísmicas, la densidad y la resistencia del suelo. Los valores de F_s se determinan a partir de mediciones de campo o datos geotécnicos del sitio.

Se presentan a continuación en la tabla 3 los valores de los coeficientes para el diseño sísmico dependiendo del tipo de perfil del subsuelo. En concordancia con la NEC (2015), la Tabla 3 muestra los valores del coeficiente F_a , la cual amplifica cada una de las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tabla 3

Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.15	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.4	1.25	1.25	1.2	1.18
D	1.6	1.6	1.3	1.3	1.2	1.12
E	1.8	1.8	1.25	1.25	1	0.85

Nota. Información adaptada de NEC-SE-DS (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

En la Tabla 4 se muestran los valores del coeficiente F_d que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tabla 4

Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.3	0.35	0.35	0.4	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Nota. Información adaptada de NEC-SE-DS (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

En la Tabla 5 se presentan los valores del coeficiente F_a , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tabla 5

Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.94	1.02	0.75	0.75	0.75
C	0.85	1.06	1.11	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.6	1.7	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.75	1.7	1.8	1.9	2

Nota. Información adoptada EC-SE-DS (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

2.2.1.5. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.

Para Guzmán (2019), el espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones es una herramienta utilizada en el diseño de estructuras para determinar las cargas sísmicas que deben soportar. Este espectro es una representación gráfica de las aceleraciones máximas esperadas en un terremoto en función del período natural de vibración de la estructura. Cabe mencionar, que el mismo se basa en datos sismológicos y se utiliza para establecer las fuerzas sísmicas que deben soportar las estructuras.

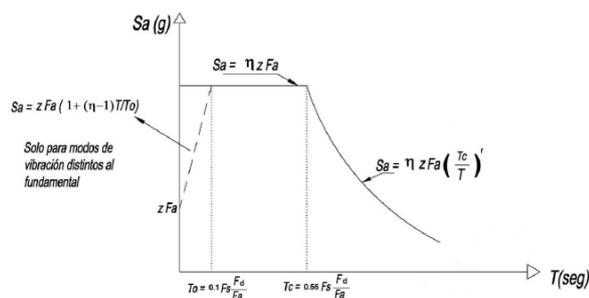
Además, la curva se construye a partir de datos sismológicos y se ajusta para tener en cuenta las características del suelo y la zona sísmica en la que se encuentra la estructura; por ello, la curva se utiliza para determinar las cargas sísmicas que deben soportar los diferentes componentes de la estructura.

De acuerdo con la NEC (2015), el espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, va en función de:

- El factor de zona sísmica Z .
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura.
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .

Figura 2

Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño



Nota. Información adoptada NEC-SE-DS (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

2.2.1.6. Metodología del diseño sismorresistente

En palabras de Fernández *et al.*, (2021), la metodología del diseño sismorresistente es un proceso sistemático utilizado para diseñar estructuras capaces de resistir las fuerzas sísmicas. Por tanto, es esencial para garantizar que las estructuras sean seguras y estables durante un terremoto, asimismo, es importante que se siga esta metodología en todas las etapas del proceso de diseño y construcción para garantizar la seguridad y el bienestar de las personas y las propiedades.

Al seguir esta metodología, se pueden diseñar y construir estructuras que sean capaces de resistir las fuerzas sísmicas y minimizar los daños y las lesiones. Por tal razón, este tipo de metodologías se basan en la aplicación de diferentes herramientas y técnicas de ingeniería para garantizar la estabilidad y la seguridad de la estructura.

La NEC (2015), clasifica a las estructuras a construirse en diferentes categorías establecidas en la tabla a continuación, que según la estructura a diseñar se optará por el coeficiente correspondiente.

Tabla 6

Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5

Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Nota. Información adoptada de EC-SE-DS (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

El factor de importancia I tiene como finalidad incrementar la demanda sísmica de diseño de las estructuras. Estas estructuras por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia de diseño.

La filosofía de diseño de la normativa permite comprobar el nivel de seguridad de vida. El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años.

La filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por la normativa, presente derivas de piso inferiores a las admisibles y pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mantenga la utilización de dispositivos de control sísmico.

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

Tabla 7

Valores de máximos ΔM , expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras	Máxima sin unidad
Hormigón armado, estructuras metálicas y madera	0.02
De mampostería	0.01

Nota. Información adaptada de EC-SE-DS (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

De acuerdo con la NEC (2015), el diseño sísmo resistente debe cumplir los siguientes 3 requisitos:

a. Seguridad de vida – condición de resistencia.

La seguridad de vida se refiere a la capacidad de una estructura para proteger a las personas que se encuentran dentro de ella en caso de una carga o evento adverso, como un terremoto o una tormenta. Mientras que, la condición de resistencia se refiere a la capacidad de una estructura para soportar cargas o eventos adversos sin sufrir fallas o daños irreparables.

En el contexto de las estructuras sismorresistentes, Zambrano *et al.*, (2022) argumenta que la seguridad de vida y la condición de resistencia son consideraciones clave, dado que el objetivo de una estructura sismorresistente es garantizar que las personas que se encuentran dentro de ella estén protegidas durante un terremoto, al tiempo que se minimiza el daño a la estructura. Para lograr esto, es necesario que la estructura tenga una alta seguridad de vida y una alta condición de resistencia. Con referencia a lo antes expuesto, en este requisito se verifica que las estructuras y su cimentación no rebasen ningún estado límite de falla.

b. Limitación de daños – deformaciones

Para Simbaña (2021), la limitación de daños y deformaciones en estructuras durante un sismo es un tema importante en el diseño y construcción de edificaciones sísmicamente

resistentes. Por tanto, la NEC (2015) estipula que la estructura presentará las derivas de piso, ante las fuerzas especificadas por la norma, inferiores a las admisibles descritas anteriormente.

$$\Delta_M < \Delta_M \text{ máxima}$$

Donde Δ_M es la deriva de piso máxima horizontal inelástico.

c. Ductilidad

Según García y Tapia (2019), la ductilidad se refiere a la capacidad de un material o estructura para deformarse plásticamente antes de fallar bajo carga, por ello, mide la capacidad de un material para estirarse o deformarse sin romperse. Cabe mencionar, que, en ingeniería, la ductilidad es una propiedad importante que se considera al diseñar estructuras que deben resistir cargas cíclicas o sismos.

Además, la ductilidad es particularmente importante para las estructuras sismorresistentes, ya que una estructura que se deforma plásticamente durante un terremoto puede disipar energía sísmica y reducir las cargas transmitidas a otros elementos de la estructura, lo cual puede reducir el riesgo de fallas catastróficas y aumentar la seguridad y la protección de las personas y los bienes.

Se puede disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad (verificar deformaciones plásticas) o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico. Cabe destacar, que la normativa NEC-SE-DS y NEC-SE-CG determina los efectos y en las NEC-SE-HA, NEC-SE-MP y NEC-SE-AC se determinan las resistencias y las deformaciones.

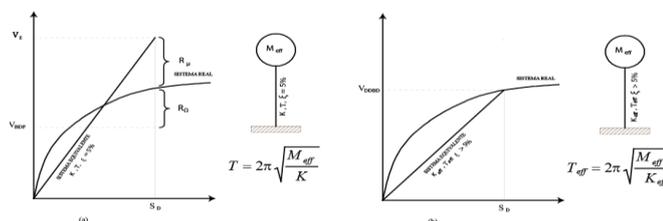
Para la determinación de las fuerzas sísmicas laterales, la normativa indica que una estructura puede ser calculada mediante procedimiento de obtención de fuerzas laterales, estáticas o dinámicas. Para las estructuras regulares tanto en planta como en elevación, se podrá aplicar procedimientos estáticos de determinación de fuerzas laterales.

Entre las metodologías de diseño sísmico propuestos se encuentran el Diseño Basado en Fuerza (DBF) que puede ser utilizado para cualquier tipo de estructura, utilizándose como complemento el Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DBD).

En el caso de las metodologías mencionadas en el párrafo anterior la respuesta real, no-lineal e inelástica de la estructura es “linealizada” tal como se muestra esquemáticamente en la Figura a continuación:

Figura 3

Linealización equivalente



Nota. Información adaptada de NEC-SE-DS (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

2.2.2. Eurocódigo-8

Según Pastor *et al.*, (2018), el Eurocódigo-8 es un conjunto de normas y reglas para el diseño sísmico de estructuras en la Unión Europea, así fue desarrollado por la Comisión Europea para establecer un conjunto de requisitos de seguridad uniformes en los países miembros de la UE. Por tanto, es un documento técnico que proporciona pautas y criterios para el diseño de estructuras resistentes a los terremotos, incluyendo edificios, puentes y otras infraestructuras. Cabe mencionar, que las pautas se basan en la comprensión actual de la ciencia y la ingeniería sísmica, y están destinadas a garantizar que las estructuras resistan los efectos de los terremotos.

Con referencia a lo antes expuesto, la NEC (2015), indica que el EC-8 especifica que las estructuras en las regiones sísmicas deben proyectarse y construirse de tal forma que se cumplan los siguientes requisitos, cada uno con un grado adecuado de fiabilidad.

- a) Requisito de no colapso
- b) Requisito de limitación de daño

La estructura debe proyectarse y construirse para resistir la acción sísmica de cálculo sin que se produzca colapso local ni global, esto es, manteniendo su integridad estructural y una capacidad portante residual tras el terremoto.

La acción sísmica de cálculo se expresa en términos de:

- a) La acción sísmica de referencia asociada a una probabilidad de referencia, P_{NCR} , de que sea superada en 50 años o un periodo de retorno de referencia T_{NCR} .
- b) El factor de importancia γ_I .

De igual forma la estructura debe proyectarse y construirse para resistir una acción sísmica que tenga una mayor probabilidad de ocurrencia que la acción sísmica de cálculo, sin que se produzcan daños ni limitaciones de uso asociadas, cuyos costes sean desproporcionadamente altos en comparación con el coste de la propia estructura.

Para el caso de esta normativa se comprueban por estados límites, entre los cuales se comprueban:

- Estados límites últimos.
- Estados de limitación de daños.

Los estados límite últimos son los asociados con el colapso o con otras formas de rotura (fallo) estructural que podrían poner en peligro la seguridad de las personas.

Los estados de limitación de daños son aquellos asociados con la aparición de daños a partir de los cuales ya no se cumplen los requisitos de servicio especificados.

En el análisis, se debe tener en cuenta la posible influencia de los efectos de segundo orden sobre los valores de los efectos de la acción.

2.2.2.1. Identificación de los tipos de terreno

Celis *et al.*, (2018) exponen que la identificación de los tipos de terreno es una parte crítica en la evaluación de la amenaza sísmica y en el diseño sísmico de estructuras. El tipo de terreno puede tener un impacto significativo en las ondas sísmicas que se propagan a través del suelo y en la respuesta estructural durante un terremoto. Por tanto, es importante identificar y clasificar los tipos de terreno con precisión.

En este sentido, la normativa abordada establece que para tener en cuenta la influencia de las condiciones locales del terreno sobre la acción sísmica pueden utilizarse los tipos de terreno A, B, C, D y E descritos mediante los perfiles estratigráficos y parámetros indicados en la Tabla 8.

Tabla 8

Tipos de terreno

Tipo de terreno	Descripción del perfil estratigráfico	Parámetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (golpes/30 cm)	c_u (kPa)
A	Roca u otra formación geológica similar a roca, incluyendo como máximo 5 m del material más débil en la superficie	> 800	-	-
B	Depósitos de arena muy densa, grava o arcilla muy rígida, de al menos algunas decenas de metros de espesor, caracterizados por un aumento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad	360 - 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de arena densa o de densidad de media a densa, grava o arcilla dura con espesor de algunas decenas a muchos centenares de metros	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de suelos sueltos a medios no cohesionados (con o sin algunas capas blandas cohesivas), o principalmente suelos cohesivos de rigidez débil a firme	< 180	< 15	< 70
E	Un perfil de suelo constituido por una capa aluvial con valores de v_s de tipo C o D y espesor variable entre 5 m y 20 m, que yace sobre un material más rígido con $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos que contienen una capa de al menos 10 m de espesor, de arcillas/aluviones blandos con alto índice de plasticidad (IP > 40) y alto contenido en agua	< 100 indicativo		10 - 20
S_2	Depósitos de suelos licuefactables, de arcillas sensibles o cualquier otro perfil de suelo no incluido en los tipos A - E o S_1			

Nota. Información adaptada de Eurocódigo-8 UNE-EN 1998-1 (UNE Norma Española, 2018).

2.2.2.2. Acción sísmica

En concordancia con Guerrero *et al.*, (2022), la acción sísmica se refiere a las fuerzas y movimientos que se generan durante un terremoto o sismo. Ante esto, se destaca que los sismos son provocados por la liberación repentina de energía almacenada en la corteza terrestre, que puede causar vibraciones y movimientos en el suelo. La magnitud y la intensidad de un sismo se miden utilizando la escala de Richter, que mide la cantidad de energía liberada en el sismo, y la escala de Mercalli, que mide los efectos del sismo en la superficie terrestre.

Por tanto, la ingeniería sísmica es la disciplina que se encarga de diseñar edificaciones y estructuras que puedan resistir las fuerzas sísmicas. Además, existen medidas preventivas y de mitigación que se pueden tomar para reducir los efectos de la acción sísmica, como la identificación de zonas de riesgo sísmico y la implementación de protocolos de emergencia en caso de sismos.

Dentro del campo de aplicación de la normativa, el movimiento sísmico de un punto dado de la superficie se representa por un espectro de respuesta elástica de la aceleración del suelo, llamado “espectro de respuesta elástica”. Por tanto, la normativa abordada en esta sección establece que la acción sísmica horizontal se describe mediante dos componentes ortogonales, consideradas como independientes y representadas por el mismo espectro de respuesta. Pueden adoptarse una o más formas alternativas del espectro de respuesta para las 3 componentes de acción sísmica, dependiendo de las fuentes sísmicas y de las magnitudes de los terremotos generados en ellas.

2.2.2.3. Espectro de respuesta elástica horizontal

Para Lituma (2021), el espectro de respuesta elástica horizontal es una herramienta utilizada en ingeniería sísmica para analizar la respuesta de una estructura a un sismo. Por ello, representa la relación entre la aceleración sísmica y la respuesta de la estructura en términos de

desplazamiento, velocidad y aceleración. Además, se utiliza para determinar los niveles de resistencia necesarios en una estructura para resistir las fuerzas sísmicas, de la misma manera para construir un espectro de respuesta elástica horizontal se toman en cuenta diversos factores como la ubicación geográfica de la estructura, el tipo de suelo en el que se asienta, la magnitud y el tipo de sismo que se espera, entre otros.

Cabe mencionar, que para obtener el espectro de respuesta elástica horizontal se utilizan diferentes métodos y técnicas, incluyendo el análisis dinámico y el análisis de respuesta en el tiempo. Los resultados obtenidos a través del espectro de respuesta elástica horizontal son útiles para el diseño y la construcción de edificaciones y estructuras que sean capaces de resistir las fuerzas sísmicas y garantizar la seguridad de las personas que se encuentran en ellas durante un sismo.

Para los componentes horizontales de la acción sísmica, el espectro de respuesta $S_e(T)$ se define por las siguientes ecuaciones:

$$0 \leq T \leq T_b : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_c : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5$$

$$T_c \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_c}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_c T_D}{T^2} \right]$$

Donde:

$S_e(T)$ es el espectro de respuesta elástica

T es el periodo de vibración de un sistema lineal con un grado de libertad

a_g es el valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno de tipo A ($a_g = \gamma_I a_{gR}$)

T_B es el límite inferior del periodo del tramo de aceleración espectral constante

T_C es el límite superior del periodo del tramo de aceleración espectral constante

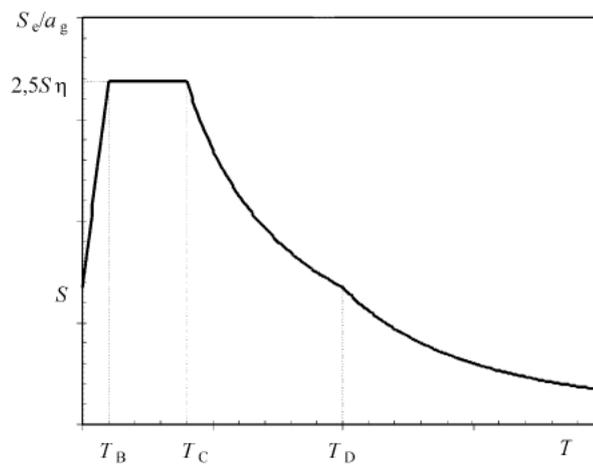
T_D es el valor que define el comienzo del tramo de respuesta de desplazamiento constante del espectro

S es el coeficiente de suelo

η es el coeficiente de corrección del amortiguamiento con valor de referencia $\eta = 1$, para un amortiguamiento viscoso del 5%

Figura 4

Forma del espectro de respuesta elástica



Nota. Fuente: Eurocódigo-8 UNE-EN 1998-1 (UNE Norma Española, 2018).

Los valores de los periodos T_B , T_C y T_D y el coeficiente de suelo S que describen la forma del espectro de respuesta elástica dependen del tipo de terreno.

Tabla 9

Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica tipo 1 recomendado

Tipo de terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Nota. Fuente: UNE-EN 1998-1 (UNE Norma Española, 2018).

Tabla 10

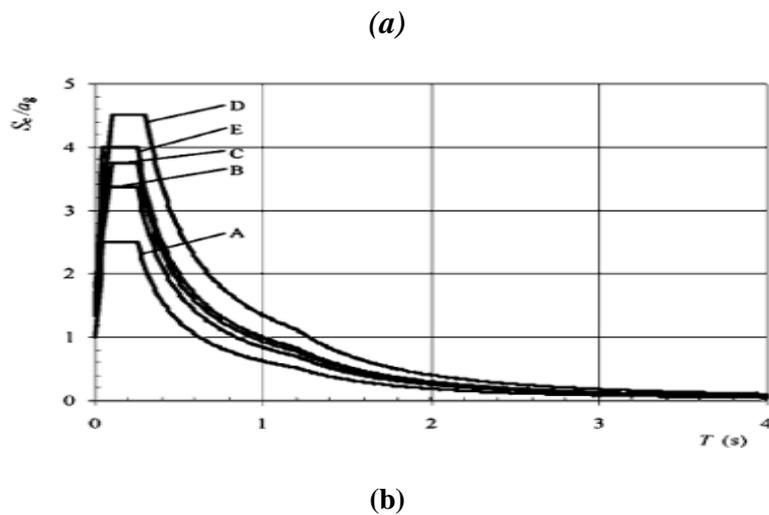
Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica tipo 2 recomendado

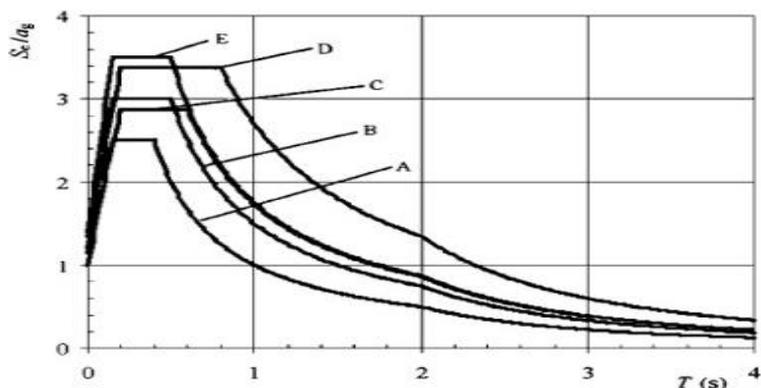
Tipo de terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Nota. Fuente: UNE-EN 1998-1 (UNE Norma Española, 2018).

Figura 5

Espectro recomendado de respuesta elástica tipo 1 (a) y tipo 2 (b) para tipos de terreno A a E (5% de amortiguamiento).





Nota. Fuente: UNE-EN 1998-1 (UNE Norma Española, 2018).

En base a lo anterior, se elaboró un cuadro comparativo de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 y Eurocódigo-8 para dar preámbulo a las ventajas y desventajas de las mismas.

Tabla 11

Cuadro comparativo

Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-15	Eurocódigo-8
Establece los requisitos y criterios para el diseño y construcción de estructuras sismorresistentes en Ecuador.	Proporciona un conjunto de criterios para el diseño sísmico de estructuras en Europa.
La normativa NEC-15 establece que el factor de ductilidad μ debe ser mayor o igual a 3, para garantizar que la estructura tenga suficiente capacidad para deformarse plásticamente antes de colapsar en un terremoto.	El Eurocódigo-8 establece clases de ductilidad que las estructuras deben cumplir para asegurar una adecuada capacidad de deformación plástica y resistencia ante cargas sísmicas significativas, tal como se detalla en la Sección 5.2.1 del documento. El Eurocódigo-8 establece que el factor de ductilidad μ debe ser mayor o

igual a 3 para estructuras de categoría sísmica baja, y mayor o igual a 5 para estructuras de categoría sísmica media o alta; esto asegura que las estructuras tengan suficiente capacidad para deformarse plásticamente y resistir cargas sísmicas significativas antes de colapsar.

La ductilidad se mide mediante el factor de ductilidad R , que se define como la relación entre la resistencia máxima de la estructura y la resistencia de diseño de la estructura; cuanto mayor sea el valor de R , mayor será la capacidad de la estructura para deformarse plásticamente y mayor será su ductilidad.

La ductilidad se mide mediante el factor de reducción de ductilidad C_d , que se define como la relación entre la deformación de la estructura y la deformación de una estructura ideal con la misma resistencia máxima; cuanto mayor sea el valor de C_d , mayor será la capacidad de la estructura para deformarse y mayor será su ductilidad.

Se aplica a la construcción de edificios y estructuras en el territorio ecuatoriano.

Se aplica a la construcción de estructuras en la Unión Europea.

Tiene como objetivo garantizar la seguridad y protección de las personas y los bienes durante la construcción y uso de edificios y estructuras.

Tiene como objetivo establecer normas para el diseño y cálculo de estructuras sismo-resistentes.

La norma establece zonas sísmicas en el territorio ecuatoriano y define las cargas sísmicas a tener en cuenta en el diseño de estructuras.

Define zonas sísmicas en la Unión Europea y establece la forma de calcular las cargas sísmicas.

Nota. Fuente. Elaboración propia del autor.

En la siguiente tabla se muestran las ventajas y desventajas de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 y Eurocódigo-8.

Tabla 12

Ventajas y desventajas de NEC-15 y Eurocódigo-8

	Ventajas	Desventajas
Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-15	<ul style="list-style-type: none"> • La NEC-15 está diseñada específicamente para el contexto y las condiciones sísmicas de Ecuador, lo que la hace muy relevante para el diseño sísmico en este país. • La normativa es de obligado cumplimiento para todos los proyectos de construcción en Ecuador, lo que garantiza 	<ul style="list-style-type: none"> • La NEC-15 puede ser limitada en su aplicabilidad a proyectos internacionales, ya que fue diseñada específicamente para el contexto sísmico de Ecuador. • El cumplimiento estricto de la NEC-15 puede ser costoso y puede resultar en un aumento de los costos de construcción,

	<p>un nivel mínimo de calidad y seguridad en la construcción de edificios y otras estructuras.</p> <ul style="list-style-type: none">• La NEC-15 se basa en una metodología de diseño por desempeño que tiene en cuenta las necesidades y expectativas de los usuarios finales de la estructura, lo que puede contribuir a la satisfacción del cliente y a una mejor calidad de vida de los habitantes.	<p>lo que puede ser un factor limitante para algunos proyectos.</p> <ul style="list-style-type: none">• La NEC-15 requiere una mayor cantidad de tiempo y recursos para su implementación, dado que puede ser más compleja que otras normativas de construcción.
<p>Eurocódigo-8</p>	<ul style="list-style-type: none">• El Eurocódigo-8 es una normativa de diseño sísmico ampliamente utilizada y reconocida en todo el mundo, lo que puede facilitar la colaboración	<ul style="list-style-type: none">• El Eurocódigo-8 no está diseñado específicamente para las condiciones sísmicas de Ecuador, por lo que puede no ser adecuado para proyectos de

<p>internacional en construcción en este país</p> <p>proyectos de sin la debida adaptación.</p> <p>construcción.</p> <ul style="list-style-type: none"> • El Eurocódigo-8 es una normativa muy completa y detallada, lo que puede contribuir a una mayor precisión y eficiencia en el diseño sísmico. • El Eurocódigo-8 tiene en cuenta una amplia gama de factores, como las condiciones geológicas y topográficas, la configuración estructural y las cargas sísmicas, lo que puede resultar en una mejor calidad y seguridad de la estructura. 	<ul style="list-style-type: none"> • El cumplimiento estricto del Eurocódigo-8 puede ser costoso y puede resultar en un aumento de los costos de construcción, lo que puede ser un factor limitante para algunos proyectos. • La complejidad del Eurocódigo-8 puede requerir una mayor cantidad de tiempo y recursos para su implementación, especialmente en proyectos de mayor envergadura.
---	---

Nota. Fuente. Elaboración propia del autor.

2.3. Análisis estático no lineal (PUSHOVER).

El análisis estático no lineal es descrito como un aproximado del estado actual no lineal de la respuesta de una construcción condicionada bajo instrumentos de carga sísmica. Dicho

método consiste en orientar una fuerza lateral al diseño previo componiendo las no lineales en una edificación. La fuerza mencionada es empleada de manera progresiva incrementando hasta alcanzar el deslizamiento objeto, o incluso, hasta que la construcción colapse por la composición de las fuerzas.

En relación a lo mencionado anteriormente, dichas cargas son empleadas para los nodos laterales del diseño. Dicho esto, estas fuerzas son definidas como monótonas, ya que se acrecientan en proporciones constantes y son fiscalizadas en parte alta de la edificación, hasta estar en una cantidad específica de deformación. En el contexto de elaborar una nueva estructura, dicho deslizamiento final, podría ubicarse como la deformación prevista en dependencia del modelo sísmico, o a la deformación proporcionada al colapso estructural si fuera la situación de valorar una construcción ya existente. De esta manera, el método de empuje es utilizado para establecer la cadena de rendimiento y las de fallo en los fragmentos y niveles estructurales.

Durante el proceso de análisis, la estructura comienza con una respuesta elástica asociada a una rigidez inicial, pero luego, con el incremento de las fuerzas los elementos superan su cedencia, se produce una reducción de la rigidez y con ella, dicha estructura consigue incursionar en el rango inelástico en proporción a su ductilidad.

A cada elemento estructural se le asignan rótulas plásticas en función a su tipo de falla, que indican cuál es su capacidad cedente y última en términos de curvaturas, rotaciones o desplazamientos. Con el incremento de las cargas laterales se observa cómo van apareciendo las rótulas en cada uno de los elementos dejando en evidencia el mecanismo de falla que se produce (dúctil o frágil), el cual puede conducir finalmente al colapso.

La estructura se puede seguir deformando en el rango inelástico mientras los mecanismos frágiles no comprometan la estabilidad o bien, los elementos tengan la suficiente ductilidad.

Cuando se realiza el diseño de una edificación se define la acción sísmica a través de un espectro de diseño inelástico, el cual considera un factor de reducción de respuesta conocido como “R” que depende del sistema estructural y un factor asociado a la importancia de la edificación.

