



Uleam
UNIVERSIDAD LAICA
ELOY ALFARO DE MANABÍ

Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura



Uleam
UNIVERSIDAD LAICA
ELOY ALFARO DE MANABÍ

Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura

Carrera de Ingeniería Civil

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:
Ingeniero Civil**

Modalidad Proyecto de Investigación

ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DEL EDIFICIO DE LA
CARRERA DE ELECTRICIDAD DE LA UNIVERSIDAD LAICA ELOY
ALFARO DE MANABÍ (ULEAM)

Autor:

Valencia Macias Kelvin Luis

Asesor académico: Ing. Yuri Rodríguez Andrade

Manta - Manabí - Ecuador

2024



CERTIFICADO DEL TUTOR

Manta, 30 de diciembre de 2024

En mi competencia de tutor, certifico que el presente PROYECTO DE INVESTIGACIÓN, desarrollado para la obtención del título de INGENIERO CIVIL, con el título: "ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DEL EDIFICIO DE LA CARRERA DE ELECTRICIDAD DE LA UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ", fue realizado por el profesional en formación: VALENCIA MACÍAS KELVIN LUIS, bajo mi dirección. Este trabajo fue minuciosamente supervisado y revisado, por lo que autorizo al egresado responsable a realizar la reproducción y entrega del documento a las autoridades de la Carrera de Ingeniería Civil.

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ing. Yuri Rodríguez Andrade

TUTOR

[Faint signature]
Sr. Kelvin Luis Valencia Macías
C.I. 296220044



APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

TÍTULO

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Yo, **Kelvin Luis Valencia Macias**, declaro que el siguiente trabajo de titulación en la modalidad “Proyecto de Investigación” es de mi autoría. Toda la información perteneciente a otros autores se encuentra respectivamente citada. El análisis de los resultados de este proyecto, ideologías y conclusiones es de total responsabilidad del autor.

Manta, 30 de diciembre de 2024

INGENIERO CIVIL

Sr. Kelvin Luis Valencia Macias

C.I. 0942205444

MEMBRO DEL TRIBUNAL

DE REVISIÓN

MEMBRO DEL TRIBUNAL

DE REVISIÓN

MEMBRO DEL TRIBUNAL

DE REVISIÓN

APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

TÍTULO:

**“ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DEL EDIFICIO DE LA
CARRERA DE ELECTRICIDAD DE LA UNIVERSIDAD LAICA
ELOY ALFARO DE MANABÍ”**

TESIS DE PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

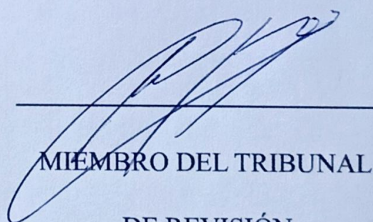
Sometida a consideración de tribunal y sustentación como requisito previo a la
obtención del título de:

INGENIERO CIVIL



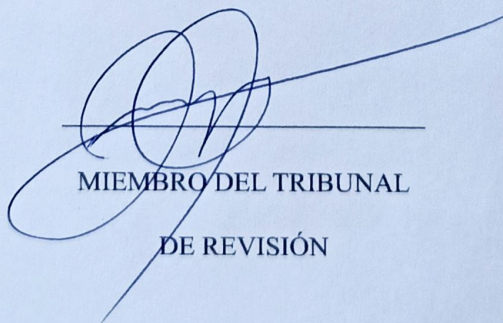
MIEMBRO DEL TRIBUNAL

DE REVISIÓN



MIEMBRO DEL TRIBUNAL

DE REVISIÓN



MIEMBRO DEL TRIBUNAL

DE REVISIÓN



DEDICATORIA

A mis padres, Luis Valencia y Nerexi Macias por su esfuerzo inquebrantable y por enseñarme que los sueños se alcanzan con dedicación y valentía. Gracias por no rendirse nunca, incluso en las circunstancias más difíciles, y por brindarme la oportunidad de cumplir este sueño que es tanto mío como de ellos.

A mis dos hermanas y sobrinas, por ser mi apoyo y por creer en mí. Su confianza y amor han sido mi motor en este camino.

A mi bisabuela, quien ha marcado en mí una huella imborrable en mi vida. Su sabiduría y cariño siempre estarán presentes en cada logro que alcance.

A mis amigos, Dhagmar, Leonela, Johan, Michael, Katty, Israel, Patricia, Samuel y Juliana quienes me acompañaron en cada momento de esta etapa, apoyándome y animándome a continuar cuando parecía imposible. Su fe en mí me dio la fuerza para seguir adelante.

Y a mis amigos de la dirigencia, Tejena, Nathaly, Tapia, Helen, Edwin, Yelitza y Sánchez que en este último año se convirtieron en una parte fundamental de mi vida, brindándome su amistad, demostrando que el trabajo en equipo y la camaradería son esenciales para superar cualquier desafío.

Gracias a todos por ser parte de esta historia.



RESUMEN

La presente investigación tiene como objetivo principal evaluar el desempeño sismorresistente del edificio de la carrera de Electricidad de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, ULEAM, mediante un análisis estático no lineal, también conocido como “Pushover”. Este método permite evaluar de forma precisa la capacidad estructural de edificaciones frente a cargas extremas, identificando vulnerabilidades críticas que podrían comprometer su seguridad en eventos sísmicos severos.