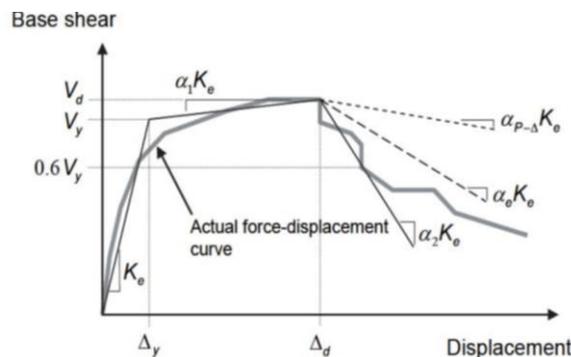
Al aplicar el factor R se asume que la estructura superará su rango elástico y disipará energía de forma estable, por lo cual se requerirá que sea suficientemente dúctil.

La ductilidad precisamente va a depender del sistema estructural que se defina, ya que estará sujeta a la capacidad de deformación, del control que se establezca de los posibles mecanismos frágiles que pudieran presentarse y también de las irregularidades presentes de tipo horizontal o vertical.

Al aplicar entonces el análisis estático no lineal se obtiene la curva de capacidad expresada en términos de desplazamiento vs el corte basal, con ello se puede definir la ductilidad del sistema encontrado el punto de cedencia y punto último.

Figura 6

Curva de Capacidad



Nota. Fuente: FEMA 440.

2.3.1. Metodología por desempeño

Para Chaparro *et al.*, (2021), la metodología por desempeño es una herramienta utilizada en ingeniería sísmica para evaluar y diseñar estructuras que sean capaces de resistir las fuerzas sísmicas de manera eficaz. Esta metodología se enfoca en el desempeño estructural, es decir, en la capacidad de la estructura para mantener su integridad y funcionalidad durante y después de un sismo.

De la misma manera, Galbán *et al.*, (2021), argumentan que la metodología por desempeño se basa en la evaluación y el diseño de estructuras a través de diferentes niveles de desempeño, que se definen en términos de los daños permitidos y las consecuencias aceptables para la estructura y sus ocupantes, es importante resaltar que estos niveles de desempeño pueden incluir desde una estructura que no sufra daño alguno durante un sismo, hasta una estructura que sufra daños importantes pero que siga siendo capaz de cumplir con su función principal.

Los mismos autores opinan que para aplicar la metodología por desempeño, se utilizan diferentes herramientas y técnicas, incluyendo análisis estructurales avanzados, simulaciones computacionales y pruebas experimentales en laboratorio. Asimismo, estos métodos permiten evaluar la capacidad de la estructura para resistir las fuerzas sísmicas, así como determinar las características estructurales necesarias para lograr los niveles de desempeño deseados.

La metodología por desempeño se utiliza para diseñar estructuras más seguras y resistentes a los sismos, lo que puede mejorar significativamente la seguridad y la protección de las personas y los bienes ante este tipo de eventos, con relación a lo antes mencionado, debido a los comportamientos inesperados en múltiples edificios de concreto armado dentro del territorio norteamericano, se decidió trabajar para lograr una metodología que permita

incrementar la ductilidad de las estructuras con el fin de disminuir las fallas frágiles y evitar colapsos repentinos.

El mismo organismo ATC, junto con la agencia federal para el manejo de emergencias (FEMA) desarrollan a partir de 1997 un conjunto de guías para la rehabilitación sísmica de edificaciones. Estas guías son las conocidas normas FEMA. En orden cronológico fueron apareciendo FEMA 273, FEMA 274, FEMA 310 FEMA 356, FEMA 440.

En el desarrollo de las normas FEMA, participa activamente otra entidad, la conocida ASCE (sociedad americana de ingenieros civiles), la cual contaba con múltiples investigadores de excelente renombre.

El objetivo principal consistía en desarrollar una metodología que pueda ser usada por un ingeniero no-especialista, el cual confiando en los procedimientos de las normas FEMA, pueda evaluar y comprobar la ductilidad de sus diseños. De esta forma se conseguiría llevar a todos los despachos de ingeniería, un conjunto de técnicas basadas en una investigación muy profunda, pero que pueda ser aplicada de forma sencilla.

Nace en 2007 la norma ASCE/SEI 41-06, en 2014 ASCE/SEI 41-13 y posteriormente ASCE/SEI 41-17.

Estas normativas incluyen además procedimientos de análisis de los criterios de aceptación, y de esta forma se consigue llevar al terreno práctico las evaluaciones con los softwares actuales.

- ATC-40 (Consejo de Tecnología Aplicada-California).
- FEMA (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias).
- ASCE (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles).

2.4. Software CYPECAD

Para Cachipuendo (2018), CYPECAD es un software de diseño y análisis estructural desarrollado por la empresa española CYPE Ingenieros, por ello, es un programa que se utiliza principalmente en el diseño y cálculo de estructuras de edificios y está especialmente enfocado en la ingeniería civil y la arquitectura. CYPECAD cuenta con una amplia variedad de herramientas y funciones que permiten el diseño de estructuras de concreto armado, acero y mampostería. Además, cuenta con una interfaz intuitiva y fácil de usar, lo que lo hace muy popular entre los ingenieros y arquitectos. Por otro lado, Pérez (2019), menciona que entre las características principales de CYPECAD se encuentran:

- Permite realizar un análisis estructural completo de la edificación, teniendo en cuenta las cargas sísmicas, de viento y de uso.
- El programa permite el diseño y dimensionamiento de elementos estructurales, tales como columnas, vigas, losas, escaleras, entre otros.
- Puede generar planos de construcción detallados, incluyendo vistas en planta, alzados y detalles constructivos.
- El software está actualizado para cumplir con las normas y códigos de diseño estructural más utilizados a nivel internacional, incluyendo los códigos españoles, europeos y americanos.
- Se integra con otros programas desarrollados por CYPE Ingenieros, lo que permite una mayor eficiencia y flexibilidad en el diseño y análisis estructural.

En resumen, CYPECAD es una herramienta muy completa y potente para el diseño y análisis de estructuras de edificios, es importante resaltar, que su amplia gama de funciones y herramientas, así como su capacidad para cumplir con los códigos y normas internacionales, lo hacen muy útil para ingenieros y arquitectos que trabajan en el campo de la construcción

2.5. Software ETABS

Según Villar y Santa (2020), ETABS (siglas de "Engineering ToolBox Analysis and Design Software") es un programa de análisis y diseño estructural utilizado en la industria de la ingeniería civil y la construcción, el cual fue desarrollado originalmente por Computers and Structures, Inc. (CSI) en California, Estados Unidos. Además, es un software de análisis y diseño de estructuras en tres dimensiones (3D) que permite la creación de modelos de edificios y estructuras complejas; mientras que la interfaz gráfica de usuario permite la creación de modelos estructurales mediante la selección de objetos y la creación de elementos mediante el uso de comandos y herramientas específicas.

Para Guerrero (2020), el ETABS utiliza varios métodos de análisis estructural, incluyendo el método de elementos finitos (FEM), el método de rigidez directa (Direct Stiffness Method) y el método de superposición modal (Modal Superposition Method), cabe resaltar, que estos métodos permiten el análisis de diferentes tipos de cargas, incluyendo cargas sísmicas, cargas de nieve, entre otras. El software también cuenta con herramientas para el diseño de estructuras de concreto armado, acero y mampostería, y permite la generación automática de informes y planos de construcción. Asimismo, el software tiene capacidades avanzadas para el análisis y diseño de estructuras de grandes dimensiones, como rascacielos y puentes.

Por tanto, se deduce que el software ETABS es ampliamente utilizado en la industria de la construcción y es considerado una herramienta de análisis y diseño de estructuras confiable y precisa, ante esto, se destaca que el software se actualiza regularmente con nuevas funciones y mejoras para satisfacer las necesidades cambiantes de la industria de la construcción.

2.6. Método de coeficiente ASCE 41-13

En concordancia con Chaparro *et al.*, (2020), el método de coeficiente ASCE 41-13 es una metodología de evaluación sísmica desarrollada por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) para la evaluación de la capacidad sísmica de edificios existentes. Por tanto, este método está diseñado para evaluar la capacidad de un edificio existente para resistir cargas sísmicas y para determinar el grado de fortalecimiento necesario para mejorar su capacidad sísmica.

Asimismo, Estrada y Vivanco (2019) opinan que el método de coeficiente ASCE 41-13 utiliza una serie de coeficientes de capacidad y demanda para evaluar la capacidad sísmica de un edificio. Es importante mencionar que estos coeficientes se calculan a partir de las propiedades estructurales del edificio, como su geometría, rigidez, resistencia y detalles de conexión. Además, la metodología también tiene en cuenta la capacidad sísmica de los elementos no estructurales y las cargas de sismo específicas del sitio.

Por otro lado, Torres y Vásquez (2021), exponen que el método de coeficiente ASCE 41-13 utiliza tres niveles de evaluación para determinar la capacidad sísmica de un edificio existente:

- Evaluación preliminar: esta etapa evalúa la capacidad sísmica general del edificio utilizando una evaluación visual del estado general de la estructura. Se utilizan coeficientes simples para estimar la capacidad y la demanda sísmicas.
- Evaluación detallada: en esta etapa, se lleva a cabo una evaluación más detallada de la capacidad sísmica del edificio utilizando análisis estructurales más avanzados y detallados. Se utilizan coeficientes de capacidad y demanda más precisos para estimar la capacidad sísmica.

- Evaluación de diseño: en esta etapa, se desarrolla un plan de fortalecimiento detallado para mejorar la capacidad sísmica del edificio, y se llevan a cabo análisis más detallados para evaluar la eficacia del plan de fortalecimiento propuesto.

En resumen, el método de coeficiente ASCE 41-13 es una metodología de evaluación sísmica utilizada para evaluar la capacidad sísmica de edificios existentes. De la misma manera utiliza una serie de coeficientes de capacidad y demanda para evaluar la capacidad sísmica del edificio y determinar el grado de fortalecimiento necesario para mejorar su capacidad sísmica

2.7. Método de coeficiente FEMA 440

En palabras de Llugsha (2021), el método de coeficiente FEMA 440 es una metodología de diseño sísmico utilizada para estructuras de acero y concreto, la cual fue desarrollada por la Agencia Federal de Emergencias de EE. UU. (FEMA), para proporcionar directrices detalladas para el diseño de estructuras resistentes a terremotos. Por tal razón, este método basa en la determinación de los coeficientes de diseño sísmico para las diferentes partes de la estructura, en función de su ubicación y capacidad de deformación. Así, estos coeficientes son valores adimensionales que se utilizan para determinar las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura y para diseñarla para resistir estas fuerzas.

Por otra parte, Ramos y Rodríguez (2021), manifiestan que el método de coeficiente FEMA 440 se divide en varias etapas, incluyendo la determinación de las características del suelo, la selección de los coeficientes de diseño sísmico, el diseño y análisis de la estructura y la verificación de la capacidad sísmica. Cabe destacar, que una de las ventajas del método de coeficiente FEMA 440 es que proporciona una metodología detallada y rigurosa para el diseño de estructuras resistentes a terremotos, a su vez, es fácil de usar y se puede aplicar a una amplia gama de estructuras y condiciones sísmicas.

Sin embargo, Cisneros y Gonzales (2021), mencionaron que también hay algunas limitaciones en el uso del método de coeficiente FEMA 440; por ejemplo, el método asume una respuesta elástica de la estructura, lo que puede no ser adecuado para estructuras de gran tamaño o complejidad. Además, el método puede no ser apropiado para estructuras con sistemas de soporte no lineales o con características de comportamiento sísmico no lineales. Por tanto, es importante evaluar cuidadosamente la idoneidad del método de coeficiente FEMA 440 para un proyecto específico antes de su aplicación.

2.8. Comportamiento de un edificio o estructura

De acuerdo con Eche y Pérez (2018), el comportamiento de un edificio o estructura se refiere a la forma en que responde a las cargas y fuerzas a las que se somete. En general, el comportamiento de un edificio o estructura puede ser descrito como el resultado de la interacción entre su diseño, materiales, condiciones de carga y entorno, el cual se puede analizar y evaluar mediante técnicas de análisis estructural y pruebas en sitio. Además, en el análisis estructural, se utilizan modelos matemáticos para simular el comportamiento de la estructura bajo diferentes condiciones de carga y para predecir su capacidad de resistir fuerzas y cargas específicas.

Asimismo, Manetti (2020), argumenta que el comportamiento de un edificio o estructura puede ser influenciado por diversos factores, como la calidad de los materiales utilizados en su construcción, la calidad de la mano de obra, la geometría y la rigidez de la estructura, y las condiciones ambientales, como la temperatura y la humedad, en el caso de estructuras sometidas a cargas sísmicas, el comportamiento se convierte en un factor crítico.

En general, las estructuras deben diseñarse y construirse para resistir cargas sísmicas mediante la incorporación de sistemas de soporte y técnicas de refuerzo específicas para reducir las fuerzas de inercia y evitar la falla por deformaciones excesivas, en este caso, se utilizan

herramientas de análisis dinámico y sísmico para evaluar el comportamiento de la estructura ante eventos sísmicos y se aplican normas y códigos específicos para asegurar la seguridad de la estructura.

Capítulo 3 – Materiales y metodología

En el siguiente capítulo se explica todo correspondiente a la definición de la estructura; materiales, dimensión de los elementos estructurales tales como vigas, columnas y forjados. Luego se explica el ingreso de la estructura al programa CYPECAD y la metodología correspondiente utilizada en el software ETABS donde se propone la evaluación de ductilidad y puntos de desempeño.

3.1. Materiales

3.1.1. Definición geométrica de la estructura

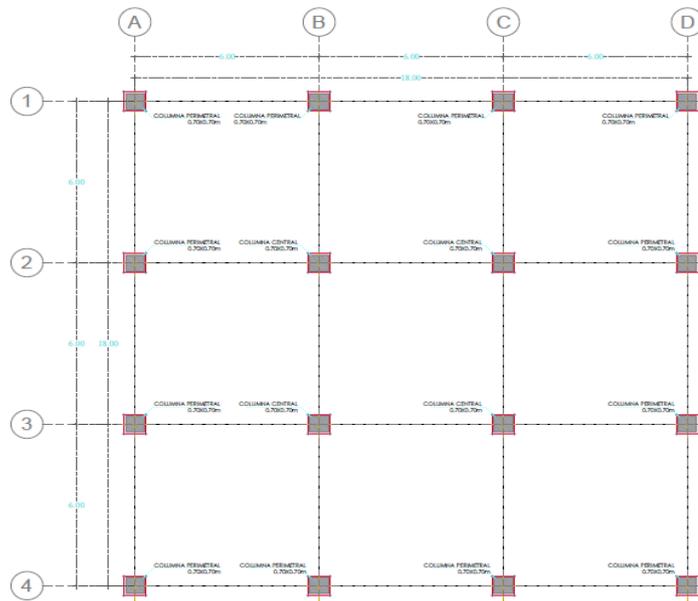
Se trabajó con una edificación de uso residencial, ubicada en la zona costera del Ecuador, específicamente en la ciudad de Manta, la cual está compuesta por 10 plantas distribuida por 4 columnas en el eje “x” y 4 columnas en el eje “y” con una separación de 6 metros entre ejes de columnas en ambos sentidos.

Con respecto a la altura de entrepiso, todos los niveles tienen con una altura de 3.05 metros medidos entre los niveles superiores de cada forjado, lo que da una altura total del edificio de 30.50 metros.

A continuación, se muestran en la Figura 7 y la Figura 8 la geometría en planta y la vista en elevación de la estructura respectivamente:

Figura 7

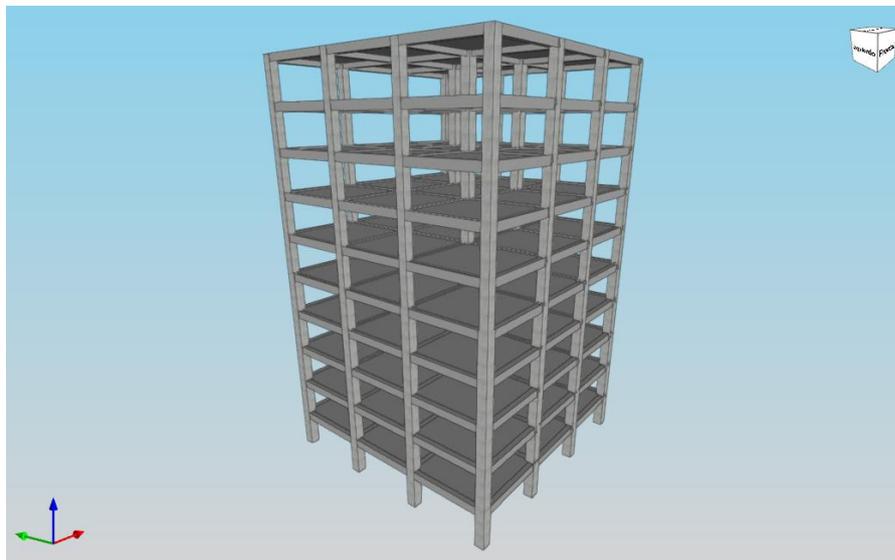
Vista en planta de la estructura



Nota. Fuente: Software CYPECAD.

Figura 8

Vista en elevación de la edificación



Nota. Fuente: Software CYPECAD.

Se optó por un diseño regular tanto en planta como en elevación y para el sistema estructural, un sistema constructivo utilizando en gran porcentaje en edificaciones de la zona, tales como pórticos de vigas descolgadas. Para las secciones de los elementos estructurales como columnas, vigas y forjados se usaron los siguientes criterios de predimensionamiento:

3.1.1.1. Forjados.

Se consideró vigas descolgadas en los cuatro bordes de todos los vanos, exteriores e interiores, cuyo peralte se aproxime o supere 3 veces el espesor del forjado, las mismas sirven de apoyo a los forjados para evitar el punzonamiento sobre las columnas y verificando el comportamiento del forjado del parámetro “alfa” con la relación de inercia de la viga y la inercia de la losa.

Para el cálculo del espesor mínimo del forjado macizo, se utiliza la ecuación de la tabla 8.3.1.2 de la ACI 318-14; en la cual escogemos un $\alpha_{fm} = 0.2$.

$$h_{min} = \frac{l_n(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \quad \text{Ec 3.1}$$

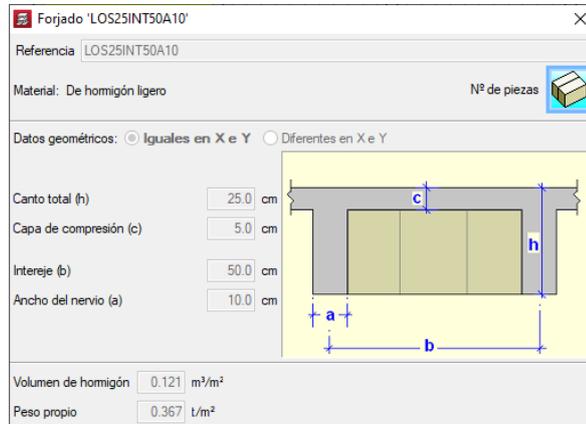
Por lo que:

$$h_{min} = 18.33\text{cm} \approx 20\text{cm}$$

Se asumió un espesor forjado alivianado de 20 cm, pero después de analizar las respuestas de los parámetros sísmicos como el periodo, torsión y demás, se optó por un espesor de 25 cm en todos los forjados de las plantas, teniendo así un ancho de 10 cm para los nervios con casetones removibles de 40x40cm, un inter eje de 50 cm y una capa de compresión de 5 cm para ambos diseños de los forjados como se visualiza en la Figura 9.

Figura 9

Detalle del forjado



Nota. Fuente: Software CYPECAD.

3.1.1.2. Vigas

Para el predimensionamiento de la altura (H) de vigas de hormigón, en un caso común tenemos la luz o el vano de la viga (L) y una sencilla regla que muchos autores recomiendan es estimar la altura de la viga como:

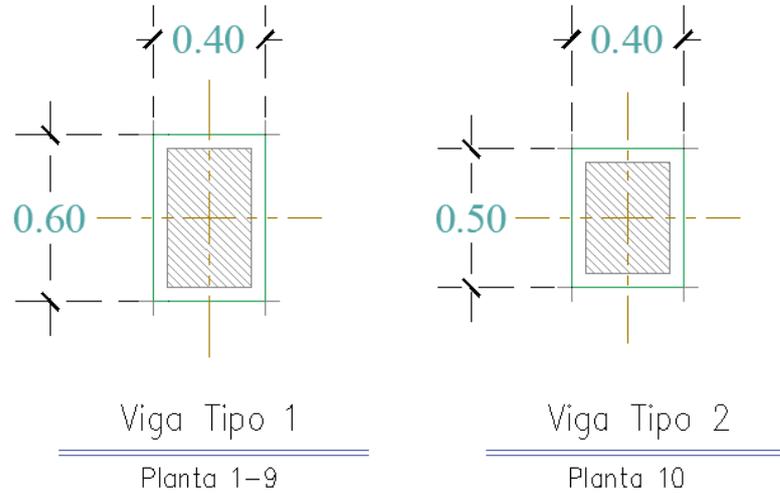
$$H = \frac{L}{10} \quad \text{Ec 3.2}$$

$$H = \frac{6}{10} = 0.6m = 60cm$$

Para la base el ACI318, nos dice que la base mínima de una viga en una zona no sísmica debe ser igual o mayor a 20 cm y en su capítulo 18 (diseño sismorresistente) establece que la base mínima debe ser 30 cm (zona sísmica), de igual forma que en las losas se comprobaron aspectos sísmicos como periodos, torsión y demás que dieron como resultado dos secciones diferentes para las vigas, de la planta 1 hasta la 9 se tienen vigas de 40x60cm y en la cubierta de 40x50cm.

Figura 10

Secciones de las vigas utilizadas y su ubicación en planta



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

3.1.1.3. Columnas

Para el dimensionamiento de las columnas se usaron las siguientes expresiones:

Para columna centrada:

$$A = \frac{P_{servicio}}{0.45 f'c} \quad \text{Ec 3.3}$$

Para columna medianera y esquinera:

$$A = \frac{P_{servicio}}{0.35 f'c} \quad \text{Ec 3.4}$$

Donde $P_{servicio}$ es la sumatoria de las cargas vivas y cargas muertas que va a recibir la columna. Dicha carga está mayorada y distribuida en un área cooperante correspondiente a la columna.

Se tienen 3 tipos de columnas: esquinera, medianera y central.

Estos tipos de columnas difieren en el área cooperante de cada una de ellas, parámetro importante a considerar en el predimensionamiento.

Después de ver el comportamiento de las secciones del predimensionamiento de las columnas con los parámetros sísmicos, se decide cambiar las dimensiones, teniendo así variación de las secciones a partir de la planta seis hasta la cubierta en las columnas esquineras y medianeras, y para las columnas centrales una sección constante en todas las plantas como se muestra a continuación en la Tabla 13 y las secciones en la Figura 12:

Figura 11

Columnas esquineras y medianeras (b) Columnas centrales

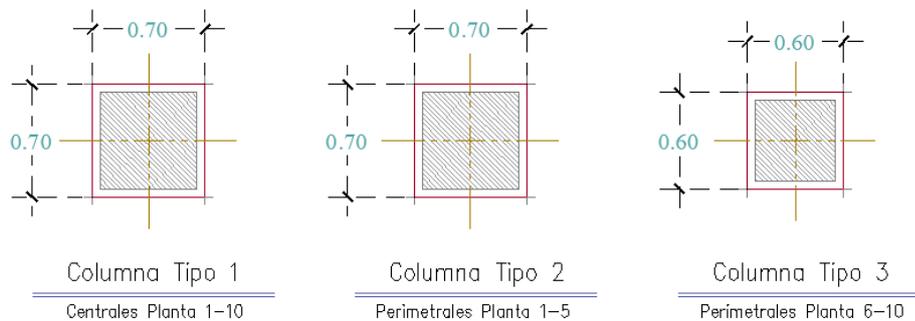
	T	Ancho X (cm)	Ancho Y (cm)
Forjado 10	■	60	60
Forjado 9	■	60	60
Forjado 8	■	60	60
Forjado 7	■	60	60
Forjado 6	■	60	60
Forjado 5	■	70	70
Forjado 4	■	70	70
Forjado 3	■	70	70
Forjado 2	■	70	70
Forjado 1	■	70	70

	T	Ancho X (cm)	Ancho Y (cm)
Forjado 10	■	70	70
Forjado 9	■	70	70
Forjado 8	■	70	70
Forjado 7	■	70	70
Forjado 6	■	70	70
Forjado 5	■	70	70
Forjado 4	■	70	70
Forjado 3	■	70	70
Forjado 2	■	70	70
Forjado 1	■	70	70

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Figura 12

Secciones de los tipos de columnas utilizados y su ubicación en planta



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

3.1.2. Definición de los materiales de la estructura.

En el TFM se determinó a usar los materiales más comunes utilizados en Ecuador para este tipo de estructura y que están autorizados y normalizados por la NEC-SE-HM. Para las barras corrugadas de acero para hormigón se debe cumplir con la norma NTE INEN 2550 acero grado 60 y para el hormigón como lo estipula el numeral 3.3.1 de la norma anteriormente mencionada la resistencia a la compresión se consideró como mínimo de 28 MPa.

Con respecto al módulo de la elasticidad del acero de las barras corrugadas debe ser de 200000 MPa. ($E_s=200000$ MPa) mientras que para el hormigón de manera general se puede utilizar la siguiente ecuación (que hace referencia a un hormigón de densidad normal con agregado grueso de origen metamórfico) obtenida del código ACI.

$$E_c = 15100\sqrt{f'c} \quad \text{Ec 3.5}$$

A continuación, en la Tabla 13 se resumen las características de los materiales usados en este trabajo de investigación

Tabla 13

Características de los materiales utilizados

Materiales	
Normativa	NEC-SE-HM
Resistencia a compresión del Hormigón ($f'c$)	280 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del Hormigón (E_c)	252671.33 Kg/cm ²
Tamaño Máximo del Árido	15 mm
Resistencia a la fluencia del Acero (f_y)	4200 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero (E_s)	2000000 kg/cm ²

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

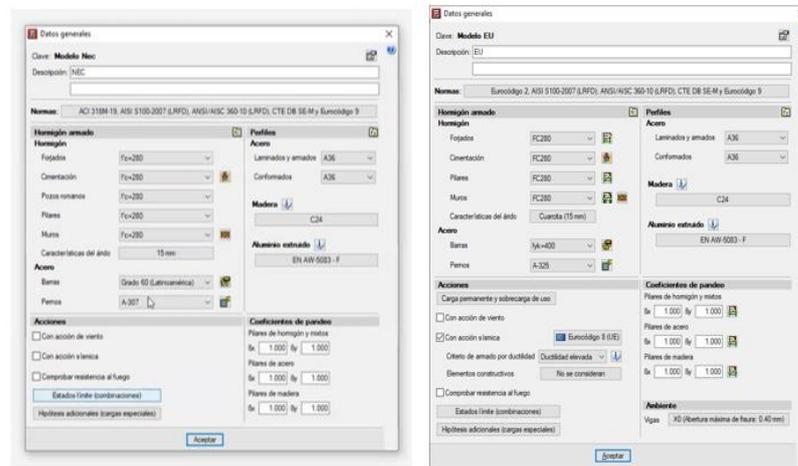
3.1.3. Definición de la estructura en CYPECAD

3.1.3.1. Datos generales.

En los datos generales se definió la resistencia del hormigón en los diferentes elementos, el tipo de acero y se colocó la condición de acción sísmica en el edificio tipo, teniendo así los criterios de ductilidad manejados en cada país como se muestra a continuación.

Figura 13

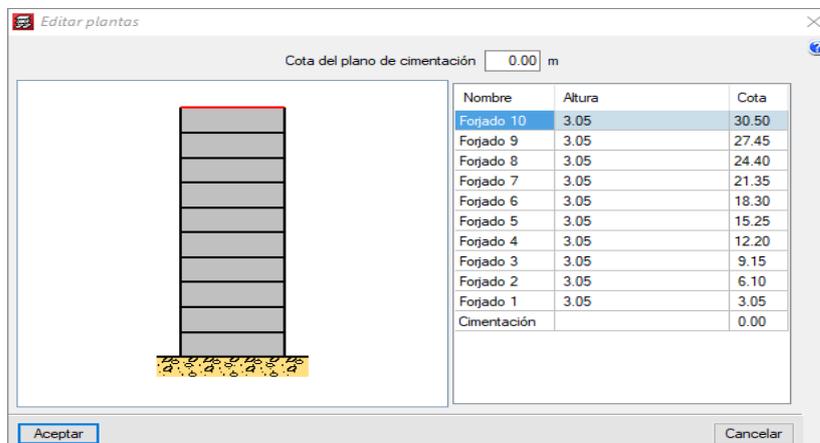
Datos generales del proyecto con la NEC-15 -Eurocódigo-8



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Figura 14

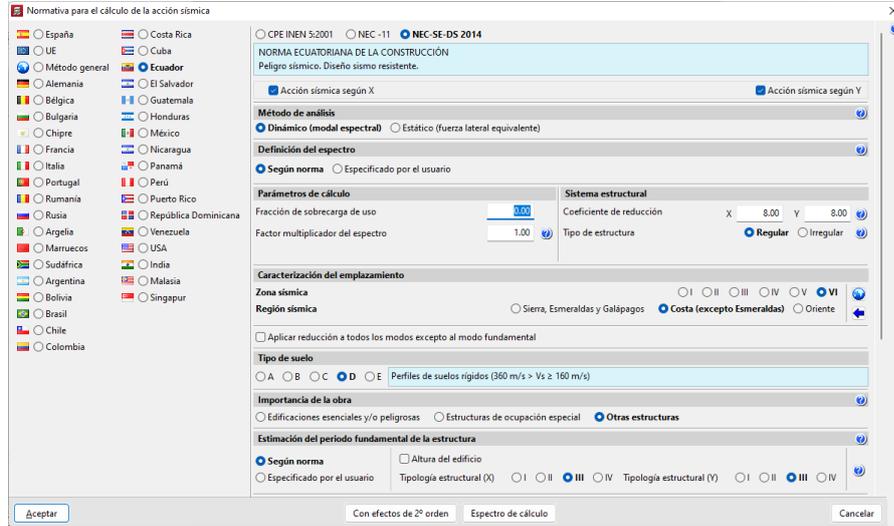
Detalle en elevación de la estructura Fuente: CYPECAD



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Figura 15

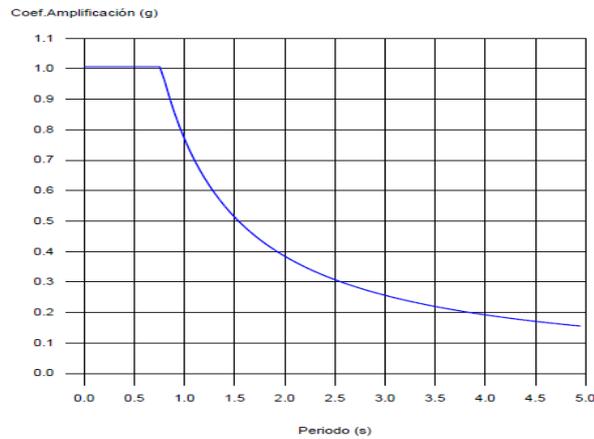
Datos para la introducción de la acción sísmica según la NEC-SD-DS 2015



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Figura 16

Espectro de cálculo según la NEC-SD-DS 2015



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

En el Eurocódigo-8 el factor de zona sísmica solo está establecido a un máximo de 0.4g, en cambio la NEC establece como valor máximo 0.5g.

Debido a que la estructura en estudio se encuentra en zona sísmica VI, el valor de Z es mayor o igual a 0.5g, y al tratarse de dos normas distintas y que además las zonas sísmicas de

los países correspondientes a ellas son muy distintas, se tuvo que igualar dichas condiciones para que al momento de realizar los espectros de diseño tengan las mismas condiciones y características para ingresar los datos en el programa de CYPECAD.

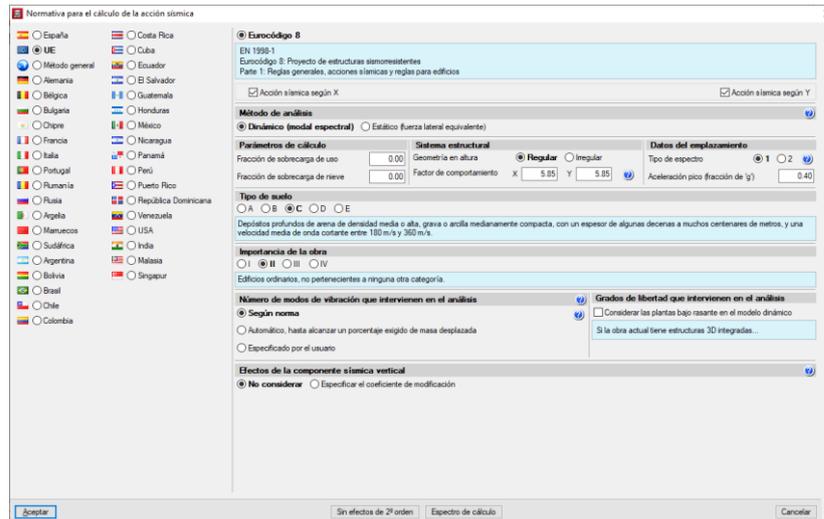
Para hacer la equivalencia del Eurocódigo-8 se optó por cambiar el factor de comportamiento (q) en X e Y, debido a que es un parámetro que afecta al espectro de diseño de aceleraciones (S_a), y dicho espectro es directamente proporcional en el cálculo del esfuerzo cortante sísmico en la base o también llamado en la NEC cortante basal de diseño.

Se modifica el “Factor multiplicador de espectro” en el Eurocódigo-8 para hacer la equivalencia y simular ambos modelos bajo un espectro simulando como si estuviese en el mismo sitio utilizando ambas normativas. Del espectro, aumenta la aceleración en función al factor que se coloca.

Se calcula el espectro con los siguientes parámetros:

Figura 17

Datos para la introducción de la acción sísmica según el Eurocódigo-8

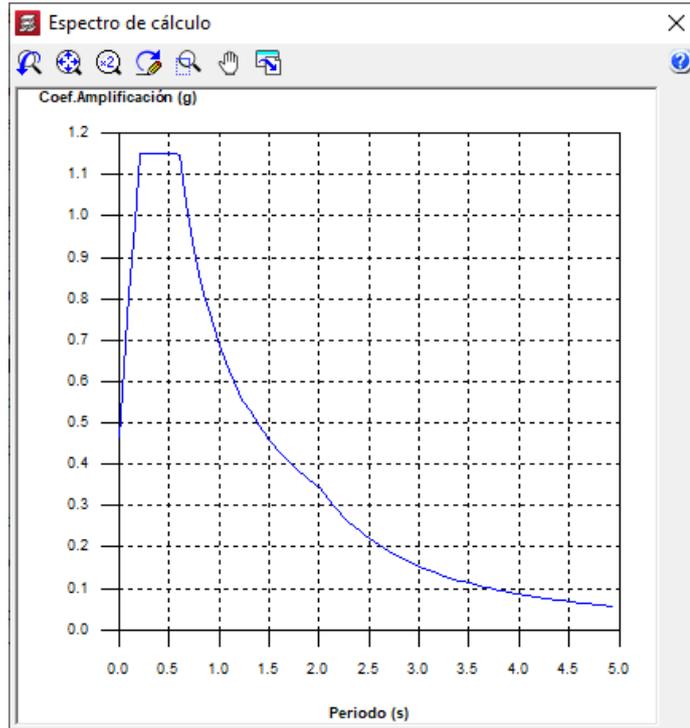


Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Donde el factor de comportamiento (q) en primeras instancias es 5.85 que corresponde a estructuras de hormigón de varias plantas y varios vanos con un sistema de pórticos de ductilidad elevada.

Figura 18

Espectro de cálculo según el Eurocódigo-8



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Luego de esto se obtienen los parámetros necesarios para la definición del espectro de diseño sísmico:

Tabla 14

Parámetros para la definición del espectro de diseño

Símbolo	Descripción	Valor
a_{gR}	Aceleración pico de diseño	0.4g
Y_1	Factor de importancia	1.00

S	Factor de suelo	1.15
T_B	Periodo límite inferior de la rama de aceleración constante del espectro	0.20s
T_C	Periodo límite superior de la rama de aceleración constante del espectro	0.60s
T_D	Periodo de inicio de la rama de desplazamiento constante del espectro	2.00s
q	Factor de comportamiento	5.85
T	Periodo fundamental de vibración del edificio $T = C_t * H^{3/4}$ $C_t = 0.075$ para pórticos $H = 30.5m$ Altura total del edificio	0.9733s

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el factor de comportamiento (q) según las siguientes expresiones:

Tabla 15

Aceleración espectral y condiciones

Aceleración espectral	Condiciones
$S_a = a_{gR} * Y_1 * S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$	$0 \leq T \leq T_B$
$S_a = a_{gR} * Y_1 * S * \frac{2.5}{q}$	$T_B \leq T \leq T_C$
$S_a = a_{gR} * Y_1 * S * \frac{2.5}{q} * \frac{T_C}{T} \geq 0.2 * a_{gR} * Y_1$	$T_C \leq T \leq T_D$

$$S_a = a_{gR} * Y_1 * S * \frac{2.5}{q} * \frac{T_C * T_D}{T} \geq 0.2 * a_{gR} * Y_1 \quad T_D \leq T \leq 0.4s$$

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Con el valor del periodo fundamental calculado en la tabla x se procede a comprobar cuál de las expresiones de la tabla x se debe usar.

$$T_C \leq T \leq T_D$$

$$0.60s \leq 0.9733s \leq 2.0s$$

Por lo tanto, usamos la tercera expresión de la tabla x:

$$S_a = a_{gR} * Y_1 * S * \frac{2.5}{q} * \frac{T_C}{T} \geq 0.2 * a_{gR} * Y_1$$

Y se comprueba la expresión

$$S_a = 0.4g * 1 * 1.15 * \frac{2.5}{5.85} * \frac{0.6s}{0.9733s} \geq 0.2 * 0.4g * 1$$

$$S_a = 0.1212g \geq 0.08g$$

Con la misma expresión se calcula el espectro de diseño sísmico, pero ahora con un valor de:

$$a_{gR} = 0.5g$$

$$S_a = 0.5g * 1 * 1.15 * \frac{2.5}{5.85} * \frac{0.6s}{0.9733s} \geq 0.2 * 0.5g * 1$$

$$S_a = 0.1515g \geq 0.1g$$

A partir de esto podemos hallar el valor del factor de comportamiento (q) con la misma expresión despejando q correspondiente a un espectro de diseño sísmico de 0.1515g, el cual fue calculado con una aceleración pico de diseño de 0.5g, que en términos de la NEC sería el factor z de zona sísmica.

$$q = a_{gR} * Y_1 * S * \frac{2.5}{S_a} * \frac{T_C}{T}$$

$$q = 0.5g * 1 * 1.15 * \frac{2.5}{0.1515g} * \frac{0.6s}{0.9733s}$$

$$q = 4.68$$

3.1.3.2. Consideraciones de cargas aplicadas en los forjados.

Tabla 16

Cargas consideradas para ambos modelos

Planta	S.C.U (t/m ²)	Cargas muertas (t/m ²)
Forjado 10	0.10	0.10
Forjado 9	0.20	0.20
Forjado 8	0.20	0.20
Forjado 7	0.20	0.20
Forjado 6	0.20	0.20
Forjado 5	0.20	0.20
Forjado 4	0.20	0.20
Forjado 3	0.20	0.20
Forjado 2	0.20	0.20
Forjado 1	0.20	0.20

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

3.1.3.3. Combinaciones utilizadas.

Tabla 17

Combinaciones utilizadas con la normativa NEC-SD-DS 2015

Comb.	PP	CM	Qa	SX	SY
1	1.400	1.400			
2	1.200	1.200			
3	1.200	1.200	1.600		
4	1.200	1.200		-1.000	
5	1.200	1.200	0.500	-1.000	
6	1.200	1.200		1.000	
7	1.200	1.200	0.500	1.000	
8	1.200	1.200			-1.000
9	1.200	1.200	0.500		-1.000
10	1.200	1.200			1.000
11	1.200	1.200	0.500		1.000
12	0.900	0.900			
13	0.900	0.900		-1.000	
14	0.900	0.900		1.000	
15	0.900	0.900			-1.000
16	0.900	0.900			1.000

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Tabla 18

Combinaciones utilizadas con la normativa Eurocódigo-2

Comb.	PP	CM	Qa	SX	SY
1	1.000	1.000			
2	1.350	1.350			
3	1.000	1.000	1.500		
4	1.350	1.350	1.500		
5	1.000	1.000		-0.300	-1.000
6	1.000	1.000	0.300	-0.300	-1.000
7	1.000	1.000		0.300	-1.000
8	1.000	1.000	0.300	0.300	-1.000
9	1.000	1.000		-1.000	-0.300
10	1.000	1.000	0.300	-1.000	-0.300
11	1.000	1.000		-1.000	0.300
12	1.000	1.000	0.300	-1.000	0.300
13	1.000	1.000		0.300	1.000
14	1.000	1.000	0.300	0.300	1.000
15	1.000	1.000		-0.300	1.000
16	1.000	1.000	0.300	-0.300	1.000
17	1.000	1.000		1.000	0.300
18	1.000	1.000	0.300	1.000	0.300
19	1.000	1.000		1.000	-0.300
20	1.000	1.000	0.300	1.000	-0.300

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Tabla 19

Consecuencias de la regularidad estructural en el análisis y cálculo sismorresistente

Regularidad		Simplificación permitida		Coefficiente de comportamiento
Planta	Alzado	Modelo	Análisis elástico lineal	(Para análisis lineal)
Si	Si	Plano	Fuerza lateral ^a	Valor de referencia
Si	No	Plano	Modal	Valor reducido
No	Si	Espacial ^b	Fuerza lateral ^a	Valor de referencia
No	No	Espacial	Modal	Valor reducido

a Si se cumple también la condición del punto (2)a del apartado 4.3.3.2.1.
b Bajo las condiciones específicas indicadas en el punto (8) del apartado 4.3.3.1 puede utilizarse un modelo plano diferente en cada dirección horizontal, conforme al punto (8) del apartado 4.3.3.1.

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

3.2. Metodología

Según el Eurocódigo-8 en la tabla 4.1 nos permite realizar un modelo plano tanto en las direcciones X y Y mientras cumpla con la regularidad en planta y alzado fue el caso estudiado.

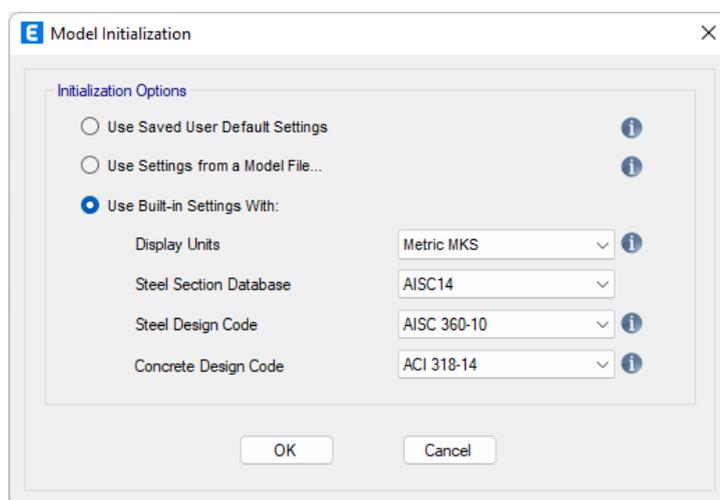
3.2.1. Modelado de la estructura en el Software ETABS

A continuación, se describe el proceso de la modelación de la estructura para el análisis estático no lineal (PUSHOVER) tanto para la normativa NEC-15 y el Eurocódigo-8. A continuación, se muestra el proceso del modelamiento en el software ETABS, para el Eurocódigo-8. No se muestra posteriormente el proceso paso a paso de la normativa NEC, ya que, es el mismo procedimiento solo cambian las secciones con sus respectivos armados.

Se seleccionan las unidades y los códigos que se van a trabajar para el desarrollo del modelo como se visualiza en la siguiente figura:

Figura 19

Selección del sistema métrico y normativas para los materiales

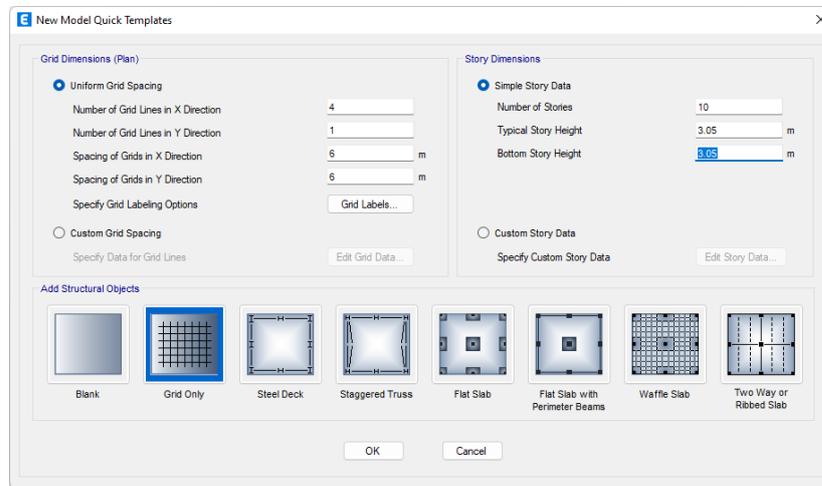


Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Se ingresan la separación en dirección “x” y en dirección “y”, con sus respectivos espaciamientos, las alturas de entre piso y los niveles totales visualizado en la Figura 21.

Figura 20

Espaciamiento en planta y altura del pórtico

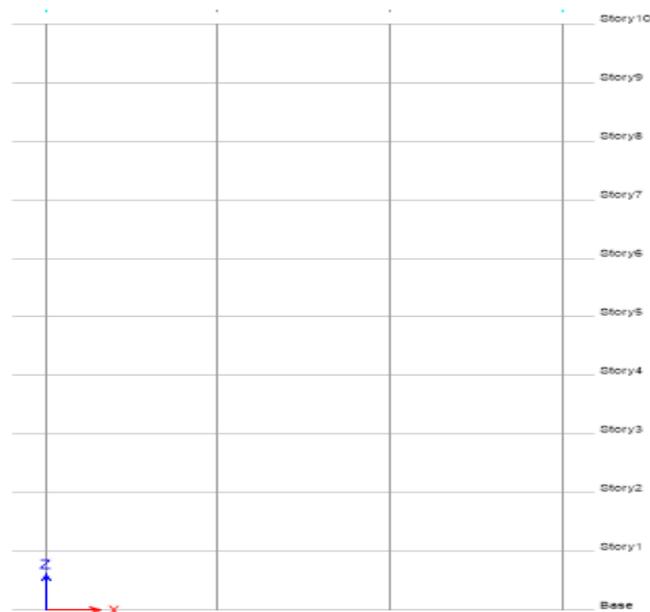


Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

En las siguientes figuras se muestra el pórtico obtenido sobre el cual se va a realizar la asignación de secciones, cargas, entre otras propiedades.

Figura 21

Vista en elevación del pórtico de estudio



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

3.2.1.1. Definición de los materiales y las secciones.

Se ingresan las propiedades de los materiales tal como hormigón y el acero de refuerzo como se ve en la Figura 23. Para el hormigón se trabaja con una resistencia a compresión de 280 kg/cm² la misma que fue utilizada para el diseño de la estructura en CYPECAD.

El programa ETABS asigna la resistencia del hormigón por el módulo de elasticidad.

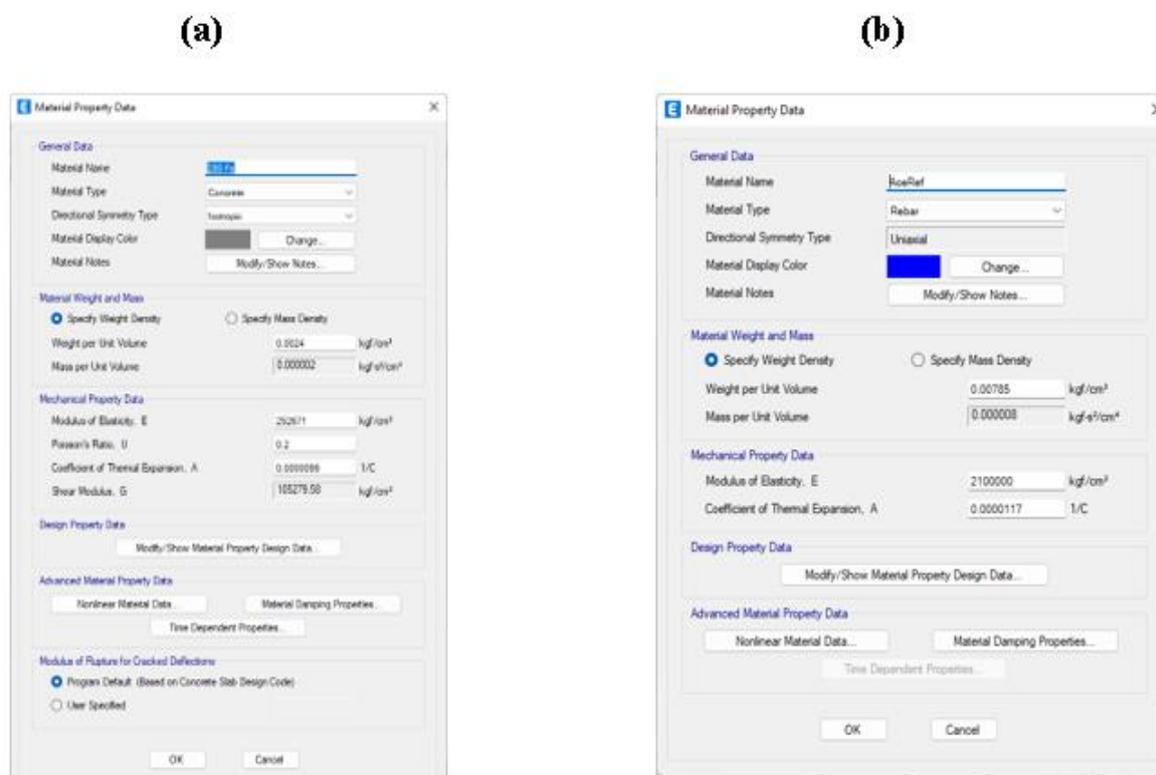
$$E = 15100 \sqrt{f'c} \quad \text{Ec (2.1)}$$

$$E = 15100 \sqrt{280}$$

$$E = 252671.33 \text{ kg/cm}^2$$

Figura 22

Ingreso de los materiales. Tipo de hormigón (a) Tipo de acero de refuerzo (b)

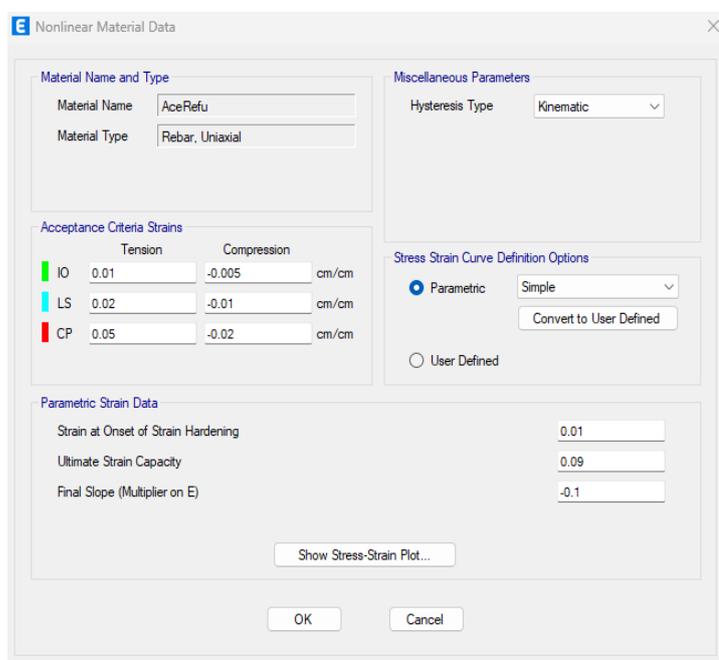


Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Después se asignaron las características no lineales de los materiales tanto para el acero como el concreto. Para este modelado se empleó un factor de fluencia 4200 kg/cm², haciendo referencia a lo propuesto en la ley Hooke, este material se comporta elásticamente siendo así proporcional al esfuerzo deformación por ello se utiliza el modelo Simple para la curva histerético debido a que su comportamiento de endurecimiento ayuda a la disipación de energía, se toma el modelo Kinematic, como se observa en la siguiente figura:

Figura 23

Definición de propiedades no lineales para el acero de refuerzo



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Para el modelo se utilizó una resistencia media a la compresión de 280kg/cm², según la ley Hooke este material se comporta elásticamente, siendo así proporcional al esfuerzo deformación utilizando la propiedad “no lineal Concrete” para el modelo histérico bilineal ya que este aporta mayor rigidez, y la opción “Mander” proponiendo que el concreto es confinado para así aumentar su capacidad tanto deformación y compresión como se muestra a continuación:

Figura 24

Definición de propiedades no lineales para el hormigón de 280 Kg/cm²

Nonlinear Material Data

Material Name and Type

Material Name: 280 f'c
Material Type: Concrete, Isotropic

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.003	cm/cm
LS	0.02	-0.006	cm/cm
CP	0.05	-0.015	cm/cm

Ignore Tension Acceptance Criteria

Miscellaneous Parameters

Hysteresis Type: Concrete
Modify/Show Hysteresis Parameters...
Drucker-Prager Parameters
Friction Angle: 0 deg
Dilatational Angle: 0 deg

Stress Strain Curve Definition Options

Parametric: Mander
Convert to User Defined
 User Defined

Parametric Strain Data

Strain at Unconfined Compressive Strength, f'c: 0.002219
Ultimate Unconfined Strain Capacity: 0.005
Final Compression Slope (Multiplier on E): -0.1

Show Stress-Strain Plot...

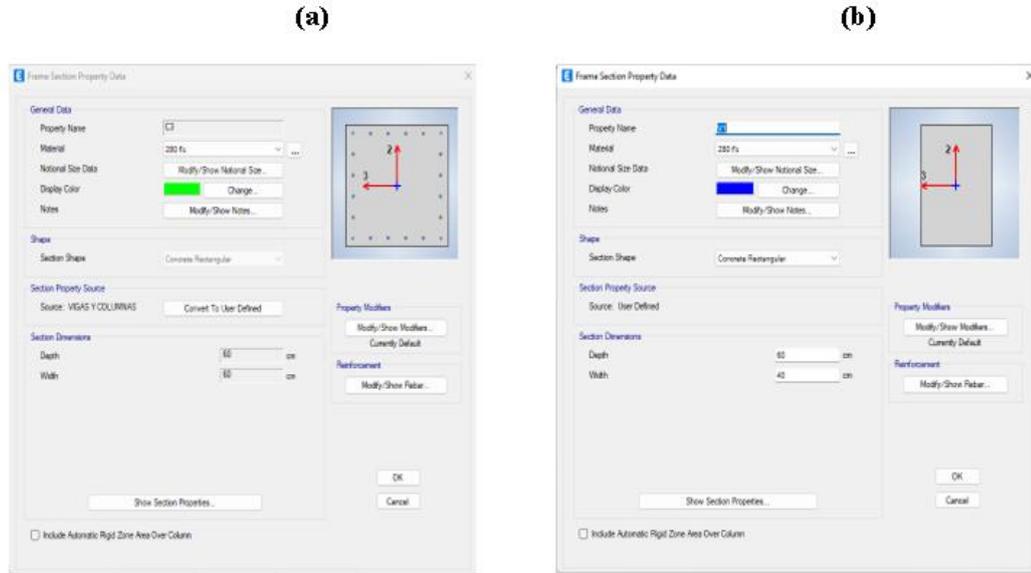
OK Cancel

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Las dimensiones son las obtenidas en el predimensionamiento obtenido al inicio del capítulo para el EC-8. A continuación, se muestra el armado para la columna de 60x60 cm y la viga de 40x60 cm. A continuación, se definen las secciones, tanto como para columnas como para vigas en las siguientes figuras.

Figura 25

Definición de las secciones (a) Columnas (b) Vigas

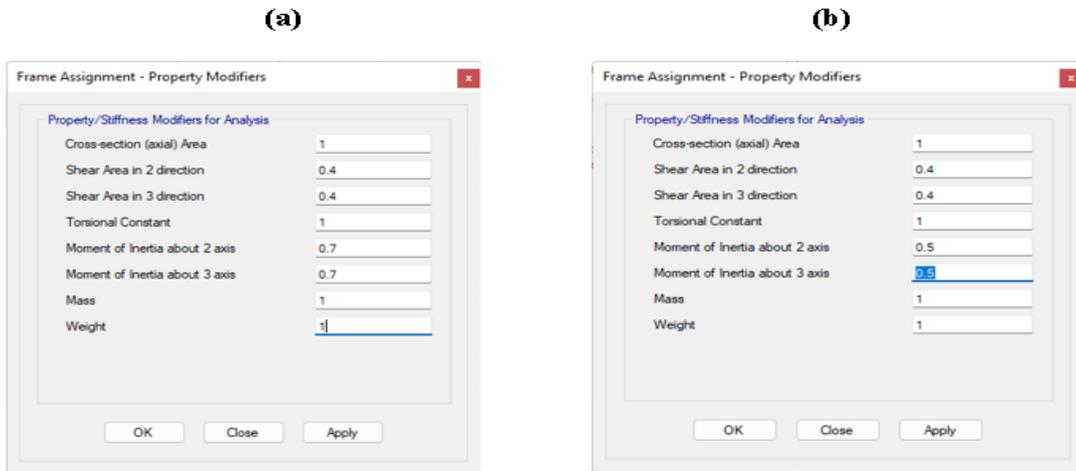


Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Una vez definida la sección se agrieta el momento de inercia y el cortante, como se menciona en la norma ASCE 41-13. Para las vigas la sección se agrieta un 50% y para las columnas un 70% y el corte se agrieta al 40% tanto en columnas y vigas.

Figura 26

Asignación de factores de agrietamientos en columnas (a), Vigas (b)

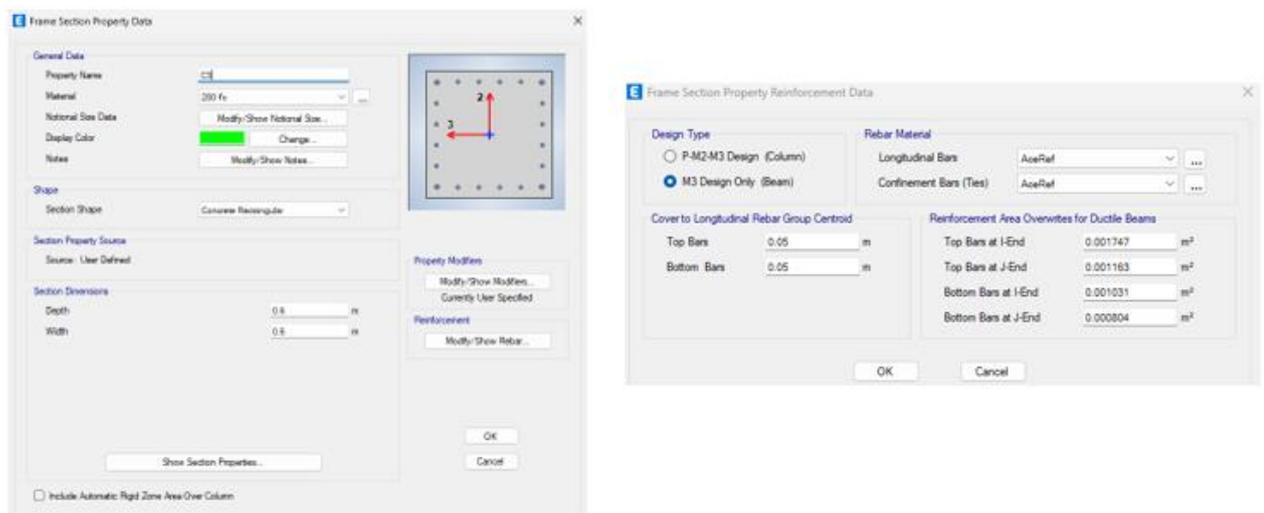


Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Con las secciones agrietadas generará que se incrementen los periodos de vibración de la estructura al momento de calcular el modelo. El agrietamiento de la sección va a influir en el encuentro del punto de desempeño y en la curva pushover, así como en la obtención de la deriva elástica e inelástica. A continuación, se muestran el armado de la columna y viga que se tomaron como referencia para la descripción del proceso:

Figura 27

Armado en columna (a) Armado en vigas (b)



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

En la siguiente tabla se muestra un resumen del acero real colocado en las vigas con el que se realizó el análisis PUSHOVER.

Tabla 20

Cuantías de armado en cm² en vigas obtenidas con la normativa EC-8

Ubicación	Left	Right	Ubicación	Left	Right	Ubicación	Left	Right			
V-28	Top	7.92	7.92	V-29	Top	7.92	7.92	V-30	Top	7.92	11.44
	Bottom	8.04	8.04		Bottom	8.04	8.04		Bottom	8.04	8.04
V-25	Top	13.95	11.69	V-26	Top	13.26	13.26	V-27	Top	11.69	13.95
	Bottom	9.42	9.42		Bottom	9.42	9.42		Bottom	9.42	9.42
V-22	Top	19.24	17.09	V-23	Top	17.09	17.09	V-24	Top	17.09	19.24
	Bottom	9.42	11.69		Bottom	11.69	11.69		Bottom	11.69	9.42
V-19	Top	22.49	21.74	V-20	Top	21.74	21.74	V-21	Top	21.74	22.49
	Bottom	13.26	15.02		Bottom	15.02	15.02		Bottom	15.02	13.26
V-16	Top	27.28	26.89	V-17	Top	26.89	26.89	V-18	Top	26.89	27.28
	Bottom	16.59	19.24		Bottom	19.24	19.24		Bottom	19.24	16.59
V-13	Top	31.42	28.67	V-14	Top	28.67	28.67	V-15	Top	28.67	31.42
	Bottom	20.04	21.74		Bottom	21.74	21.74		Bottom	21.74	20.04
V-10	Top	33.08	31.42	V-11	Top	31.42	31.42	V-12	Top	31.42	33.08
	Bottom	22.87	23.75		Bottom	23.75	23.75		Bottom	23.75	22.87
V-7	Top	36.23	33.97	V-8	Top	33.97	33.97	V-9	Top	33.97	36.23
	Bottom	25.27	25.53		Bottom	25.53	25.53		Bottom	25.53	25.27
V-4	Top	35.34	33.97	V-5	Top	33.97	33.97	V-6	Top	33.97	35.34
	Bottom	25.27	25.53		Bottom	25.53	25.53		Bottom	25.53	25.57
V-1	Top	28.77	27.28	V-2	Top	27.28	27.28	V-3	Top	27.28	28.27
	Bottom	19.73	19.24		Bottom	19.24	19.24		Bottom	19.24	19.73

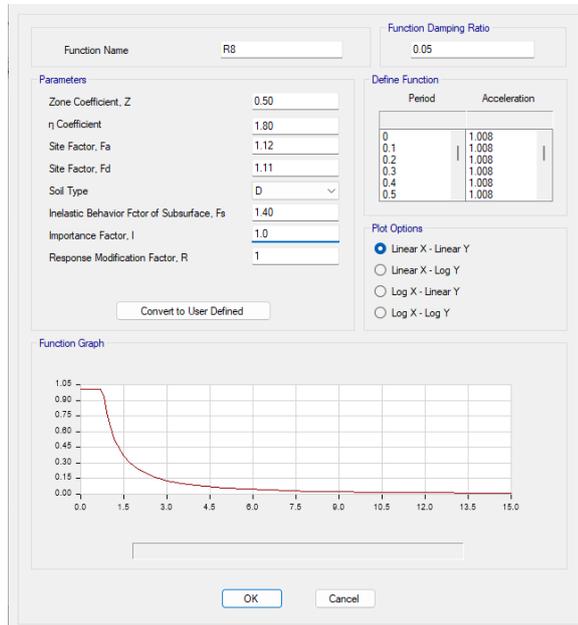
Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

3.2.1.2. Definición del espectro de respuesta.

Se definen la función de espectro elástico, ya que se va a utilizar el método de capacidad. La curva elástica es la función del espectro que no ha sido aplicado ningún valor de ductilidad o de reducción.

Figura 28

Función del espectro de respuesta (a) R1



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

3.2.1.3. Definición de los patrones, casos de carga y combinaciones.

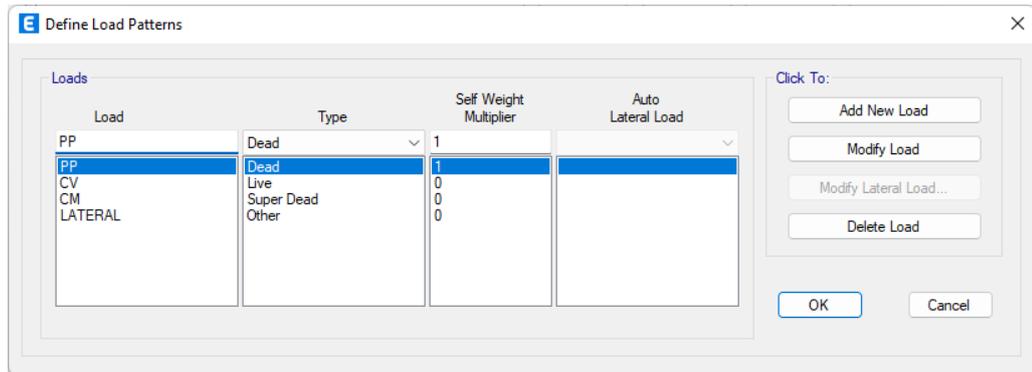
Se ingresan los patrones de carga que existirán dentro del modelo tales como: peso propio, carga viva, carga muerta y la carga lateral, tal como se encuentra en la Figura 30.

Para un análisis sísmico detallado y riguroso, es crucial considerar espectros de respuesta que reflejen las condiciones de diseño más desafiantes y variadas a las que un edificio puede estar sujeto. Por esta razón, se seleccionaron los espectros de respuesta R1. Es decir, el espectro sin ningún factor de reducción. El espectro R1 puede representar condiciones de suelo típicas para la región, mientras que el espectro R8 podría estar asociado con escenarios de suelo extremos o condiciones de carga inusuales. La inclusión de ambos espectros asegura que el diseño estructural considere un rango de variabilidad en la respuesta sísmica, lo cual es fundamental para la integridad y seguridad del edificio. Esta dualidad de espectros permite una evaluación comparativa de la estructura bajo diferentes escenarios de acción sísmica, lo cual

es consistente con las prácticas de diseño recomendadas por la Normativa Ecuatoriana de la Construcción y el Eurocódigo 8.

Figura 29

Patrones de carga existentes en el diseño



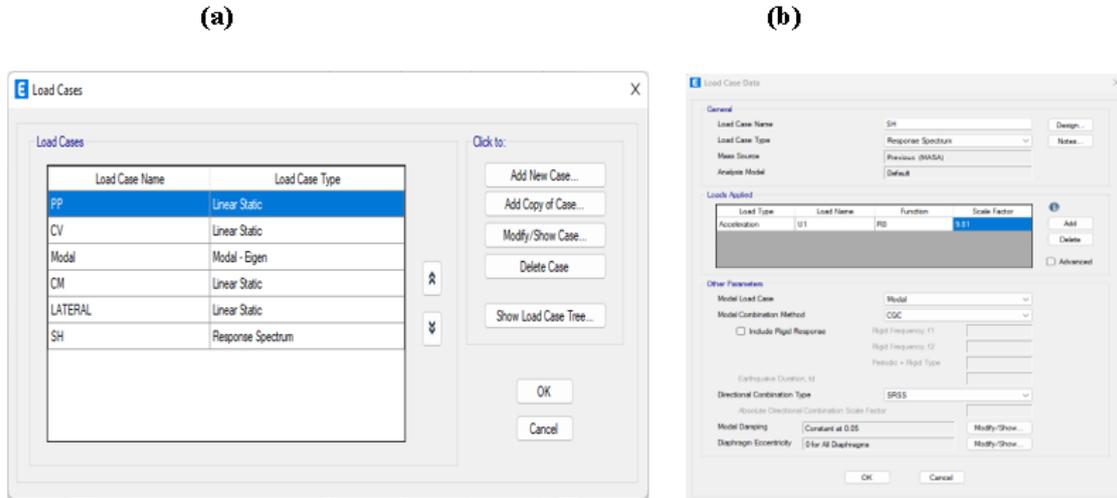
Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Para los casos de carga se crea el caso de sismo. Se crea un sismo horizontal con la finalidad de que tenga en cuenta toda la envolvente para el estudio de derivas, desplazamientos, entre otros parámetros que se estudian en un análisis sísmico.

Se crea una carga hipotética que va a generarse de forma lateral acorde de cómo se están generando los cortantes para el modo 1 o para el modo que se desplace en el sentido que estamos analizando.

Figura 30

Casos de carga (a) Casos de carga para el diseño (b) Creación del caso de carga correspondiente al sismo



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Una vez ingresado los casos y patrones de carga, se procede a ingresar las combinaciones para el modelo extraídas del CYPECAD y que son descritas en la Tabla 21:

Tabla 21

Coefficientes para combinaciones

Comb.	PP	CM	Qa	SX	SY
1	1.000	1.000			
2	1.350	1.350			
3	1.000	1.000	1.500		
4	1.350	1.350	1.500		
5	1.000	1.000		-0.300	-1.000
6	1.000	1.000	0.300	-0.300	-1.000
7	1.000	1.000		0.300	-1.000
8	1.000	1.000	0.300	0.300	-1.000
9	1.000	1.000		-1.000	-0.300
10	1.000	1.000	0.300	-1.000	-0.300
11	1.000	1.000		-1.000	0.300
12	1.000	1.000	0.300	-1.000	0.300
13	1.000	1.000		0.300	1.000
14	1.000	1.000	0.300	0.300	1.000
15	1.000	1.000		-0.300	1.000
16	1.000	1.000	0.300	-0.300	1.000
17	1.000	1.000		1.000	0.300
18	1.000	1.000	0.300	1.000	0.300
19	1.000	1.000		1.000	-0.300
20	1.000	1.000	0.300	1.000	-0.300

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

El análisis estático no lineal (Pushover), debe realizarse mientras existen cargas gravitacionales actuando en las vigas. Se obtienen los esfuerzos cortantes obtenidos de la envolvente de los modos de vibración, para que el patrón de cargas laterales sea una representación fiel al sismo.

Se crea un patrón de carga que respete esta disposición de valores de manera creciente en función del valor correspondiente a la planta 1 que, una vez dividido todos los valores con las demás plantas se representa el comportamiento de las cargas laterales con un valor creciente en altura con el primer modo de vibración como se muestra a continuación en la Tabla 22:

Tabla 22

Valores divididos por planta

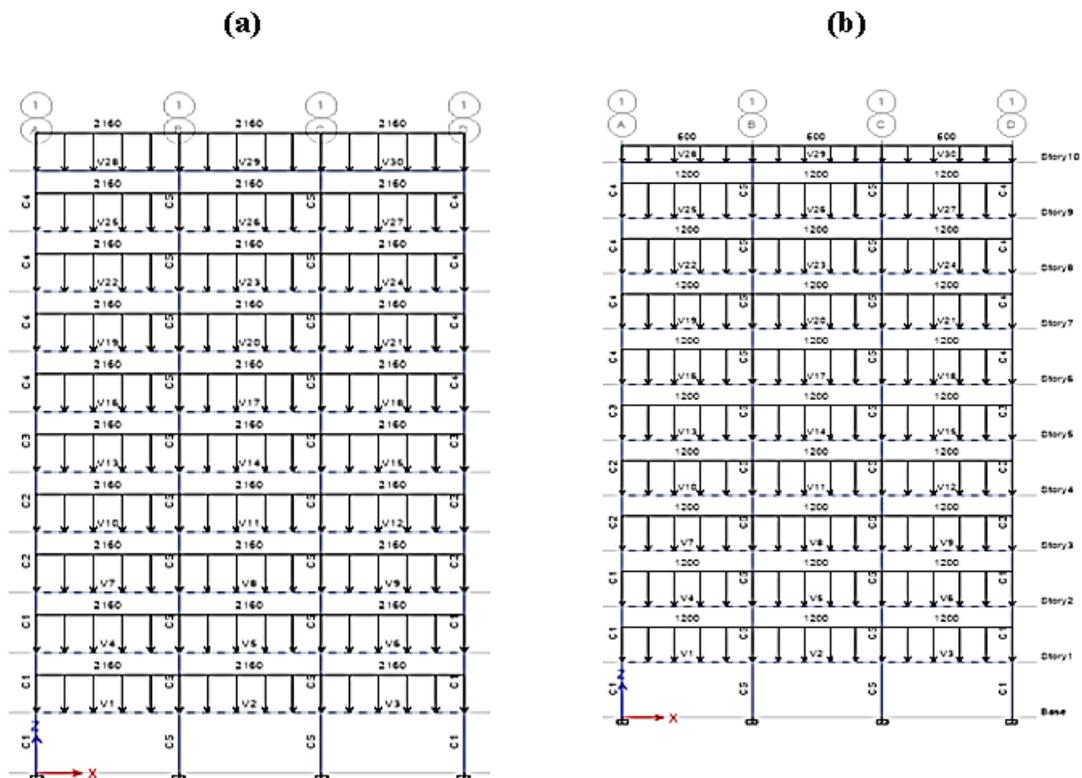
Planta	Cortante(kgf)	Patrón de carga lateral (relación de 1000)	Patrón de carga lateral x1000 (kgf)
Planta10	8829.74	7.85	7845
Planta 9	18178.72	8.31	8306
Planta 8	26301.54	7.22	7217
Planta 7	33346.62	6.26	6259
Planta 6	39446.75	5.42	5420
Planta 5	44753.81	4.72	4715
Planta 4	49286.52	4.03	4027
Planta 3	52886.61	3.20	3199
Planta 2	55354.43	2.19	2193
Planta 1	56479.94	1.00	1000

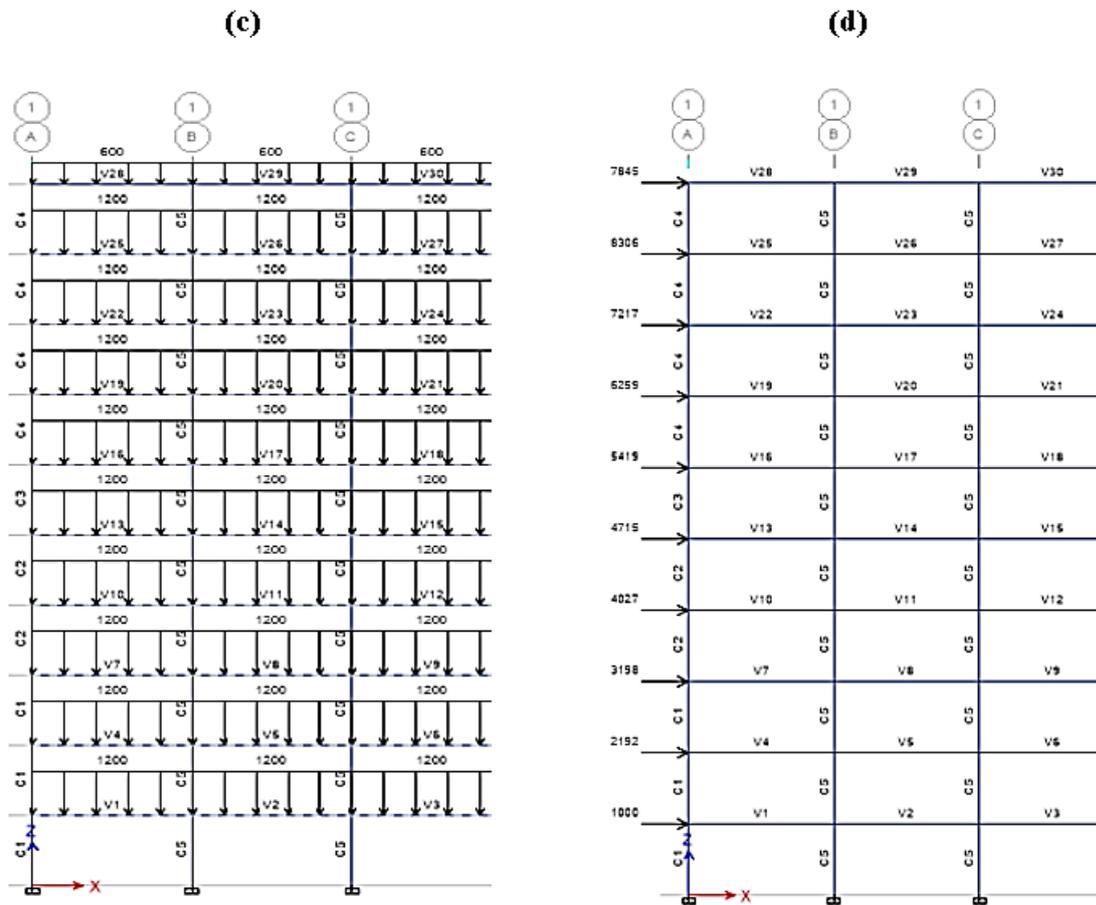
Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Así, obtenido el patrón de carga lateral se asignan como fuerzas laterales que simulan el sismo en x y se asignan las cargas gravitacionales distribuidas en las vigas correspondientes al peso propio, carga muerta y carga viva mostrado gráficamente en la Figura 32.

Figura 31

Cargas distribuidas asignadas (a) Peso propio (b) Carga muerta (c) Carga viva (d) Carga lateral





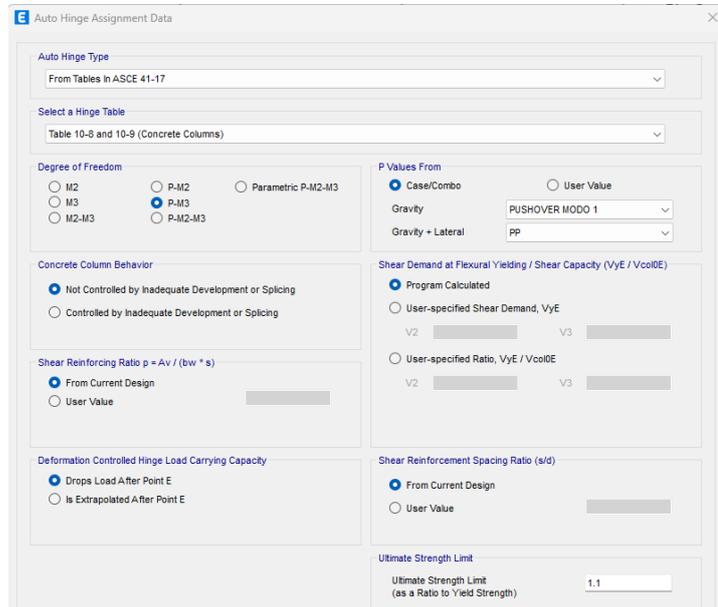
Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Se procedió a crear las rótulas con plasticidad concentrada o rótulas tipo concéntricas, en la cual se le asigna al inicio y al final de la columna, es decir, al 5% y al 95% de la longitud por forjado de las columnas. Seguido se procedió a asignar los parámetros para las rótulas concéntricas.

Criterio de asignación de datos para las rótulas en columnas de Fuente: Software ETABS

Figura 32

Criterio de asignación de datos para las rótulas en columnas

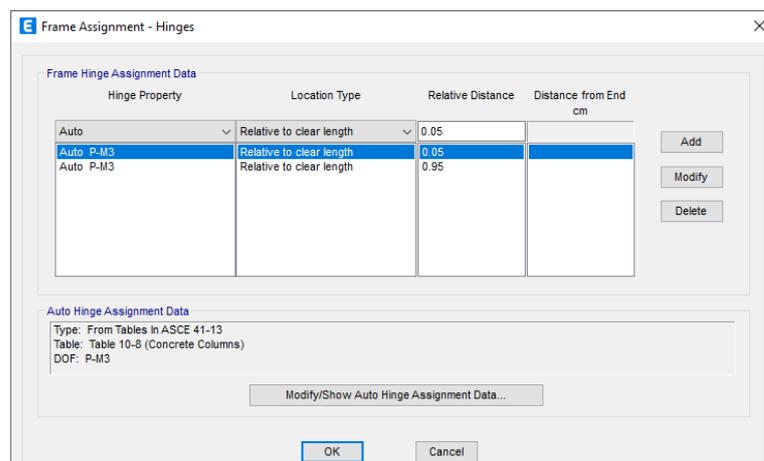


Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Se asignó las rótulas concéntricas tanto al inicio como en su parte final en las columnas del modelo.

Figura 33

Asignación de rótulas en los extremos



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Luego se creó las rótulas con plasticidad concentrada o rótulas tipo concéntricas, en la cual se le asigna al inicio y al final de las vigas, es decir, al 5% y al 95% de la longitud libre en la viga. Seguido se procedió a asignar los parámetros para las rótulas concéntricas.

Figura 34

Criterio de asignación de datos para las rótulas en columnas

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Se asignó las rótulas concéntricas tanto al inicio como en su parte final en las columnas del modelo.

Figura 35

Asignación de rótulas en los extremos

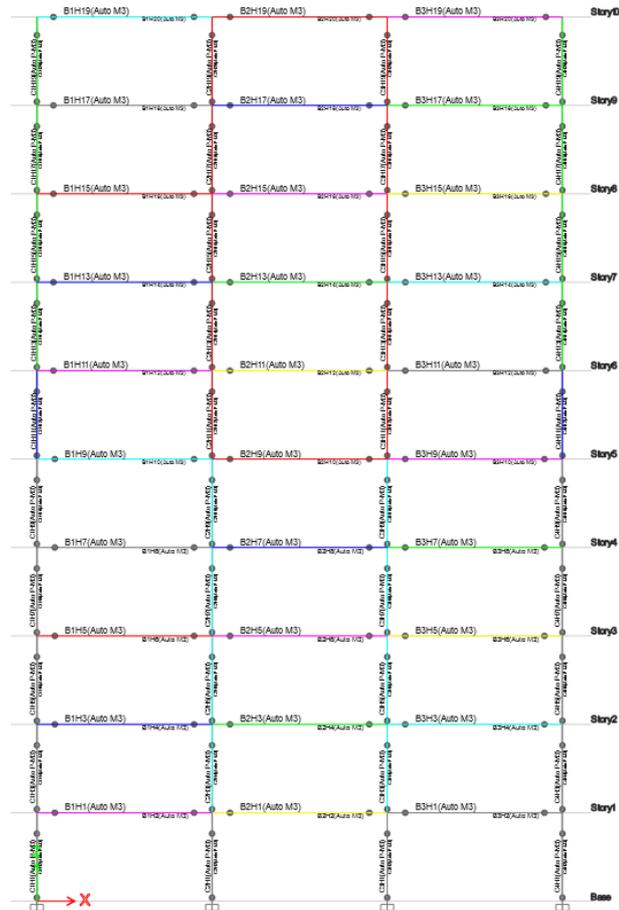
Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End cm
Auto	Relative to clear length	0.05	
Auto M3	Relative to clear length	0.05	
Auto M3	Relative to clear length	0.95	

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

A continuación, se muestra en una vista en alzado las asignaciones de las rótulas plásticas en columnas y vigas.

Figura 36

Vista en alzado de las rótulas plásticas

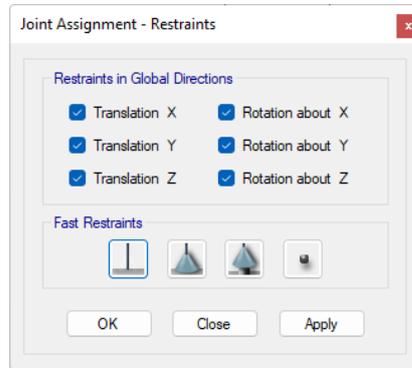


Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Se asignó las condiciones de contorno para la estructura, se consideró un pórtico empotrado en la base con restricción en “x” como en “y” observado en la Figura 38.

Figura 37

Restricciones del pórtico

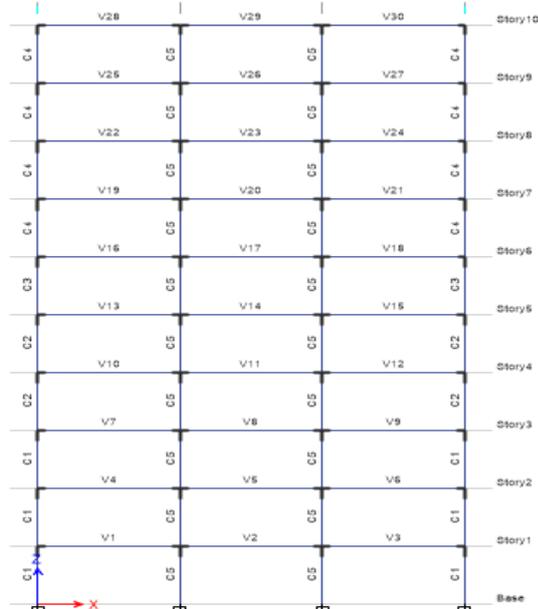


Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Una vez definido las secciones tanto de columnas como de vigas y establecidas las condiciones de contorno, se asignaron las secciones en el pórtico quedando distribuido de la siguiente forma mostrado en la Figura 39:

Figura 38

Pórtico con columnas y vigas con brazos rígidos y empotramiento asignados



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

3.2.1.4. Casos de cargas lineales y no lineales, definiciones de rotulas y análisis

Esto se realizó con la finalidad de cargar la estructura para dar inicio al análisis Pushover. Se calcularon los patrones de carga para la creación de la GRAV en este caso PP, SCP y CV. Según el FEMA 356 en la sección 2.26, determina una ecuación para calcular la GRAV cabe destacar que esta fórmula se la utiliza.

$$QG = 1.1(QD + 0.25QL)$$

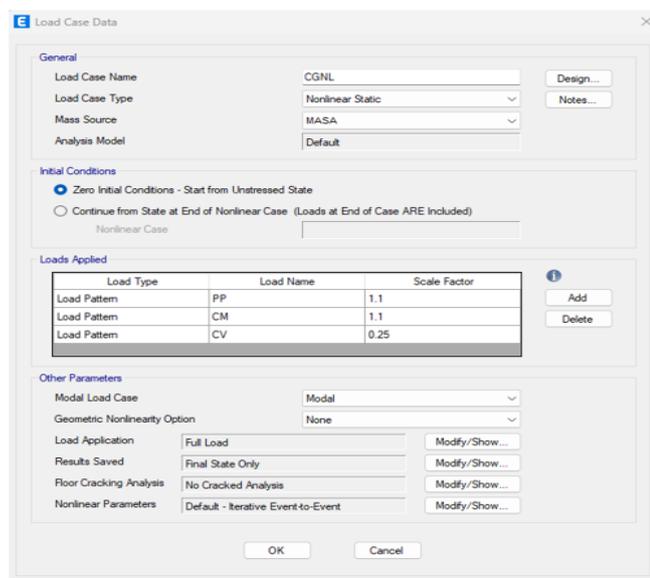
Donde:

- QD = Carga Muerta
- Q = Carga viva efectiva, equivalente al 25% de la carga viva total.

Se consideró el 110% de la carga muerta, para ser más conservador en el análisis, y el 25% de la carga viva total, siendo el tipo de carga estática no lineal. Como se puede observar las cargas gravitacionales colocadas en el programa ETABS, mediante la siguiente figura.

Figura 39

Asignación del caso de carga gravitacional no lineal



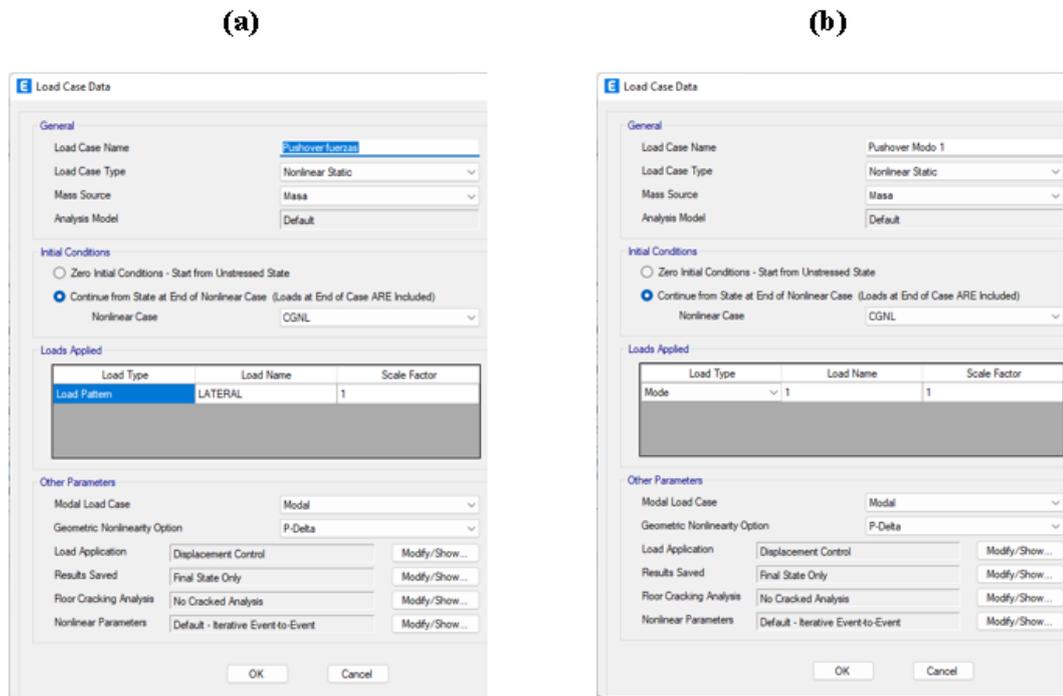
Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

El segundo caso de carga que se creó fue el correspondiente al Pushover de fuerzas, este caso de carga continuo desde el estado de carga gravitacional no lineal, la carga aplicada en este estado de carga va a ser el empuje lateral cuyas cargas van a ser incrementadas progresivamente hasta el colapso de la estructura. Se asignaron los efectos P-Delta y un control de desplazamiento de tope de 0.6 m para la primera iteración.

Esta misma configuración se estableció para el caso de carga de “Pushover modo 1” la diferencia es que la carga aplicada correspondió al modo 1 de la estructura. Se puede observar en la Figura 41 la asignación de los casos de cargas anteriormente mencionados.

Figura 40

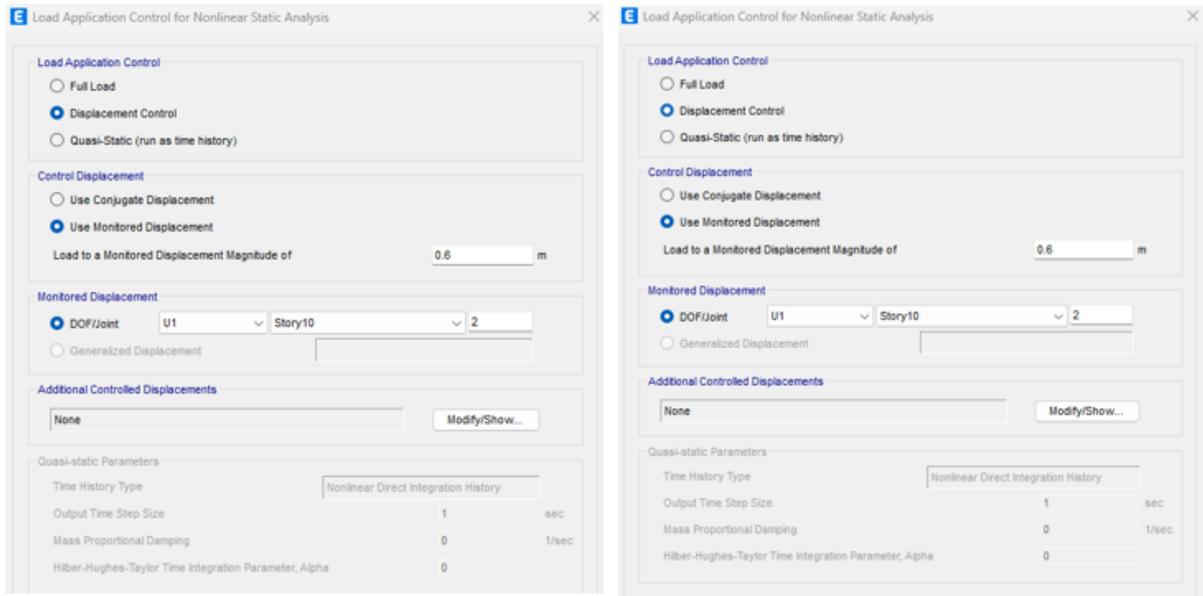
Casos de carga no lineales (a) Pushover fuerza (b) Pushover modo 1



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Figura 41

Asignación de control de desplazamiento (a) Pushover fuerza (b) Pushover modo 1



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Capítulo 4 – Resultados y discusión

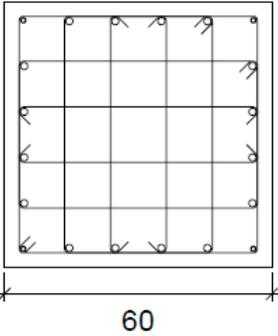
4.1. Realizar el análisis sismorresistente de una edificación de diez niveles aporricado de hormigón armado en CYPECAD, empleando el Eurocódigo-8 y la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción).

Una vez realizado el modelado de la estructura, tanto como la parte del diseño sísmico realizado en el software CYPECAD y para el análisis Pushover en el software ETABS se obtuvieron los resultados, mismos que se presentan por medio del cumplimiento de los objetivos específicos de la presente investigación, por tanto, para el cumplimiento del objetivo específico 1, se realizó el análisis sismorresistente de una edificación de diez niveles aporricada de hormigón armado en CYPECAD, empleando el Eurocódigo-8 y la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción).

4.1.1. Respuesta de la estructura según el Eurocódigo-8

Figura 42

Armadura del pilar de 60x60 cm, basado en la normativa Eurocódigo-2

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 60x60 cm
	Tramo : 27.450/30.500 m
	Altura libre : 2.55 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : FC280	Plano ZX : 2.55 m
Acero : fyk=400	Plano ZY : 2.55 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø12	Estribos : 2eØ6+1eØ6+X2rØ6+Y2rØ6
Cara X : 8Ø16	Separación : 8 - 15 cm
Cara Y : 8Ø16	
Cuantía : 1.02 %	

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Figura 43

Armadura del pilar de 70x70 cm, basado en la normativa Eurocódigo-2

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 70x70 cm
	Tramo : 27.450/30.500 m
	Altura libre : 2.55 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
Tamaño máximo de árido : 15 mm	
Materiales	
Hormigón : FC280	Longitud de pandeo
Acero : fyk=400	Plano ZX : 2.55 m
	Plano ZY : 2.55 m
Armadura longitudinal	
Esquina : 4Ø20	Armadura transversal
Cara X : 6Ø20	Estribos : 2eØ6+1eØ6+X1rØ6+Y1rØ6
Cara Y : 6Ø20	Separación : 8 - 15 cm
Cuantía : 1.03 %	

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

4.1.1.1. Comprobaciones por Estado Límite Último.

Figura 44

Comprobaciones E.L.U del pilar B1 según el Eurocódigo-8

Problema	Sección de hormigón															Estado		
	Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones					Esfuerzos admisibles					Estado				
				Disp.	Arm.	Q (%)	N.M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturalaleza	Comp.	N (t)		Mx (t-m)		My (t-m)	Qx (t)
Producción por una versión aplicativa de CYPE	Forjado 10 (27.45 - 30.5 m)	60x60	Cabeza	Cumple	Cumple	38.5	15.7	Cumple	Cumple	38.5	G, Q, S ^{II}	Q	19.22	-0.24	7.64	-6.80	0.05	Cumple
			29.4 m	Cumple	Cumple	38.5	15.7	Cumple	Cumple	38.5	G, Q, S ^{II}	Q	19.22	-0.24	7.64	-6.80	0.05	Cumple
			28.05 m	Cumple	Cumple	38.5	15.7	Cumple	Cumple	38.5	G, Q, S ^{II}	N.M.S.	14.18	0.64	8.39	-6.78	-0.61	Cumple
			Rie	Cumple	Cumple	37.7	17.4	Cumple	Cumple	37.7	G, Q, S ^{II}	N.M.S.	14.18	0.64	8.39	-6.78	-0.61	Cumple
			Cabeza	Cumple	Cumple	47.8	24.3	Cumple	Cumple	47.8	G, Q, S ^{II}	Q,S,N,M,S.	33.29	12.93	6.99	-5.41	-8.78	Cumple
			26.25 m	Cumple	Cumple	47.8	24.3	Cumple	Cumple	47.8	G, Q, S ^{II}	Q,S,N,M,S.	35.48	-9.13	-6.30	-5.41	-8.99	Cumple
	Forjado 9 (24.4 - 27.45 m)	60x60	25 m	Cumple	Cumple	47.8	16.9	Cumple	Cumple	47.8	G, Q, S ^{II}	Q,S,N,M,S.	35.48	-9.13	-6.30	-5.41	-8.99	Cumple
			Rie	Cumple	Cumple	47.8	16.9	Cumple	Cumple	47.8	G, Q, S ^{II}	Q,S,N,M,S.	35.48	-9.13	-6.30	-5.41	-8.99	Cumple
			Cabeza	Cumple	Cumple	55.1	27.9	Cumple	Cumple	55.1	G, Q, S ^{II}	Q,S,N,M,S.	53.78	16.20	8.23	-6.24	-11.67	Cumple
			23.2 m	Cumple	Cumple	55.2	20.7	Cumple	Cumple	55.2	G, S ^{II}	Q,S.	53.08	-12.63	-6.65	-5.88	-11.83	Cumple
			21.95 m	Cumple	Cumple	55.2	20.7	Cumple	Cumple	55.2	G, S ^{II}	Q,S.	56.01	-12.65	-7.09	-6.24	-11.86	Cumple
			Rie	Cumple	Cumple	55.2	20.7	Cumple	Cumple	55.2	G, S ^{II}	Q,S.	53.08	-12.63	-6.65	-5.88	-11.83	Cumple
Forjado 8 (21.35 - 24.4 m)	60x60	Cabeza	Cumple	Cumple	61.5	30.4	Cumple	Cumple	61.5	G, Q, S ^{II}	Q,S,N,M,S.	70.49	19.44	8.11	-6.42	-14.58	Cumple	
		20.15 m	Cumple	Cumple	61.5	30.4	Cumple	Cumple	61.5	G, S ^{II}	Q,S.	70.49	19.44	8.11	-6.42	-14.58	Cumple	
		19.525 m	Cumple	Cumple	56.7	26.8	Cumple	Cumple	56.7	G, S ^{II}	Q,S.	70.49	19.44	8.11	-6.42	-14.58	Cumple	
		18.9 m	Cumple	Cumple	56.7	26.8	Cumple	Cumple	56.7	G, S ^{II}	Q,S.	70.49	19.44	8.11	-6.42	-14.58	Cumple	
		Rie	Cumple	Cumple	56.6	22.9	Cumple	Cumple	56.6	G, Q, S ^{II}	N.M.S.	74.59	19.48	8.56	-6.80	-14.60	Cumple	
		Rie	Cumple	Cumple	56.6	22.9	Cumple	Cumple	56.6	G, Q, S ^{II}	N.M.S.	72.72	-16.50	-7.65	-6.42	-14.72	Cumple	
Producción por una versión aplicativa de CYPE	Forjado 7 (19.525 - 21.35 m)	60x60	Cabeza	Cumple	Cumple	61.5	30.4	Cumple	Cumple	61.5	G, S ^{II}	Q,S,N,M,S.	70.49	19.44	8.11	-6.42	-14.58	Cumple
			20.15 m	Cumple	Cumple	61.5	30.4	Cumple	Cumple	61.5	G, S ^{II}	Q,S,N,M,S.	70.49	19.44	8.11	-6.42	-14.58	Cumple
			19.525 m	Cumple	Cumple	56.7	26.8	Cumple	Cumple	56.7	G, S ^{II}	Q,S.	70.49	19.44	8.11	-6.42	-14.58	Cumple
			18.9 m	Cumple	Cumple	56.7	26.8	Cumple	Cumple	56.7	G, S ^{II}	Q,S.	70.49	19.44	8.11	-6.42	-14.58	Cumple
			Rie	Cumple	Cumple	56.6	22.9	Cumple	Cumple	56.6	G, Q, S ^{II}	N.M.S.	74.59	19.48	8.56	-6.80	-14.60	Cumple
			Rie	Cumple	Cumple	56.6	22.9	Cumple	Cumple	56.6	G, Q, S ^{II}	N.M.S.	72.72	-16.50	-7.65	-6.42	-14.72	Cumple
	Forjado 6 (15.25 - 18.3 m)	60x60	Cabeza	Cumple	Cumple	56.6	28.4	Cumple	Cumple	56.6	G, S ^{II}	Q,S.	90.35	21.45	8.18	-5.86	-14.21	Cumple
			17.1 m	Cumple	Cumple	56.6	28.4	Cumple	Cumple	56.6	G, Q, S ^{II}	N.M.S.	95.63	21.49	8.61	-6.17	-16.24	Cumple
			15.85 m	Cumple	Cumple	56.6	28.4	Cumple	Cumple	56.6	G, S ^{II}	Q,S.	90.35	21.45	8.18	-5.86	-14.21	Cumple
			Rie	Cumple	Cumple	56.5	24.4	Cumple	Cumple	56.5	G, Q, S ^{II}	N.M.S.	95.63	21.49	8.61	-6.17	-16.24	Cumple
			Cabeza	Cumple	Cumple	60.8	24.3	Cumple	Cumple	60.8	G, S ^{II}	Q,S.	88.54	28.00	-1.45	0.38	-20.83	Cumple
			13.95 m	Cumple	Cumple	60.8	24.3	Cumple	Cumple	60.8	G, Q, S ^{II}	N.M.S.	116.83	28.34	7.85	-6.39	-21.18	Cumple
Forjado 5 (12.2 - 15.25 m)	70x70	12.9 m	Cumple	Cumple	60.8	24.3	Cumple	Cumple	60.8	G, S ^{II}	Q,S.	88.54	28.00	-1.45	0.38	-20.83	Cumple	
		12.9 m	Cumple	Cumple	60.8	24.3	Cumple	Cumple	60.8	G, Q, S ^{II}	N.M.S.	116.83	28.34	7.85	-6.39	-21.18	Cumple	
		Rie	Cumple	Cumple	60.2	21.6	Cumple	Cumple	60.2	G, S ^{II}	Q,S.	91.84	-23.04	-0.51	0.38	-20.83	Cumple	
		Cabeza	Cumple	Cumple	60.8	25.7	Cumple	Cumple	60.8	G, S ^{II}	Q,S.	103.03	28.19	0.27	-0.37	-21.86	Cumple	
		10.9 m	Cumple	Cumple	60.8	25.7	Cumple	Cumple	60.8	G, Q, S ^{II}	N.M.S.	141.53	-27.67	10.84	-8.33	21.70	Cumple	
		Rie	Cumple	Cumple	60.8	25.7	Cumple	Cumple	60.8	G, Q, S ^{II}	N.M.S.	141.53	-27.67	10.84	-8.33	21.70	Cumple	
Forjado 4 (10.375 - 12.2 m)	70x70	10.375 m	Cumple	Cumple	60.8	25.7	Cumple	Cumple	60.8	G, S ^{II}	Q,S.	103.03	28.19	0.27	-0.37	-21.86	Cumple	
		9.85 m	Cumple	Cumple	60.8	25.7	Cumple	Cumple	60.8	G, Q, S ^{II}	N.M.S.	141.53	-27.67	10.84	-8.33	21.70	Cumple	
		Rie	Cumple	Cumple	60.0	23.8	Cumple	Cumple	60.0	G, S ^{II}	Q,S.	106.70	-25.47	-0.72	-0.30	-23.04	Cumple	
		Cabeza	Cumple	Cumple	62.1	26.8	Cumple	Cumple	62.1	G, S ^{II}	Q,S.	117.80	28.84	-0.68	0.60	-23.42	Cumple	
		7.85 m	Cumple	Cumple	62.1	26.8	Cumple	Cumple	62.1	G, Q, S ^{II}	N.M.S.	165.56	-28.71	10.10	-8.19	23.33	Cumple	
		Rie	Cumple	Cumple	62.1	26.8	Cumple	Cumple	62.1	G, S ^{II}	Q,S.	117.80	28.84	-0.68	0.60	-23.42	Cumple	
Forjado 3 (6.1 - 9.15 m)	70x70	6.8 m	Cumple	Cumple	62.1	26.8	Cumple	Cumple	62.1	G, S ^{II}	Q,S.	117.80	28.84	-0.68	0.60	-23.42	Cumple	
		6.8 m	Cumple	Cumple	62.1	26.8	Cumple	Cumple	62.1	G, Q, S ^{II}	N.M.S.	165.56	-28.71	10.10	-8.19	23.33	Cumple	
		Rie	Cumple	Cumple	61.5	26.7	Cumple	Cumple	61.5	G, S ^{II}	Q,S.	120.80	-28.94	0.78	0.60	-23.42	Cumple	
		Cabeza	Cumple	Cumple	62.0	26.7	Cumple	Cumple	62.0	G, Q, S ^{II}	N.M.S.	160.77	28.43	-9.99	-8.16	23.16	Cumple	
		4.8 m	Cumple	Cumple	62.0	26.7	Cumple	Cumple	62.0	G, S ^{II}	Q,S.	121.19	25.55	0.35	0.65	-24.90	Cumple	
		Rie	Cumple	Cumple	62.0	26.7	Cumple	Cumple	62.0	G, S ^{II}	Q,S.	260.07	-0.06	8.20	-8.97	0.10	Cumple	
Forjado 2 (3.05 - 6.1 m)	70x70	3.75 m	Cumple	Cumple	62.0	26.7	Cumple	Cumple	62.0	G, S ^{II}	Q,S.	133.19	25.55	0.35	0.65	-24.90	Cumple	
		3.75 m	Cumple	Cumple	62.0	26.7	Cumple	Cumple	62.0	G, Q, S ^{II}	N.M.S.	260.07	-0.06	8.20	-8.97	0.10	Cumple	
		Rie	Cumple	Cumple	61.2	31.8	Cumple	Cumple	61.2	G, S ^{II}	Q,S.	133.83	-34.35	1.98	0.66	-24.38	Cumple	
		Cabeza	Cumple	Cumple	56.6	29.2	Cumple	Cumple	56.6	G, S ^{II}	Q,S.	149.41	8.24	-4.14	2.62	-23.21	Cumple	
		1.75 m	Cumple	Cumple	56.6	29.2	Cumple	Cumple	56.6	G, Q, S ^{II}	N.M.S.	290.57	-0.25	7.43	-4.76	0.16	Cumple	
		Rie	Cumple	Cumple	56.6	29.2	Cumple	Cumple	56.6	G, S ^{II}	Q,S.	149.41	8.24	-4.14	2.62	-23.21	Cumple	
Forjado 1 (0 - 3.05 m)	70x70	0.7 m	Cumple	Cumple	56.6	29.2	Cumple	Cumple	56.6	G, S ^{II}	Q,S.	290.57	-0.25	7.43	-4.76	0.16	Cumple	
		0.7 m	Cumple	Cumple	55.6	42.6	Cumple	Cumple	55.6	G, S ^{II}	Q,S.	150.70	-48.17	10.51	2.58	-22.97	Cumple	
		Rie	Cumple	Cumple	55.6	42.6	Cumple	Cumple	55.6	G, Q, S ^{II}	N.M.S.	214.42	48.38	-15.36	-8.05	23.18	Cumple	
		Cabeza	Cumple	Cumple	42.6	9.1	Cumple	Cumple	42.6	G, S ^{II}	Q,S.	203.25	48.33	-15.13	-7.75	23.15	Cumple	
		0 m	Cumple	Cumple	42.6	9.1	Cumple	Cumple	42.6	G, Q, S ^{II}	N.M.S.	214.42	48.38	-15.36	-8.05	23.18	Cumple	
		Rie	Cumple	Cumple	42.6	9.1	Cumple	Cumple	42.6	G, Q, S ^{II}	N.M.S.	214.42	48.38	-15.36	-8.05	23.18	Cumple	
Cimentación	70x70	Arvanque	N.P. ^{III}	N.P. ^{III}	9.1	42.6	N.P. ^{III}	Cumple	42.6	G, S ^{II}	Q,S.	203.25	48.33	-15.13	-7.75	23.15	Cumple	

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Las verificaciones para el pilar B1 donde se utilizó el Eurocódigo-8 cumplió a las solicitaciones requeridas para el cual fue diseñado tanto a situaciones persistentes como accidentales.

4.1.1.2. Participación de masas en la estructura.

Figura 45

Participación de masas en la estructura

Modo	T	L _x	L _y	L _{gr}	M _x	M _y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	1.181	1	0	0	79.42 %	0 %	R = 4.68 A = 1.225 m/s ² D = 43.2938 mm	R = 4.68 A = 1.225 m/s ² D = 43.2938 mm
Modo 2	1.181	0	1	0	0 %	79.42 %	R = 4.68 A = 1.225 m/s ² D = 43.2938 mm	R = 4.68 A = 1.225 m/s ² D = 43.2938 mm
Modo 3	1.007	0.0127	0.0127	1	0 %	0 %	R = 4.68 A = 1.436 m/s ² D = 36.92 mm	R = 4.68 A = 1.436 m/s ² D = 36.92 mm
Modo 4	0.395	1	0	0	10.26 %	0 %	R = 4.68 A = 2.411 m/s ² D = 9.52792 mm	R = 4.68 A = 2.411 m/s ² D = 9.52792 mm
Modo 5	0.395	0	1	0	0 %	10.26 %	R = 4.68 A = 2.411 m/s ² D = 9.52792 mm	R = 4.68 A = 2.411 m/s ² D = 9.52792 mm
Modo 6	0.342	0	0	1	0 %	0 %	R = 4.68 A = 2.411 m/s ² D = 7.15734 mm	R = 4.68 A = 2.411 m/s ² D = 7.15734 mm
Modo 7	0.197	0	0	1	0 %	0 %	R = 4.59 A = 2.424 m/s ² D = 2.3721 mm	R = 4.59 A = 2.424 m/s ² D = 2.3721 mm
Modo 8	0.226	1	0	0	3.84 %	0 %	R = 4.68 A = 2.411 m/s ² D = 3.11157 mm	R = 4.68 A = 2.411 m/s ² D = 3.11157 mm
Modo 9	0.226	0	1	0.0009	0 %	3.84 %	R = 4.68 A = 2.411 m/s ² D = 3.11157 mm	R = 4.68 A = 2.411 m/s ² D = 3.11157 mm
Modo 10	0.134	0	0	1	0 %	0 %	R = 3.46 A = 2.609 m/s ² D = 1.18167 mm	R = 3.46 A = 2.609 m/s ² D = 1.18167 mm
Modo 11	0.153	1	0	0	2.29 %	0 %	R = 3.8 A = 2.552 m/s ² D = 1.50964 mm	R = 3.8 A = 2.552 m/s ² D = 1.50964 mm
Modo 12	0.153	0	1	0.0009	0 %	2.29 %	R = 3.8 A = 2.552 m/s ² D = 1.50964 mm	R = 3.8 A = 2.552 m/s ² D = 1.50964 mm
Total					95.81 %	95.81 %		

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Se observó que las masas participativas en el análisis modal espectral según el Eurocódigo-8 superaron el 90% en el modo 12, dando un 95.81% de participación de masas para ambos sentidos tanto en X como en Y, así mismo el edificio al ser regular contó con una torsión en planta del 0%.

4.1.1.3. Desplomes locales máximas de los pilares por cada forjado.

Figura 46

Desplome locales máximas de los pilares por cada forjado

Desplome local máximo de los pilares (δ / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Forjado 10	----	----	1 / 222 (A1, ...)	1 / 222 (A1, ...)
Forjado 9	----	----	1 / 170 (A1, ...)	1 / 170 (A1, ...)
Forjado 8	----	----	1 / 128 (A1, ...)	1 / 128 (A1, ...)
Forjado 7	----	----	1 / 104 (A1, ...)	1 / 104 (A1, ...)
Forjado 6	----	----	1 / 90 (A1, ...)	1 / 90 (A1, ...)
Forjado 5	----	----	1 / 86 (A1, ...)	1 / 86 (A1, ...)
Forjado 4	----	----	1 / 80 (A1, ...)	1 / 80 (A1, ...)
Forjado 3	----	----	1 / 77 (A1, ...)	1 / 77 (A1, ...)
Forjado 2	----	----	1 / 81 (A1, ...)	1 / 81 (A1, ...)
Forjado 1	----	----	1 / 121 (A1, ...)	1 / 121 (A1, ...)

Notas:
⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

En la tabla obtenida de CYPECAD se evidenció que el desplome máximo de pisos consecutivos se produjo en el forjado 3 con un desplome de 1/77 o su equivalente relativo de 0.01299 o 1.30%, de esta manera se procedió a realizar el cálculo manual para comprobar el desplome de entrepiso, considerando el apartado 4.4.3.2 de EC-8, caso:

Para edificios que tengan elementos no estructurales unidos de forma que no interfieran con las deformaciones estructurales o que carezcan de elementos no estructurales, el desplome de entrepiso no debe ser mas del 1.5%.

Figura 47

Desplome entre piso

q=		H(cm)	v	d. elást. Abs (cm)	d*q abs (cm)	Desplome dr (cm)	H/x	Límite a 0.01h/v (cm)	Check
5.85	Planta 10	310	0.5	28.23	165.15	1.395	222	6.2	CUMPLE
	Planta 9	305	0.5	27.05	158.24	1.800	169	6.1	CUMPLE
	Planta 8	305	0.5	25.47	149.00	2.379	128	6.1	CUMPLE
	Planta 7	305	0.5	23.30	136.31	2.928	104	6.1	CUMPLE
	Planta 6	305	0.5	20.55	120.22	3.386	90	6.1	CUMPLE
	Planta 5	305	0.5	17.29	101.15	3.538	86	6.1	CUMPLE
	Planta 4	305	0.5	13.81	80.81	3.813	80	6.1	CUMPLE
	Planta 3	305	0.5	10.03	58.68	3.965	77	6.1	CUMPLE
	Planta 2	305	0.5	6.06	35.45	3.782	81	6.1	CUMPLE
	Planta 1	275	0.5	2.28	13.34	2.255	122	5.5	CUMPLE

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Tabla 23

Desplome total máxima de los pilares por la altura total del edificio

Desplome total máximo de los pilares (Δ / H)			
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
----	----	1 / 108 (A1, ...)	1 / 108 (A1, ...)
Notas: ⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.			

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

En la tabla obtenida de CYPECAD se evidenció que el desplome total máximo de toda la altura del edificio es de 1/108 o su equivalente relativo de 0.009259 o 0.93% estando dentro del rango del 1.5%.

4.1.2. Respuesta de la estructura ante sismo Según NEC-SD-DS 2015

Figura 48

Armadura del pilar de 60x60 cm, basado en la normativa NEC

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones : 60x60 cm	
	Tramo : 27.450/30.500 m	
	Altura libre : 2.55 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de árido : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'c=280$	Plano ZX : 2.55 m
	Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZY : 2.55 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø25	Estribos : 3eØ10+X1rØ10+Y1rØ10	
Cara X : 6Ø20	Separación : 5 cm	
Cara Y : 6Ø20		
Cuantía : 1.59 %		

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Figura 49

Armadura del pilar de 70x70 cm, basado en la normativa Eurocódigo-2

Datos del pilar		
	Geometría Dimensiones : 70x70 cm Tramo : 27.450/30.500 m Altura libre : 2.55 m Recubrimiento geométrico : 4.0 cm Tamaño máximo de árido : 15 mm	
	Materiales Hormigón : $f_c=280$ Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Longitud de pandeo Plano ZX : 2.55 m Plano ZY : 2.55 m
	Armadura longitudinal Esquina : 4Ø14 Cara X : 8Ø20 Cara Y : 8Ø20 Cuanía : 1.15 %	Armadura transversal Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y2rØ10 Separación : 5 cm

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

4.1.2.1. Comprobaciones por Estado Límite Último.

Tabla 24

Comprobaciones por Estado Límite Último del pilar B1

Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones								Esfuerzos p _{ed} imos						Estado	
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	M _{xx} (t/m)	M _{yy} (t/m)	Q _x (t)		Q _y (t)
Forjado 10 (27.45 - 30.5 m)	60x60	Cabeza	Cumple	Cumple	30.2	12.3	Cumple	Cumple	Cumple	30.2	G, Q ^{III}	Q	17.59	-0.21	7.03	-6.28	0.04	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	29.8	13.3	Cumple	Cumple	Cumple	29.8	G, Q, S ^{III}	N,M S.	16.51	-0.27	8.43	-6.67	0.09	Cumple
Forjado 9 (24.4 - 27.45 m)	60x60	Cabeza	Cumple	Cumple	27.2	19.3	Cumple	Cumple	Cumple	27.2	G, Q ^{III}	Q	45.03	0.59	7.63	-6.36	-0.42	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	26.9	15.5	Cumple	Cumple	Cumple	26.9	G, Q, S ^{III}	N,M S.	38.77	9.10	5.92	-4.98	-5.81	Cumple
Forjado 8 (21.35 - 24.4 m)	60x60	Cabeza	Cumple	Cumple	25.4	24.2	Cumple	Cumple	Cumple	25.4	G, Q ^{III}	Q	72.35	0.29	8.21	-6.62	-0.25	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	25.1	19.4	Cumple	Cumple	Cumple	25.1	G, Q, S ^{III}	N,M S.	61.88	11.54	6.54	-5.27	-7.75	Cumple
Forjado 7 (19.525 - 21.35 m)	60x60	Cabeza	Cumple	Cumple	23.7	28.0	Cumple	Cumple	Cumple	28.0	G, Q ^{III}	Q	99.70	0.30	8.08	-6.80	-0.21	Cumple
		19.525 m	Cumple	Cumple	41.9	24.7	Cumple	Cumple	Cumple	41.9	G, Q, S ^{III}	N,M S.	84.96	13.82	6.37	-5.39	-9.83	Cumple
Forjado 7 (18.3 - 19.525 m)	60x60	Cabeza	Cumple	Cumple	43.3	26.4	Cumple	Cumple	Cumple	43.3	G, S ^{III}	Q S.	58.67	13.66	4.20	-3.57	-9.72	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	24.3	23.5	Cumple	Cumple	Cumple	24.3	G, Q, S ^{III}	N,M S.	84.96	13.82	6.37	-5.39	-9.83	Cumple
Forjado 6 (15.25 - 18.3 m)	60x60	Cabeza	Cumple	Cumple	44.4	29.4	Cumple	Cumple	Cumple	44.4	G, S ^{III}	Q S.	74.43	15.05	3.99	-2.80	-10.91	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	44.4	25.3	Cumple	Cumple	Cumple	44.4	G, Q, S ^{III}	N,M S.	107.94	15.18	6.06	-4.27	-11.02	Cumple
Forjado 5 (12.2 - 15.25 m)	70x70	15.25 m	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	25.3	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	25.3	G, Q, S ^{III}	N,M S.	110.59	-11.97	-4.41	-4.27	-11.10	Cumple
		Cabeza	Cumple	Cumple	13.5	25.0	Cumple	Cumple	Cumple	25.0	G, Q ^{III}	Q	154.73	0.51	5.93	-5.38	-0.35	Cumple
Forjado 4 (10.375 - 12.2 m)	70x70	Cabeza	Cumple	Cumple	42.4	28.8	Cumple	Cumple	Cumple	42.4	G, Q ^{III}	Q	134.72	-15.82	-5.63	-4.10	-14.52	Cumple
		10.375 m	Cumple	Cumple	42.4	28.8	Cumple	Cumple	Cumple	42.4	G, Q, S ^{III}	N,M S.	106.78	18.98	4.53	-3.61	-14.60	Cumple
Forjado 4 (9.15 - 10.375 m)	70x70	Cabeza	Cumple	Cumple	42.4	28.8	Cumple	Cumple	Cumple	42.4	G, S ^{III}	Q S.	106.78	18.98	4.53	-3.61	-14.60	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	42.0	27.7	Cumple	Cumple	Cumple	42.0	G, Q, S ^{III}	N,M S.	187.38	-0.40	18.69	-14.03	0.30	Cumple
Forjado 3 (6.1 - 9.15 m)	70x70	Cabeza	Cumple	Cumple	43.3	31.0	Cumple	Cumple	Cumple	43.3	G, S ^{III}	Q S.	123.17	18.57	3.91	-3.15	-15.73	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	42.8	31.9	Cumple	Cumple	Cumple	42.8	G, Q, S ^{III}	N,M S.	219.66	-0.39	16.71	-14.16	0.35	Cumple
Forjado 2 (3.05 - 6.1 m)	70x70	Cabeza	Cumple	Cumple	42.6	33.7	Cumple	Cumple	Cumple	42.6	G, S ^{III}	Q S.	125.86	-19.96	-3.80	-3.15	-15.67	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	42.1	38.4	Cumple	Cumple	Cumple	42.1	G, Q, S ^{III}	N,M S.	224.32	0.48	-17.96	-13.90	0.36	Cumple
Forjado 1 (0 - 3.05 m)	70x70	Cabeza	Cumple	Cumple	37.7	37.6	Cumple	Cumple	Cumple	37.7	G, S ^{III}	Q S.	157.41	0.67	3.61	-2.46	15.05	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	37.5	48.5	Cumple	Cumple	Cumple	48.5	G, Q, S ^{III}	N,M S.	282.47	-0.18	-0.29	-14.71	0.53	Cumple
Cimentación	70x70	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	48.5	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	48.5	G, Q, S ^{III}	N,M S.	160.11	37.54	-2.41	-2.46	15.05	Cumple
											G, Q, S ^{III}	N,M S.	285.67	1.09	-37.20	-15.04	0.52	Cumple

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Las verificaciones para el pilar B1 donde se utilizó la normativa NEC, cumple a las solicitaciones requeridas para el cual fue diseñado tanto a situaciones persistentes como accidentales.

4.1.2.2. Desplomes locales máximas de los pilares por cada forjado.

Tabla 25

Desplomes locales máximas de los pilares por cada forjado

Desplome local máximo de los pilares (δ / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Forjado 10	----	----	1 / 293 (A1, ...)	1 / 293 (A1, ...)
Forjado 9	----	----	1 / 218 (A1, ...)	1 / 218 (A1, ...)
Forjado 8	----	----	1 / 164 (A1, ...)	1 / 164 (A1, ...)
Forjado 7	----	----	1 / 132 (A1, ...)	1 / 132 (A1, ...)
Forjado 6	----	----	1 / 113 (A1, ...)	1 / 113 (A1, ...)
Forjado 5	----	----	1 / 106 (A1, ...)	1 / 106 (A1, ...)
Forjado 4	----	----	1 / 100 (A1, ...)	1 / 100 (A1, ...)
Forjado 3	----	----	1 / 98 (A1, ...)	1 / 98 (A1, ...)
Forjado 2	----	----	1 / 108 (A1, ...)	1 / 108 (A1, ...)
Forjado 1	----	----	1 / 172 (A1, ...)	1 / 172 (A1, ...)

Notas:
⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

En la tabla obtenida de CYPECAD se evidenció que el desplome máximo de pisos consecutivos se produce en el forjado 3 con una deriva de 1/98 o su equivalente relativo de 0.01020 o 1.02% estando dentro del rango del 2% que permite la norma sísmica NEC-SD-DS 2015.

4.1.2.3. Deriva total máxima de los pilares por la altura total del edificio.

Tabla 26

Desplome total máximo de los pilares por la altura total del edificio

Desplome total máximo de los pilares (Δ / H)			
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
----	----	1 / 135 (A1, ...)	1 / 135 (A1, ...)

Notas:
⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

En la tabla obtenida de CYPECAD se evidenció que el desplome total máximo de toda la altura del edificio es de 1/135 o su equivalente relativo de 0.007407 o 0.74% estando dentro del rango del 2% que permite la norma sísmica NEC-SD-DS 2015 en el apartado 4.2.2 “Límites permisibles de los desplomes de los pisos”.

4.1.2.4. Participación de masas en la estructura.

Tabla 27

Participación de masas en la estructura

Modo	T	L _x	L _y	L _z	M _x	M _y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	1.126	1	0	0	78.54 %	0 %	R = 8 A = 0.838 m/s ² D = 26.9199 mm	R = 8 A = 0.838 m/s ² D = 26.9199 mm
Modo 2	1.126	0	1	0	0 %	78.54 %	R = 8 A = 0.838 m/s ² D = 26.9199 mm	R = 8 A = 0.838 m/s ² D = 26.9199 mm
Modo 3	0.960	0.0124	0.0124	1	0 %	0 %	R = 8 A = 0.983 m/s ² D = 22.9461 mm	R = 8 A = 0.983 m/s ² D = 22.9461 mm
Modo 4	0.370	1	0	0	10.37 %	0 %	R = 8 A = 1.236 m/s ² D = 4.28499 mm	R = 8 A = 1.236 m/s ² D = 4.28499 mm
Modo 5	0.370	0	1	0	0 %	10.37 %	R = 8 A = 1.236 m/s ² D = 4.28499 mm	R = 8 A = 1.236 m/s ² D = 4.28499 mm
Modo 6	0.320	0	0	1	0 %	0 %	R = 8 A = 1.236 m/s ² D = 3.20813 mm	R = 8 A = 1.236 m/s ² D = 3.20813 mm
Modo 7	0.180	0	0	1	0 %	0 %	R = 8 A = 1.236 m/s ² D = 1.01411 mm	R = 8 A = 1.236 m/s ² D = 1.01411 mm
Modo 8	0.207	1	0	0	4.13 %	0 %	R = 8 A = 1.236 m/s ² D = 1.33768 mm	R = 8 A = 1.236 m/s ² D = 1.33768 mm
Modo 9	0.207	0	1	0.0009	0 %	4.13 %	R = 8 A = 1.236 m/s ² D = 1.33768 mm	R = 8 A = 1.236 m/s ² D = 1.33768 mm
Total					93.04 %	93.04 %		

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Se observó que las masas participativas en el análisis modal espectral según la NEC-SD-DS 2015 superaron más del 90% en el modo 9 dando un 93.04% de participación de masas para ambos sentidos tanto en X como en Y, así mismo el edificio al ser regular cuenta con una torsión en planta del 0%.

4.2. Efectuar un análisis estático no lineal mediante la técnica PUSHOVER a las estructuras anteriormente diseñadas, empleando el software ETABS

4.2.1. Resultados del modelamiento aplicando la normativa del EUROCODIGO-8

Para el cumplimiento del objetivo específico 2, se diseñó un modelo sísmico del edificio en base a la Normativa del Eurocódigo-8, donde se empleó el espectro de diseño elástico, con las características de la normativa NEC-15, con el fin de comparar las ductilidades de ambos sistemas estructurales con sus respectivos aceros, siguiente a esto se realizó un análisis estático no lineal Pushover en el software ETABS; cabe destacar que, dicho análisis permitió evaluar la capacidad de la estructura para resistir cargas sísmicas de manera más precisa que los análisis lineales convencionales.

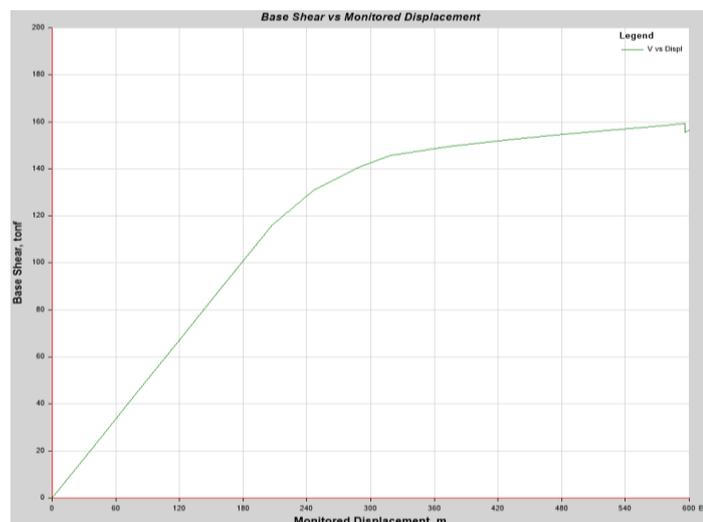
Se obtuvieron los siguientes resultados para la estructura:

4.2.1.1. Curva de Capacidad.

Una vez realizado el procedimiento correspondiente para el análisis no lineal estático, se procedió a generar la curva de capacidad, y observar su comportamiento en el rango plástico.

Figura 50

Curva de Capacidad



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

4.2.1.2. Representación de la curva bilineal y el punto de desempeño.

Para obtener el punto de desempeño mediante la curva de capacidad de la estructura, se utilizó el método de los coeficientes de la normativa ASCE 41-13, el punto de desempeño es el rendimiento de la estructura ante solicitaciones sísmicas, con el objetivo de obtener desplazamientos ante el sismo de servicio, diseño y máximo.

4.2.1.2.1. Método de los coeficientes (ASCE 41-13).

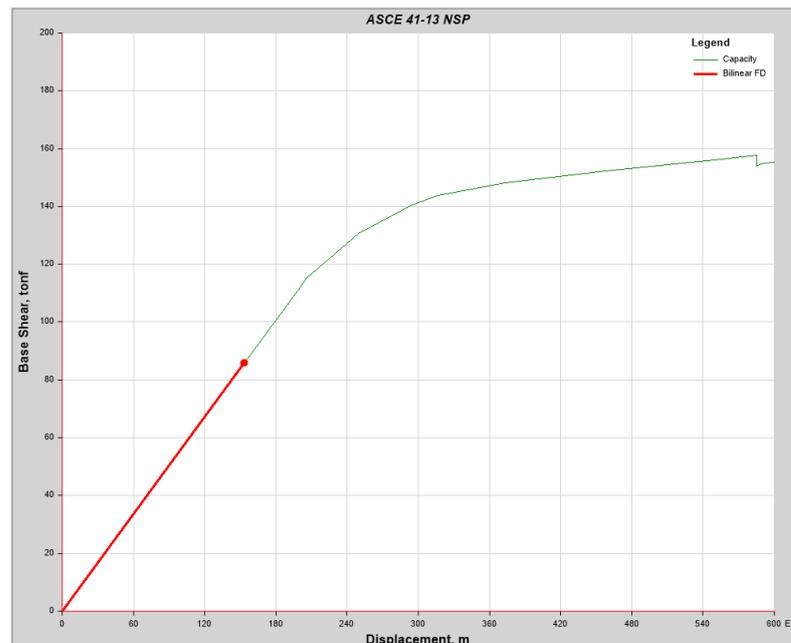
A continuación, se mostrará la curva de capacidad y su punto de desempeño empleando el método de los coeficientes obtenidos del programa ETABS.

- **Sismo de Servicio**

Para obtener el punto de desempeño con el sismo de servicio se consideró escalar el espectro elástico con un factor de la gravedad de 4.91 m/s², obteniendo un desplazamiento 15.35 cm.

Figura 51

Comportamiento de la respuesta del edificio frente a un sismo de servicio



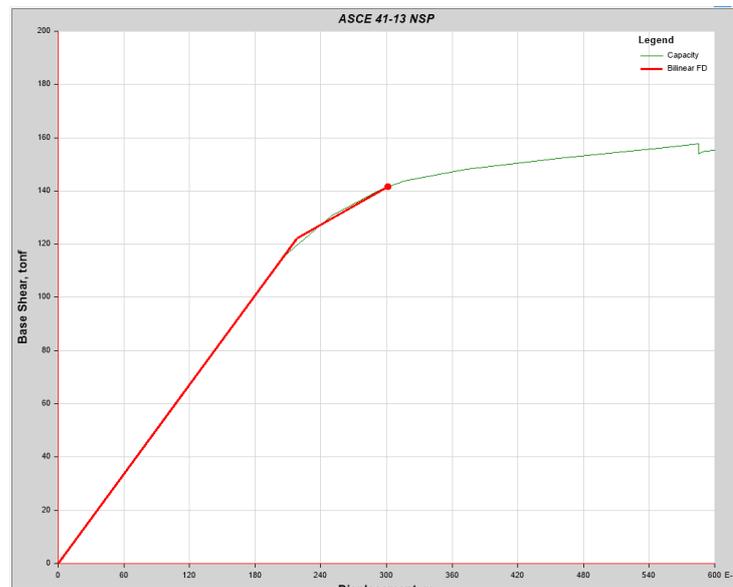
Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

- **Sismo de Diseño**

Para obtener el punto de desempeño con el sismo de diseño se consideró escalar el espectro elástico con un factor de la gravedad normal de 9.81 m/s², obteniendo un desplazamiento 30.15 cm.

Figura 52

Comportamiento de la respuesta del edificio frente a un sismo de diseño



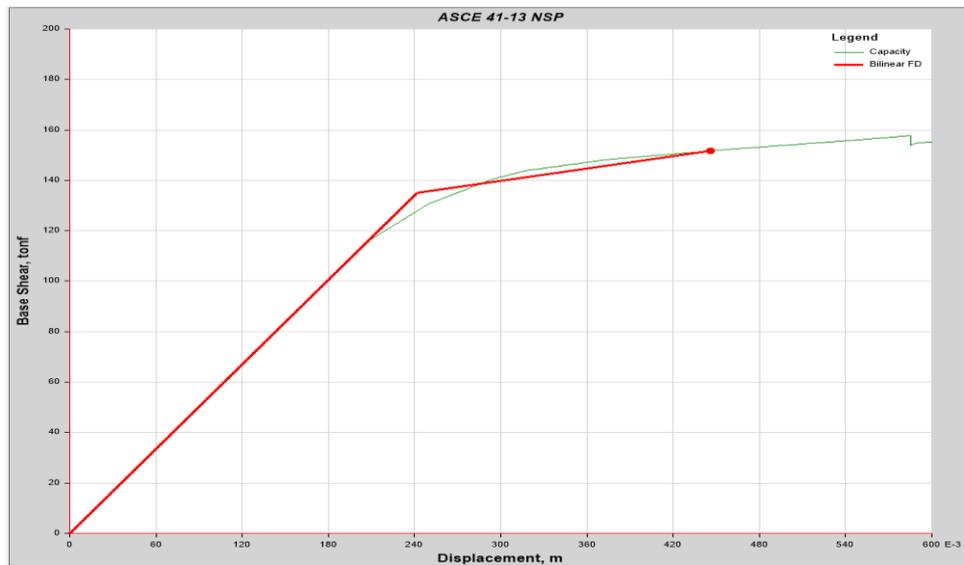
Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

- **Sismo Máximo**

Para obtener el punto de desempeño con el sismo máximo se consideró escalar el espectro elástico con un factor de la gravedad de 14.72 m/s², obteniendo un desplazamiento de 44.59 cm.

Figura 53

Comportamiento de la respuesta del edificio frente a un sismo máximo



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

4.2.1.3. Nivel de desempeño.

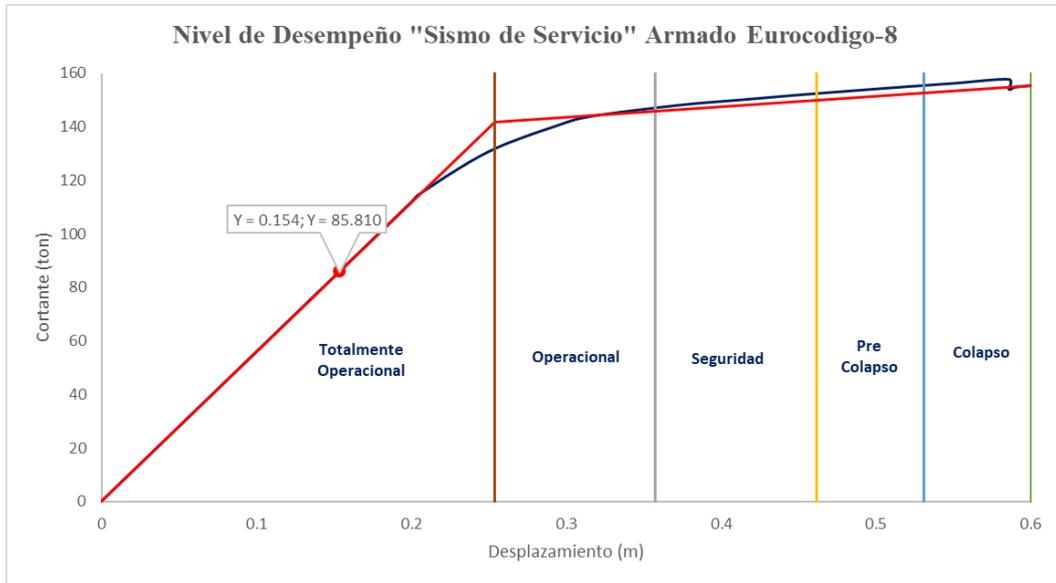
Para establecer el nivel desempeño de la estructura para cada caso de sismo: servicio, diseño y máximo se utilizó la propuesta del SEAOC Visión 2000.

- **Sismo de Servicio**

En la siguiente figura el nivel de desempeño para la edificación empleando un sismo de servicio correspondió a un nivel totalmente operacional, debido a que tuvo un desplazamiento de 15.40 cm.

Figura 54

Nivel de desempeño para un sismo de servicio



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

En la siguiente tabla Según la norma del SEAOC Visión 2000 se detalla de una manera específica las características principales y estado de daño en los niveles de desempeño, el cual nos indica que el estado de la estructura es despreciable, se encuentra en totalmente operacional con daños estructurales y no estructural despreciable.

Tabla 28

Nivel de desempeño para un sismo de servicio

Estado de Daño	Nivel de Desempeño	Características principales
Despreciable	Totalmente Operacional	Daños estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.

Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación
Moderado	Seguridad de Vida	Daños moderados. La estructura sufre daño, pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de habitantes comprometidas
Completo	Colapso	Colapso estructural

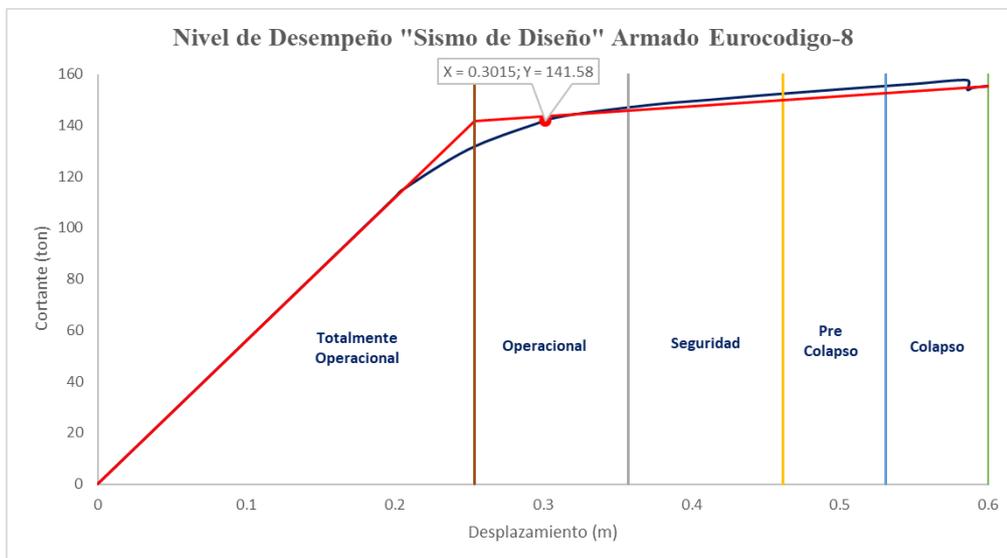
Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

- **Sismo de Diseño**

En la siguiente figura el nivel de desempeño para la edificación empleando un sismo de diseño correspondió a un nivel operacional, debido a que tuvo un desplazamiento de 30.15 cm.

Figura 55

Nivel de desempeño para un sismo de diseño



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

En la siguiente tabla Según la norma del SEAOC Visión 2000 se detalla de una manera específica las características principales y el estado de daño en los niveles de desempeño, el cual indicó que la estructura se encuentra en un estado de daño ligero, y en un nivel operacional.

Tabla 29

Nivel de desempeño para un sismo de diseño

Estado de Daño	Nivel de Desempeño	Características principales
Despreciable	Totalmente Operacional	Daños estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación

Moderado	Seguridad de Vida	Daños moderados. La estructura sufre daño, pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de habitantes comprometidas
Completo	Colapso	Colapso estructural

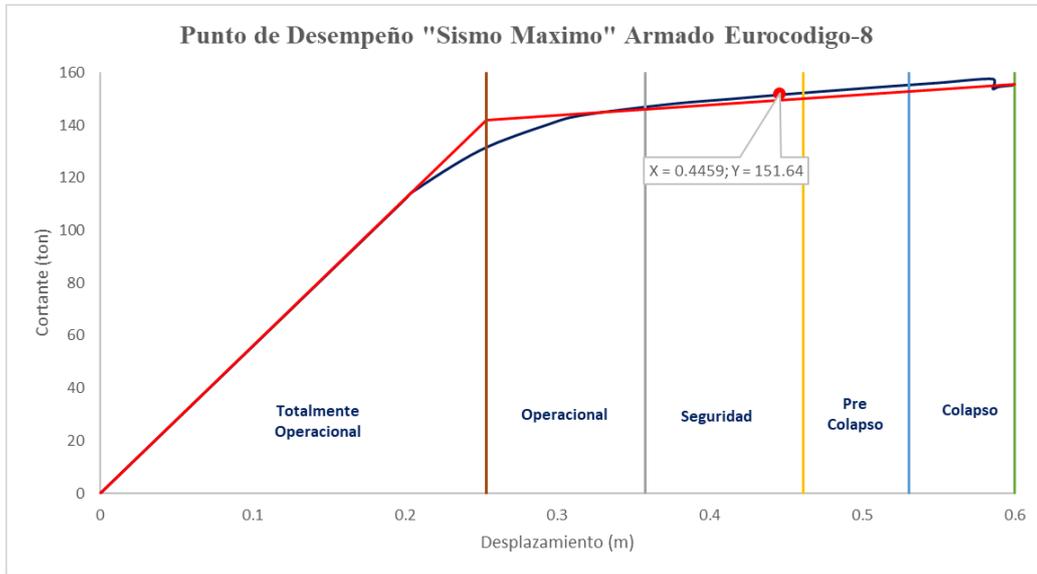
Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

- **Sismo Máximo**

En la siguiente figura el nivel de desempeño para la edificación empleando un sismo de diseño correspondió a un nivel de seguridad, debido a que tiene un desplazamiento de 44.59cm.

Figura 56

Nivel de desempeño para un sismo máximo



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

En la siguiente tabla Según la norma del SEAOC Visión 2000 se detalla de una manera específica las características principales y el estado de daño en los niveles de desempeño, el cual indicó que la estructura se encuentra en un estado de daño moderado, y en un nivel de seguridad de vida.

Tabla 30

Nivel de desempeño para un sismo máximo

Estado de Daño	Nivel de Desempeño	Características principales
Despreciable	Totalmente Operacional	Daños estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.

Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación
Moderado	Seguridad de Vida	Daños moderados. La estructura sufre daño, pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de habitantes comprometidas
Completo	Colapso	Colapso estructural

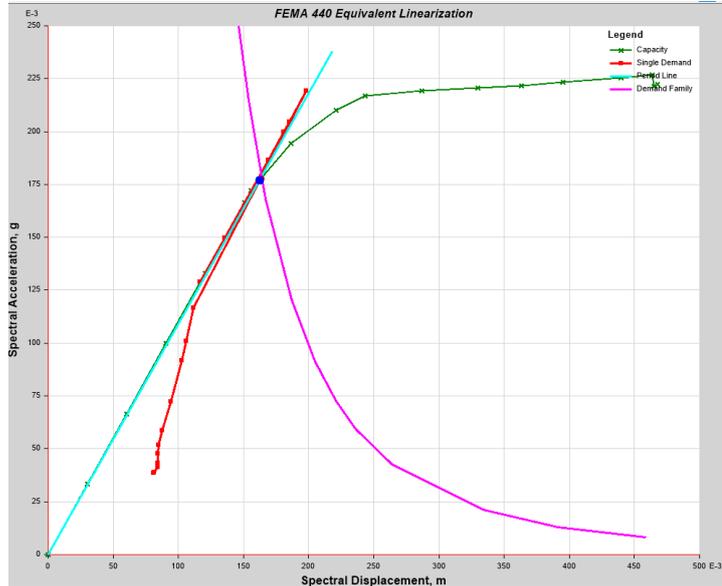
Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

4.2.1.4. Método del espectro (FEMA-440).

Mediante los resultados obtenidos del programa ETABS, una vez realizado el análisis no lineal estático y haber ubicado su espectro de capacidad con los espectros de demanda en formato ADRS, donde convergen la curva de capacidad con la demanda proporcionando un factor de amortiguamiento.

Figura 57

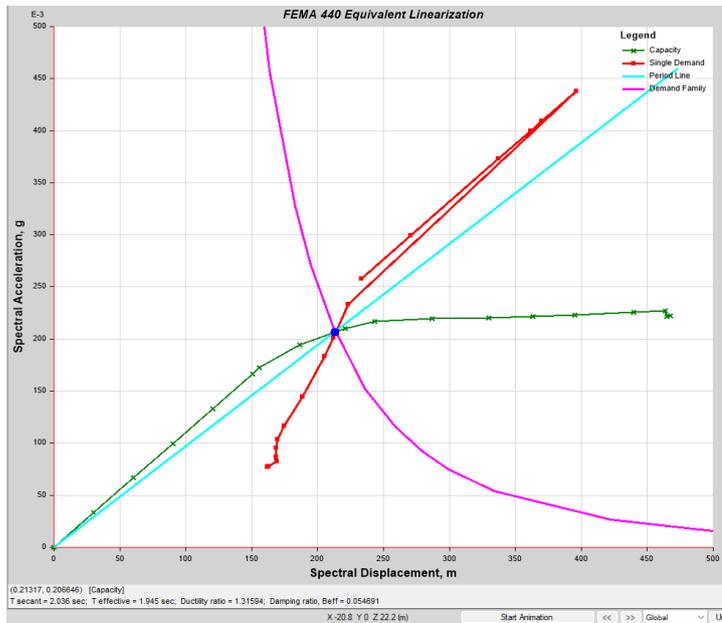
Punto de desempeño – Sismo de Servicio “FEMA-440”



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Figura 58

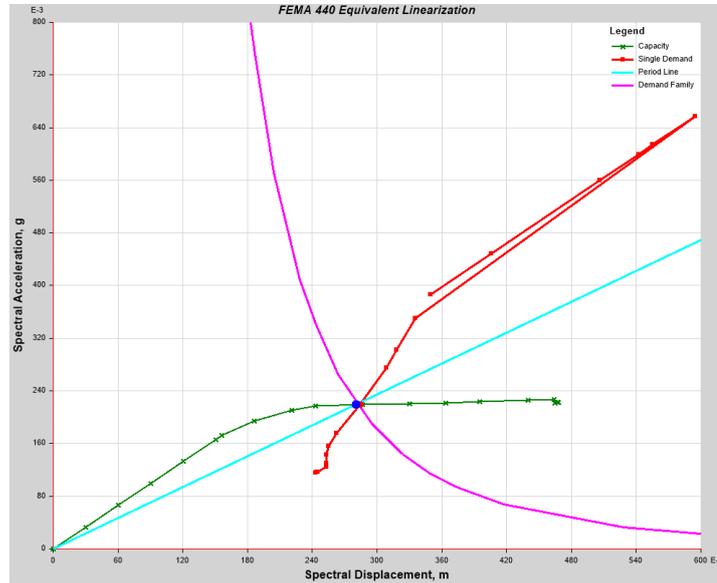
Punto de desempeño – Sismo de Diseño “FEMA-440”



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Figura 59

Punto de desempeño – Sismo Máximo “FEMA-440”



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

4.2.1.5. Ductilidad de la estructura empleando los sismos servicio, diseño y máximo.

Mediante la normativa ASCE 41-17 en su capítulo 10 y en referencia a la tabla 10.6 se obtuvo la ductilidad para los sismos antes mencionados.

Tabla 31

Clasificación de la demanda de ductilidad de los componentes

Maximum Value of DCR or Displacement Ductility	Descriptor
<2	Low ductility demand
2 to 4	Moderate ductility demand
>4	High ductility demand

Nota. Fuente ASCE 41-17.

Tabla 32

Demanda de ductilidad con los diferentes sismos evaluados

DEMANDA DE DUCTILIDAD			
<i>Datos</i>	<i>Sismo de Servicio</i>	<i>Sismo de Diseño</i>	<i>Sismo Máximo</i>
<i>Dy</i>	0.0542	0.2214	0.2443
<i>Du</i>	0.1542	0.3030	0.4478
<i>Umax</i>	2.8461	1.3686	1.833
<i>Clasificación</i>	<i>Demanda de Ductilidad Moderada</i>	<i>Demanda de Ductilidad Baja</i>	<i>Demanda de Ductilidad Baja</i>

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

4.2.2. Resultados del modelamiento aplicando la normativa de la construcción ecuatoriana NEC-15

Para el cumplimiento del objetivo específico 2, se diseñó un modelo sísmico del edificio en base a la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, siguiente a esto se realizó un análisis estático no lineal Pushover en el software ETABS; cabe destacar que, dicho análisis permite evaluar la capacidad de la estructura para resistir cargas sísmicas de manera más precisa que los análisis lineales convencionales.

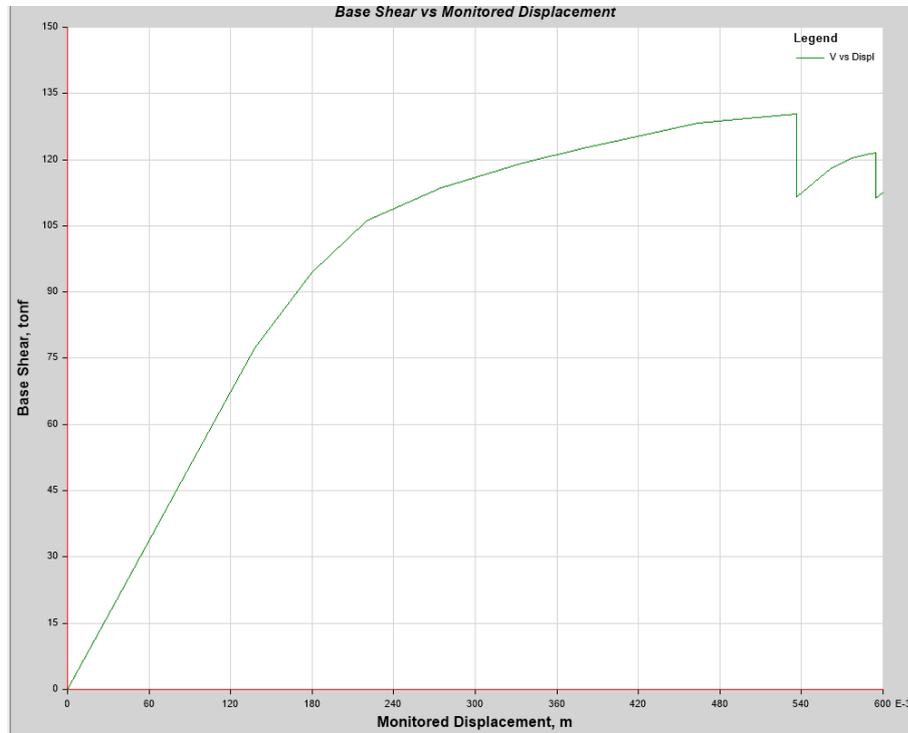
Para el diseño realizado con la Norma Ecuatoriana de Construcción se obtuvieron los siguientes resultados para la estructura:

4.2.2.1. Curva de Capacidad.

Una vez se realizó el procedimiento correspondiente para el análisis estático no lineal, se procedió a generar la curva de capacidad, y observar su comportamiento en el rango plástico.

Figura 60

Curva de Capacidad



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

4.2.2.2. Representación de la curva bilineal y el punto de desempeño.

Para obtener el punto de desempeño mediante la curva de capacidad de la estructura, se utilizó el método de los coeficientes de la normativa ASCE 41-13. El punto de desempeño es el rendimiento de la estructura ante solicitaciones sísmicas, con el objetivo de obtener desplazamientos ante el sismo de servicio, diseño y máximo.

4.2.2.2.1. Método de los coeficientes (ASCE 41-13).

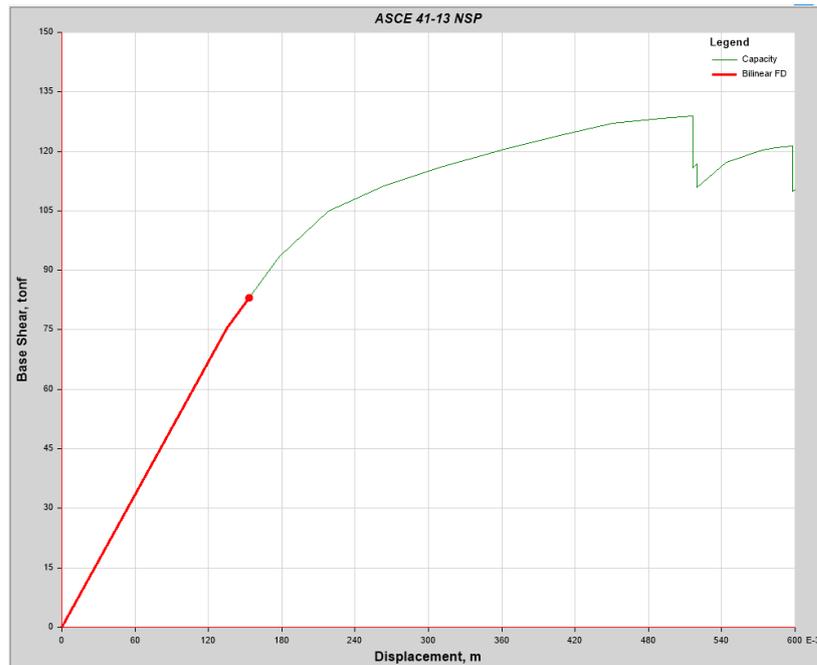
A continuación, se mostrará la curva de capacidad y su punto de desempeño empleando el método de los coeficientes obtenido del programa ETABS.

- **Sismo de Servicio**

Para obtener el punto de desempeño con el sismo de servicio se consideró escalar el espectro elástico con un factor de la gravedad de 4.91 m/s², obteniendo el valor de 15.33 cm.

Figura 61

Comportamiento de la respuesta del edificio frente a un sismo de servicio

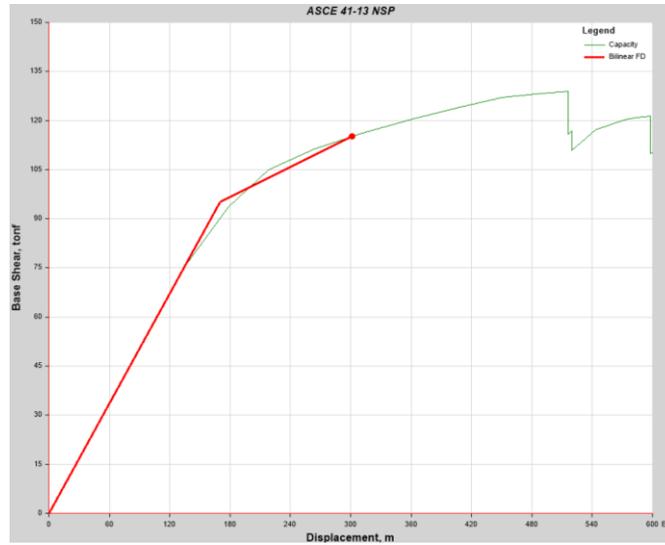


Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Para obtener el punto de desempeño con el sismo de diseño se consideró escalar el espectro elástico con un factor de la gravedad normal de 9.81 m/s², obteniendo el valor de 30.14 cm.

Figura 62

Comportamiento de la respuesta del edificio frente a un sismo de diseño



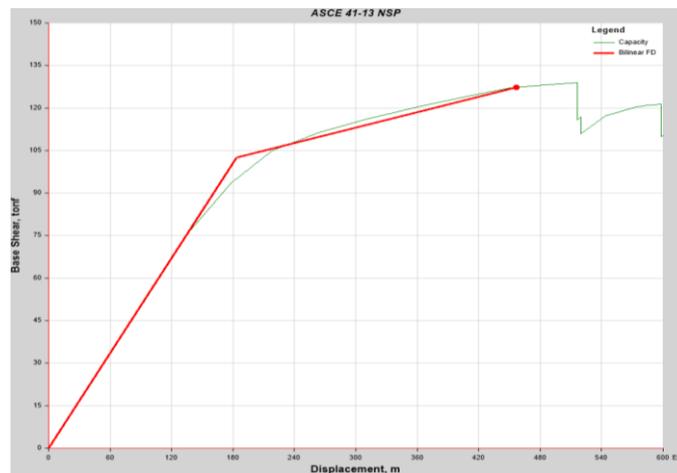
Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

- **Sismo Máximo**

Para obtener el punto de desempeño con el sismo máximo se consideró escalar el espectro elástico con un factor de la gravedad de 14.72 m/s², obteniendo el valor de 45.65 cm.

Figura 63

Comportamiento de la respuesta del edificio frente a un sismo máximo



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

4.2.2.3. Nivel de desempeño.

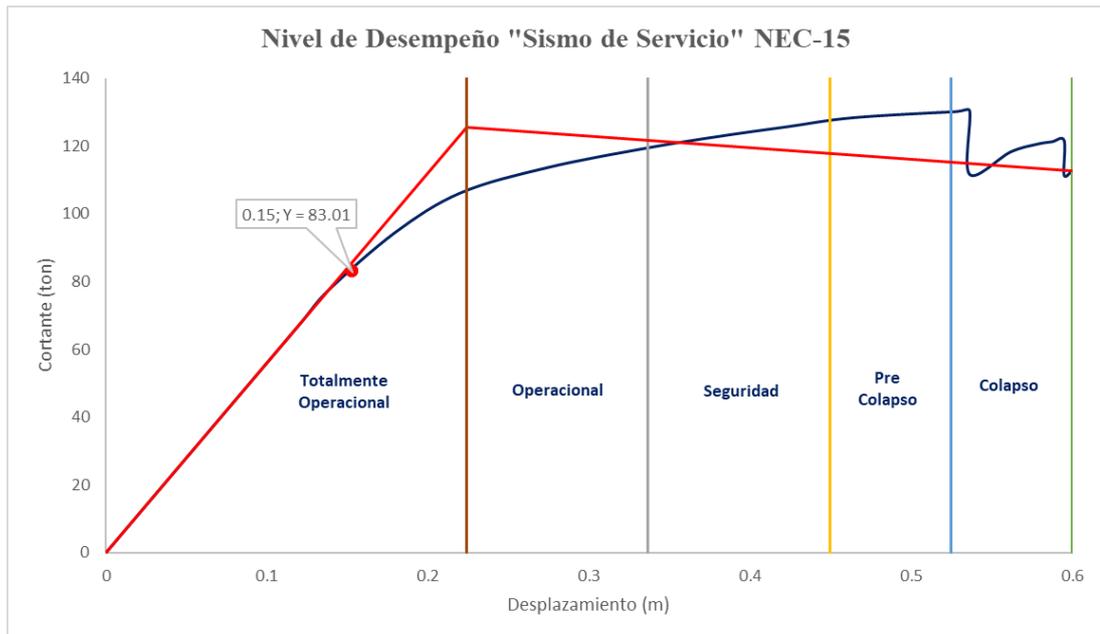
Para establecer el nivel de desempeño de la estructura para cada caso de sismo: servicio, diseño y máximo se utilizó la propuesta del SEAOC Visión 2000.

- **Sismo de Servicio**

En la siguiente figura el nivel de desempeño para la edificación empleando un sismo de servicio correspondió a un nivel totalmente operacional, debido a que tiene un desplazamiento de 15.33 cm.

Figura 64

Nivel de desempeño para un sismo de servicio



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

En la siguiente tabla Según la norma del SEAOC Visión 2000 se detalla de una manera específica las características principales y estado de daño en los niveles de desempeño, el cual nos indica que el estado de la estructura es despreciable, se encuentra en totalmente operacional con daños estructurales y no estructural despreciable.

Tabla 33

Nivel de desempeño para un sismo de servicio

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

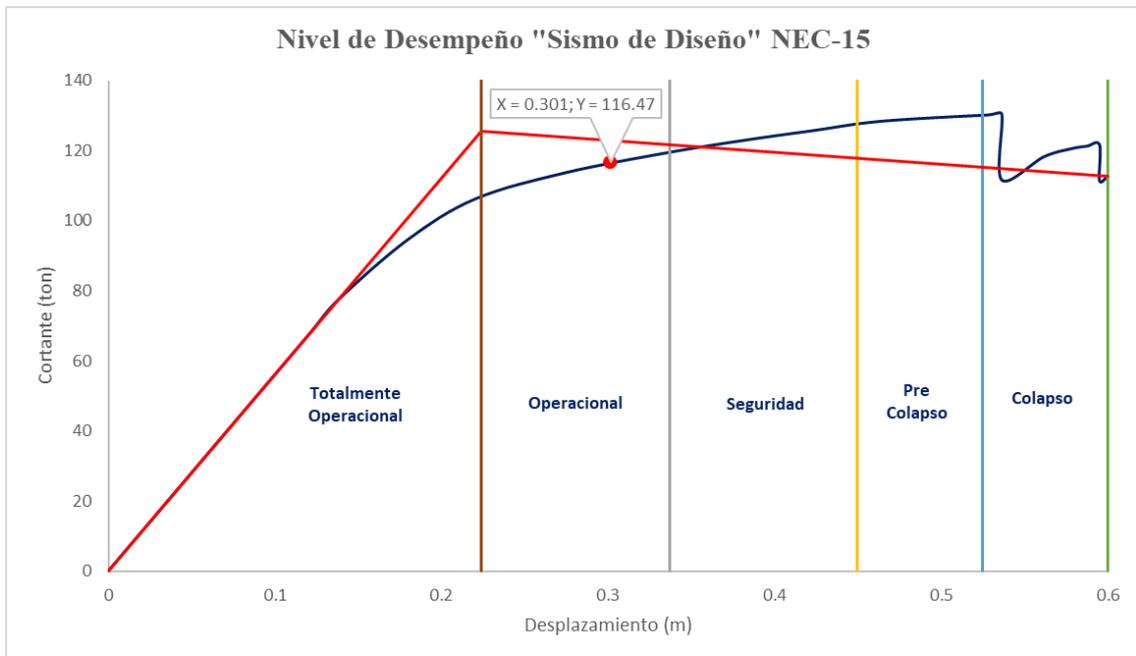
Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

- **Sismo de Diseño**

En la siguiente figura el nivel de desempeño para la edificación empleando un sismo de diseño correspondió a un nivel operacional, debido a que tiene un desplazamiento de 30.14 cm.

Figura 65

Nivel de desempeño para un sismo de diseño



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

En la siguiente tabla Según la norma del SEAOC Visión 2000 se detalla de una manera específica las características principales y el estado de daño en los niveles de desempeño, el cual nos indicó que la estructura se encuentra en un estado de daño ligero, y en un nivel operacional.

Tabla 34

Nivel de desempeño para un sismo de diseño

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

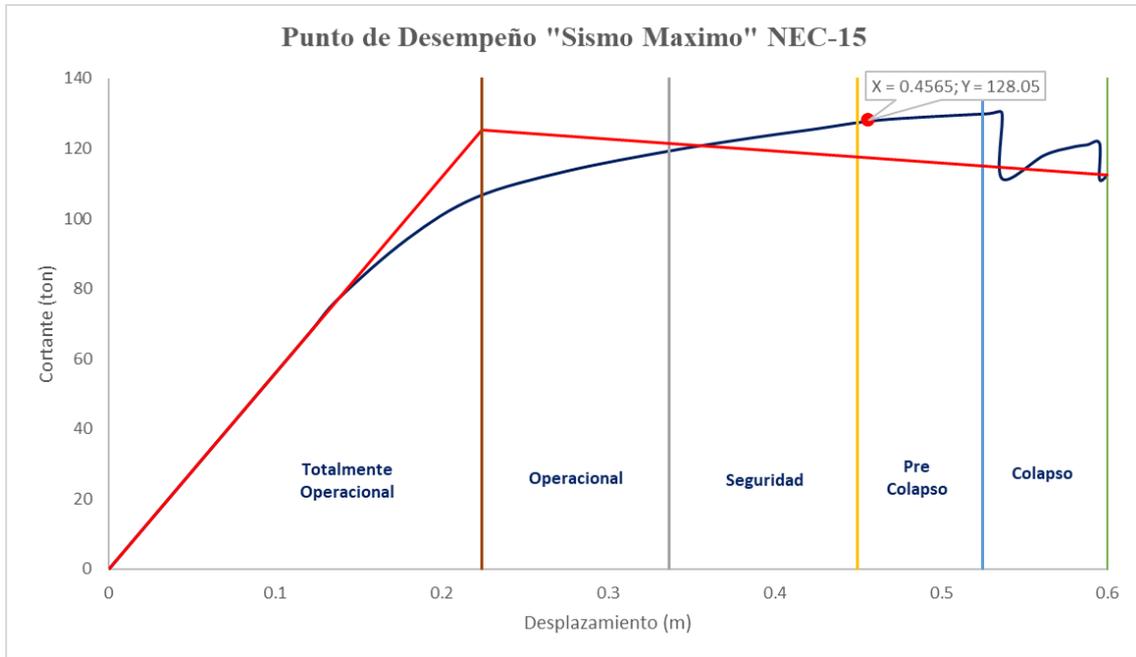
Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

- **Sismo Máximo**

En la siguiente figura el nivel de desempeño para la edificación empleando un sismo de diseño correspondió a un nivel Pre-Colapso, debido a que tiene un desplazamiento de 45.65 cm.

Figura 66

Nivel de desempeño para un sismo máximo



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

En la siguiente tabla Según la norma del SEAOC Visión 2000 se detalla de una manera específica las características principales y el estado de daño en los niveles de desempeño, el cual indicó que la estructura se encuentra en un estado de daño severo, y en un nivel de Pre-Colapso.

Figura 67

Nivel de desempeño para un sismo máximo

Estado de Daño	Nivel de Desempeño	Características principales
Despreciable	Totalmente Operacional	Daños estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.

Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación
Moderado	Seguridad de Vida	Daños moderados. La estructura sufre daño, pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de habitantes comprometidas
Completo	Colapso	Colapso estructural

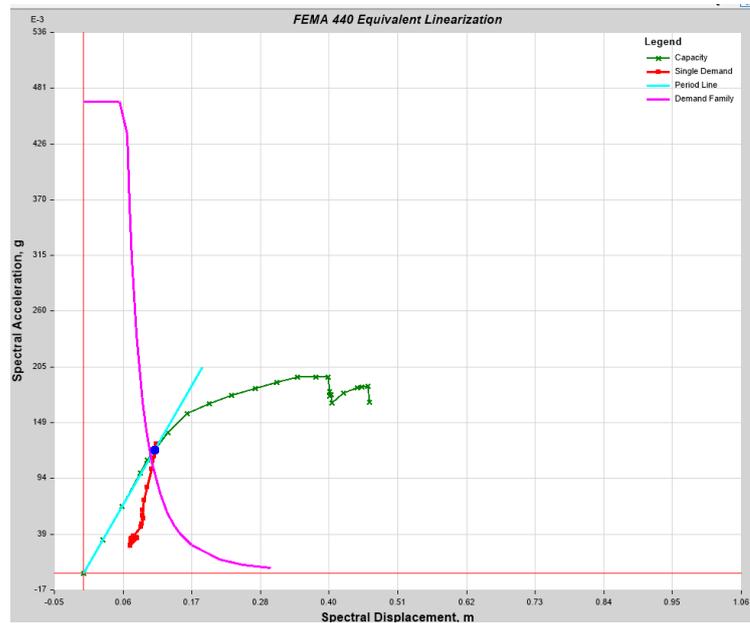
Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

4.2.2.4. Método del espectro (FEMA-440).

Mediante los resultados obtenidos del programa ETABS, una vez realizado el análisis estático no lineal y haber ubicado su espectro de capacidad con los espectros de demanda en formato ADRS, donde convergen la curva de capacidad con la demanda proporcionando un factor de amortiguamiento.

Figura 68

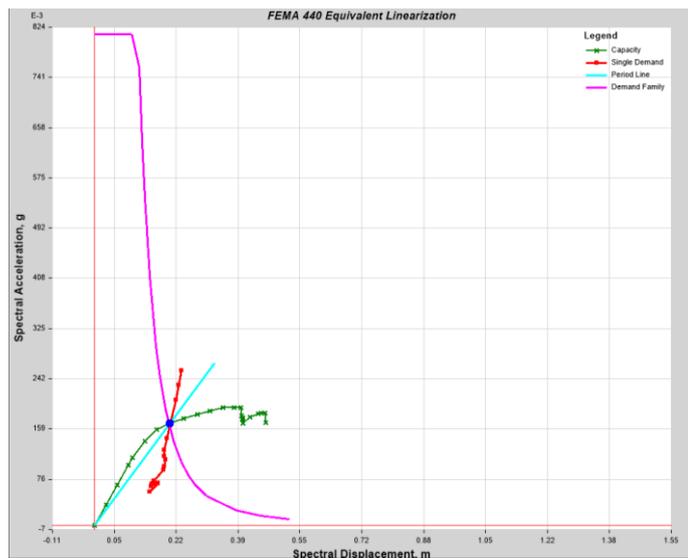
Punto de desempeño – Sismo de Servicio “FEMA-440”



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Figura 69

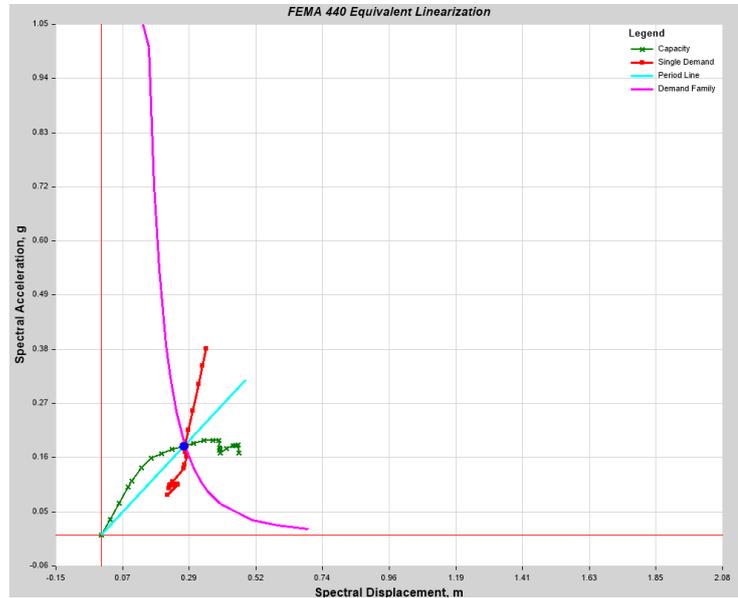
Punto de desempeño – Sismo de Diseño “FEMA-440”



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Figura 70

Punto de desempeño – Sismo Máximo “FEMA-440”



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

4.2.2.5. Ductilidad de la estructura empleando los sismos servicio, diseño y máximo.

Mediante la normativa ASCE 41-17 en su capítulo 10 y en referencia a la tabla 10.6 se obtuvo la ductilidad para los sismos antes mencionados.

Tabla 35

Clasificación de la demanda de ductilidad de los componentes

Maximum Value of DCR or Displacement Ductility	Descriptor
<2	Low ductility demand
2 to 4	Moderate ductility demand
>4	High ductility demand

Nota. Fuente ASCE 41-17.

Tabla 36

Demanda de ductilidad con los diferentes sismos evaluados

DEMANDA DE DUCTILIDAD			
<i>Datos</i>	<i>Sismo de Servicio</i>	<i>Sismo de Diseño</i>	<i>Sismo Máximo</i>
<i>Dy</i>	0.137	0.172	0.224
<i>Du</i>	0.154	0.305	0.6
<i>Umax</i>	1.124	1.773	2.679
<i>Clasificación</i>	<i>Demanda de Ductilidad Baja</i>	<i>Demanda de Ductilidad Baja</i>	<i>Demanda de Ductilidad Moderada</i>

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

4.3. Analizar y comparar los resultados obtenidos del desempeño sísmico de las normativas utilizadas

En esta sección se analizaron los resultados obtenidos para los dos modelos realizados, se comparó los puntos de desempeños, niveles de servicio, las ductilidades correspondientes a su sismo de servicio, diseño y máximo y cómo se rotuló el pórtico en su máximo desplazamiento.

4.3.1. Comparación de los puntos de desempeño

Como se puede observar en la siguiente tabla para el sismo de servicio el modelo del Eurocódigo-8 tiene 0.2 mm más de desplazamiento con respecto al modelo de la norma NEC-15, para el sismo de diseño el modelo del Eurocódigo-8 superó en 0.1 mm al modelo de la norma NEC-15, mientras que para el sismo máximo se dio una diferencia un poco más notable ya que el modelo de la normativa NEC-15 se desplazó 0.6 mm más con respecto al modelo del Eurocódigo-8.

Tabla 37

Diferencia de desplazamiento de los puntos de desempeño

Sismo	Nec-15 (cm)	Eurocódigo-8 (cm)	Diferencia de desplazamiento (mm)
Servicio	15.33	15.35	0.2
Diseño	30.14	30.15	0.1
Máximo	44.65	44.59	0.6

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

4.3.2. Comparación de los niveles de servicio

Como se evidenció en la siguiente tabla basada en el SEAOC Visión 2000, para el sismo de servicio ambos modelos con las respectivas normativas están dentro de un nivel de desempeño Totalmente Operacional, siendo el desempeño igual para ambos casos. Para el sismo de diseño ambos modelos con las respectivas normativas están dentro de un nivel de desempeño Operacional, para el sismo máximo empleando la NEC-15 tiene un nivel de desempeño de Pre-Colapso y para el Eurocodigo-8 posee un nivel de desempeño de seguridad de vida, dando a denotar que el Eurocodigo-8 tiene un desempeño más óptimo que la normativa NEC-15 en caso de un sismo máximo.

Tabla 38

Diferencia de los niveles de desempeño

Sismos	Nec-15 (Nivel de Desempeño)	Eurocodigo-8 (Nivel de Desempeño)
Servicio	Totalmente Operacional	Totalmente Operacional
Diseño	Operacional	Operacional
Máximo	Pre-Colapso	Seguridad de Vida

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

4.3.3. Comparación de las ductilidades

Se comprobó según el ASCE 41-17 tabla 10-6 que la ductilidad para un sismo de servicio en el Eurocódigo-8 es mayor a la demanda de ductilidad de la Normativa Ecuatoriana NEC-15; para un sismo de servicio se observó que ambas normativas poseen la misma clasificación de ductilidad; mientras para un sismo máximo la normativa NEC-15 superó en ductilidad al Eurocódigo-8.

Tabla 39

Comparativa de las clasificaciones de ductilidad

COMPARACIÓN DE DUCTILIDAD				
Sismo	Eurocodigo-8		NEC-15	
	Ductilidad	Clasificación	Ductilidad	Clasificación
Servicio	2.486	Demanda de Ductilidad Moderada	1.124	Demanda de Ductilidad Baja
Diseño	1.368	Demanda de Ductilidad Baja	1.773	Demanda de Ductilidad Baja
Máximo	1.833	Demanda de Ductilidad Baja	2.679	Demanda de Ductilidad Moderada

Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

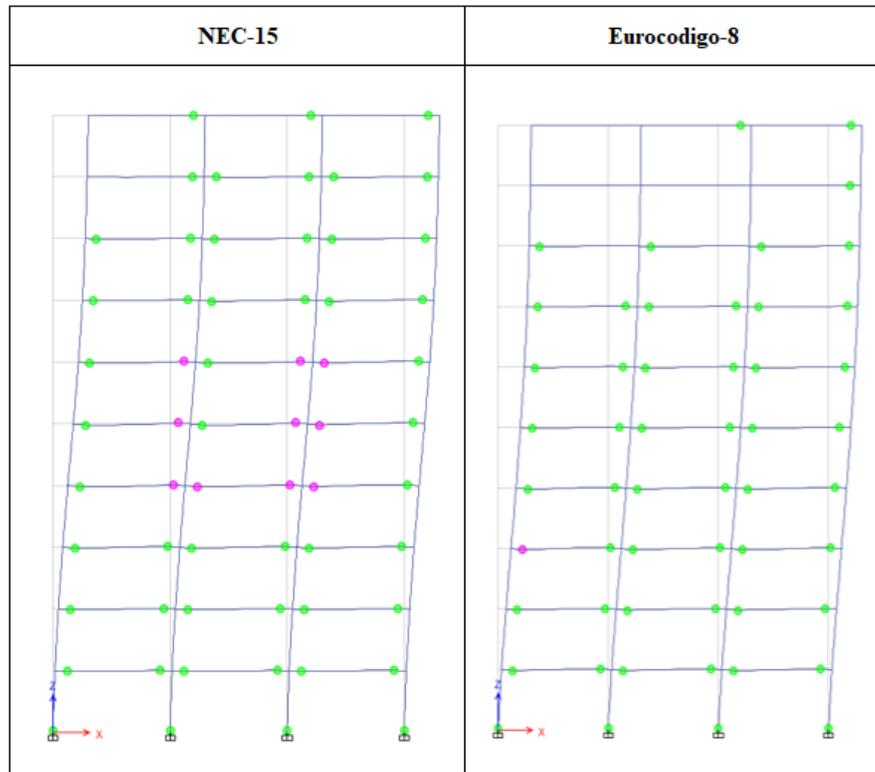
4.3.4. Rotulas plásticas

En la siguiente figura se muestra cómo se rotularon los modelos en su máximo desplazamiento

El cual es 60 cm, observando que el modelo el Eurocodigo-8 se rotulo de una manera más adecuada.

Figura 71

Rotulas plásticas en pórticos



Nota. Fuente: Elaboración propia del autor.

Capítulo 5 Conclusiones

5.1. Conclusiones

- Al realizar los dos modelos en el software CYPECAD se obtuvieron diferentes armados para las dos normativas que se emplearon, en lo cual se concluye que el Eurocodigo-8 solicita mayores cuantías de armado debido a las propiedades del acero que se utiliza en Europa.
- Mediante el análisis estático no lineal Pushover se verificó el punto de desempeño para la estructura aplicando las dos diferentes normativas, para la normativa NEC-15 en un sismo de servicio, se obtuvo un desplazamiento de 15.33 cm, para un sismo de diseño el desplazamiento fue de 30.14 cm y para el sismo máximo el desplazamiento fue de 44.65 cm, para el modelo empleando la normativa del Eurocódigo-8, en un sismo de servicio se obtuvo un desplazamiento de 15.35 cm, para un sismo de diseño el desplazamiento fue de 30.15 cm y para el sismo máximo el desplazamiento fue de 44.59 cm.
- Aplicando la normativa SEAOC VISION 2000 se obtuvieron los niveles de desempeño para el modelo empleando las dos normativas, para la normativa NEC-15 en un sismo de servicio se encuentra Totalmente Operacional, para un sismo de diseño se encuentra Operacional y para el sismo máximo el nivel de desempeño es Pre-Colapso; para el modelo aplicando el Eurocódigo-8 en un sismo de servicio el nivel de desempeño es Totalmente Operacional, con el sismo de diseño está en el rango Operacional y en un sismo máximo tiene un nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

- Se verificó que el modelo aplicando la normativa Eurocódigo-8 tiene 0.2 mm más de desplazamiento en un sismo de servicio con respecto a la normativa NEC-15, con un sismo de diseño el Eurocódigo-8 supero en 0.1 mm de desplazamiento a la normativa NEC-15, finalmente en un sismo máximo la NEC-15 se desplazó 0.6 mm más que el Eurocódigo-8.
- Se concluye que para un sismo de servicio en los modelos empleando las dos normativas se encuentran en un nivel de desempeño Totalmente Operacional, para un sismo de diseño para los modelos empleando las dos normativas se encuentran en un nivel de desempeño Operacional y en un sismo máximo el modelo empleando la NEC-15 se encuentra en un nivel de desempeño de Pre-Colapso a diferencia del Eurocódigo-8 que se encuentra en un nivel de desempeño de seguridad de vida.
- Con respecto a la ductilidad en un sismo de servicio para el modelo con el Eurocódigo-8, tuvo una clasificación de ductilidad moderada, para el modelo con la normativa NEC-15, tuvo una demanda de ductilidad baja; para un sismo de diseño ambos modelos tuvieron una demanda de ductilidad baja y en un sismo máximo el modelo del Eurocódigo-8, tuvo una demanda de ductilidad baja en comparación con la normativa NEC-15 que obtuvo una demanda de ductilidad moderada.

Referencias bibliográficas

- Cachipuendo, M. (2018). *Diseño sismorresistente del edificio de oficinas en hormigón armado* [Tesis de Grado, Universidad Politécnica Salesiana]. <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/15293/1/UPS%20-%20ST003491.pdf>
- Celis, J; Villacis, T & Samamé, V. (2018). *Zonificación de la capacidad portante de los suelos de la localidad de Shamboyacu, provincia de Picota, Región San Martín* [Tesis de Grado, Universidad Nacional de San Martín]. <https://repositorio.unsm.edu.pe/bitstream/11458/2599/1/CIVIL%20-%20Jhaquelynn%20E.%20Celiz%20%3B%20Alberto%20Villacis.pdf>
- Cisneros, W & Gonzales, D. (2021). *Análisis Estático no Lineal y Desempeño Sísmico de los Módulos V y VI de la I.E. Hermanos Blanco - Trujillo 2021* [Tesis de Grado, Universidad César Vallejo]. <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/66040>
- Chaparro, A; Suárez, A; Benjumea, J & Villalba, J. (2021). Desempeño Sísmico y Cantidades de Obra de Edificaciones Aporticadas de Concreto Reforzado Diseñadas para Diferentes Capacidades de Disipación de Energía. *Revista EIA*, 18(35), 1-16. <http://www.scielo.org.co/pdf/eia/v18n35/2463-0950-eia-18-35-137.pdf>
- Eche, L & Pérez, G. (2018). *Análisis del comportamiento sísmico de un edificio con muros estructurales aplicando la interacción suelo – estructura (Condominio Los Girasoles – Comas – Lima)* [Tesis de Grado, Universidad de San Martín de Porres].

https://repositorio.usmp.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12727/4081/eche_perez.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Estrada, K & Vivanco, N. (2019). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica, análisis estructural y diseño del reforzamiento de una vivienda de tres pisos ubicada en el norte de Quito – Ecuador* [Tesis de Grado, Escuela Politécnica Nacional].
<https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/20314/1/CD%209782.pdf>

Fernández, L; Hernández, L; Loeza, C & González, O. (2020). Acciones de diseño en cimentaciones en edificios de concreto reforzado con comportamiento inelástico. *Ingeniería sísmica*, (104), 32-50. 2021.<https://doi.org/10.18867/ris.104.539>

Galbán, L; González, Yoermes & Urquiza, Y. (2021). Vulnerabilidad y riesgo sísmico en obras hidráulicas: una nueva aproximación metodológica. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 42(Supl. 1), 109-124.
http://scielo.sld.cu/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1680-03382021000400109&lng=es&tlng=es.

García, J & Tapia, E. (2019). Respuesta inelástica de marcos dúctiles con contraviento excéntrico. *Ingeniería sísmica*, (100), 51-70.
<https://www.scielo.org.mx/pdf/ris/n100/0185-092X-ris-100-51.pdf>

Guerrero, F. (2020). *Análisis sísmico y posible reforzamiento del bloque C de la Unidad Educativa Santo Domingo de Guzmán ubicado en la ciudad de Ambato provincia de Tungurahua* [Tesis de Grado, Universidad Técnica de Ambato].
<https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/30941/1/Tesis%20I.%20C.%201397%20-%20Guerrero%20Vivanco%20Fernando%20Iv%C3%A1n.pdf>

Guerrero, H; Aguilar, J & Sámano, O. (2022). Comportamiento sísmico de edificios con aisladores de péndulo de fricción en la zona del lago de la Ciudad de México. *Ingeniería sísmica*, (107), 1-21. Epub 29 de agosto de 2022. <https://doi.org/10.18867/ris.107.584>

Guzmán, R. (2019). *Efecto del sismo de diseño sobre una edificación esencial de acero estructural privándola del sistema de control sísmico previamente considerado* [Tesis de Grado, Universidad Técnica de Ambato]. <http://repositorio.utmachala.edu.ec/bitstream/48000/14497/1/ECFIC-2019-ICI-DE00018.pdf>

Ministerio de Transporte y Obras Públicas. (s.f). *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS*. <https://www.obraspublicas.gob.ec/norma-ecuatoriana-de-la-construccion-nec-se-ds/>

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *NEC-SE-DS*. https://amevirtual.gob.ec/wp-content/uploads/2017/05/MTOP_NEC-SE-DS.pdf

Lituma, A. (2021). *Cálculo de los factores sds (parámetro de aceleración espectral de diseño), cd (factor de amplificación de deflexión), ω (factor de sobrecarga del sistema), y rho (factor de redundancia) en base a la norma ecuatoriana y aplicados con el software ETABS* [Tesis de Grado, Universidad Técnica de Ambato]. <https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/33500/1/Tesis%20I.%20C.%201509%20-%20Lituma%20Cruz%20Andr%C3%A9s%20Le%C3%B3n.pdf>

Llugsha, F. (2021). *Análisis estructural del desempeño sísmico del edificio de la facultad de ciencias humanas y de la educación bloque 2 de la Universidad Técnica de Ambato mediante la medición de vibraciones* [Tesis de Grado, Universidad Técnica de Manabí]. 5-129

<https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/33571/1/Tesis%20I.%20C.%201531%20-%20Llugsha%20Muquinche%20F%C3%A1tima%20Maribel.pdf>

Manetti, J. (2020). *Evaluación del desempeño sísmico de estructuras de madera frente a réplicas* [Tesis de Grado, Universidad de Concepción]. http://repositorio.udec.cl/jspui/bitstream/11594/463/1/Tesis_evaluacion_del_desempeno_sismico.pdf

Pastor, J; Tomás, R; Cano, M & Riquelme, A. (2018). Estudio comparativo del potencial de licuación de suelos usando las normas españolas y el Eurocódigo. *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana*, 70(3), 761-778. <https://doi.org/10.18268/bsgm2018v70n3a9>

Pérez, L. (2019). *Análisis Comparativo del Diseño Estructural de un Edificio de Concreto Armado de 4 Niveles, por Método Clásico y los Programas Etabs y Cypecad, Carapongo Chosica, Lima 2019* [Tesis de Grado, Universidad César Vallejo]. https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/44890/Perez_ML_SD.pdf?sequence=8&isAllowed=y

Quinde Martínez, Pablo, & Reinoso Angulo, Eduardo. (2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca. *Ingeniería sísmica*, (94), 1-26. http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2016000100001&lng=es&tlng=es.

Quispillo, K. (2022). *Análisis comparativo de la respuesta estructural y del nivel de desempeño de una edificación de hormigón armado, considerando dos opciones: base rígida e*

interacción sueloestructura [Tesis de Grado, Universidad Técnica de Ambato].
<https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/34107/1/Tesis%20I.C.%201557%20-%20Quispillo%20Morocho%20Kevin%20Adri%C3%A1n.pdf>

Ramos, C & Rodríguez, S. (2021). *Estudio y aplicación de la metodología de linealización equivalente, propuesta por FEMA 440* [Tesis de Grado, Universidad del Azuay].
<https://dspace.uazuay.edu.ec/bitstream/datos/11257/1/16794.pdf>

Simbaña, A; Zambrano, E & Guerrero, D. (2021). Análisis no Lineal de Estructuras Regulares de Hormigón Armado ante eventos Tsunamigénicos en TonsupaEsmeraldas. *Green World Journal*, 4(2), 19. <https://doi.org/10.53313/gwj42019>

Suárez, R. (2021). *Análisis comparativo del espectro de diseño propuestos por las Normas ASCE 7-16 y NEC-15 con los espectros de respuesta del sismo de Pedernales del 16 de abril del 2016 obtenidos para las estaciones de la RENAC del IG-EPN* [Tesis de grado, Universidad Estatal Península de Santa Elena].
<https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/6504/1/UPSE-TIC-2021-0025.pdf>

Torres, J & Vásquez, D. (2021). *Análisis de vulnerabilidad sísmica de una estructura especial de hormigón armado de 4 pisos ubicada en la ciudad de Cuenca-Ecuador* [Tesis de Grado, Universidad del Azuay].
<https://dspace.uazuay.edu.ec/bitstream/datos/10985/1/16527.pdf>

Villar, E & Oblitas, J. (2020). *Análisis comparativo del diseño estructural con la aplicación del software ETABS respecto al método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima* [Tesis de Grado, Universidad de San Martín de Porres].

https://repositorio.usmp.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12727/7712/estrada_rss-verde_hjk.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Zambrano, L., Alava, R., Ruíz, W., & Menéndez, E. (2022). Aplicación de métodos de curado y su influencia en la resistencia a la compresión del hormigón. *Gaceta Técnica*.
http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1856-95602022000100035