El Ecuador es una zona de alta actividad sísmica donde se han registrado terremotos de gran magnitud, como el de 2016 que afectó significativamente a Manabí y Esmeraldas. En este contexto, el estudio analiza la estructura del edificio mencionado para determinar su capacidad de resistir movimientos sísmicos, utilizando modelos creados en el software ETABS.

El trabajo abarca un levantamiento detallado de la estructura, la recopilación de datos sobre los materiales de construcción y el diseño estructural existente. Además, se realiza una comparación de los resultados obtenidos con los requisitos establecidos en norma ASCE 41-17 y la NEC-15. Se evalúan aspectos clave como la capacidad de deformación, la respuesta inelástica de los materiales y dos objetivos de desempeño.

Los resultados obtenidos identifican deficiencias estructurales y la necesidad de diseñar reforzamientos, garantizando no solo la seguridad del edificio, sino también la de sus ocupantes y contenidos. El estudio demuestra la importancia de aplicar análisis avanzados en estructuras existentes, especialmente en zonas de alta sismicidad, para prevenir daños graves y evitar pérdidas humanas y materiales.

Palabras claves: Análisis estático no lineal, desempeño sismorresistente, vulnerabilidad sísmica, Norma NEC-15, Norma ASCE 41-17, ingeniería estructural



ABSTRACT

The main objective of this research is to evaluate the seismic-resistant performance of the Electricity building of the Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, ULEAM, by means of a non-linear static analysis, also known as "Pushover". This method allows to accurately evaluate the structural capacity of buildings against extreme loads, identifying critical vulnerabilities that could compromise their safety in severe seismic events.

Ecuador is an area of high seismic activity where large magnitude earthquakes have been recorded, such as the one in 2016 that significantly affected Manabí and Esmeraldas. In this context, the study analyzes the structure of the aforementioned building to determine its capacity to resist seismic movements, using models created in ETABS software.

The work includes a detailed survey of the structure, the collection of data on the construction materials and the existing structural design. In addition, a comparison of the results obtained with the requirements established in ASCE 41-17 and NEC-15 is performed. Key aspects such as deformation capacity, inelastic response of materials and two performance objectives are evaluated.

The results obtained identify structural deficiencies and the need to design reinforcements, guaranteeing not only the safety of the building, but also that of its occupants and contents. The study demonstrates the importance of applying advanced analysis to existing structures, especially in areas of high seismicity, to prevent serious damage and avoid human and material losses.

Keywords: Nonlinear static analysis, seismic resistance performance, seismic vulnerability, NEC-15 standard, ASCE 41-17 standard, structural engineering.



Contenido

CERTIFICADO DEL TUTOR	2
DECLARACIÓN DE AUTORÍA	3
APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	4
DEDICATORIA	5
RESUMEN	6
ABSTRACT	7
CAPÍTULO I	17
1. Generalidades	17
1.1 Título	17
1.2 Antecedentes	17
1.3 Justificación	18
1.4 Objetivos	20
1.4.1 Objetivo general	20
1.4.2 Objetivos específicos	20
1.5 Hipótesis de la investigación	21
CAPÍTULO II	22
2. Marco teórico	22
2.1 Conceptos asociados al análisis no lineal	22
2.2 Desempeño sísmico	24
2.3 Evaluación del desempeño sísmico	24
2.4 Caracterización de la sismicidad en Ecuador	25
2.4.1 Zonificación sísmica y factor Z	25
2.4.2 Tipo de suelo para el sismo de diseño	26
2.4.3 Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s	27
2.4.4 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	29
2.5 Metodología del diseño sismorresistente	30

2.5.1	Categoría y Coeficiente de importancia	30
2.5.2	Filosofía del diseño sismorresistente.....	31
2.5.3	Requisitos de las estructuras.....	32
2.5.4	Metodologías de diseño sísmico.....	33
2.6	Consideración para el prediseño y diseño conceptual.....	33
2.6.1	Regularidad/configuración estructural	33
2.6.2	Irregularidades y coeficientes de configuración estructural.....	35
2.7	Diseño basado en fuerzas	37
2.7.1	Métodos de análisis para el DBF	39
2.7.2	Procedimiento de cálculo del DBF.....	39
2.8	Diseño basado en desplazamientos (DBD)	41
2.9	Capacidad	41
2.10	Demanda.....	42
2.11	Desempeño	42
2.12	Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de estructuras, NEC-SE- RE	43
2.12.1	Verificación del desempeño estructural.....	43
2.12.2	Rehabilitación sísmica.....	43
2.12.3	Niveles y Objetivos de rehabilitación.....	44
2.12.4	Estrategias de rehabilitación.....	46
2.13	Norma ASCE/SEI 41-17	47
2.13.1	Objetivos y niveles de desempeño.....	48
2.13.2	Criterios de aceptación	50
2.14	Estructuras de hormigón.....	61
2.14.1	Sistemas estructurales – Capítulo 18 del ACI-318.....	61
2.15	Modelo estructural.....	62
2.15.1	Análisis Lineal Estático	62



2.15.2	Análisis Lineal Dinámico (Modal Espectral).....	64
2.15.3	Análisis no lineal estático (PUSH-OVER).....	65
2.16	Ensayos requeridos.....	67
2.16.1	Ensayos estructurales no destructivos	67
2.16.2	Ensayos estructurales destructivos	68
CAPÍTULO III		69
3.	Metodología.....	69
3.1	Tipo de investigación	69
3.2	Variables y mediciones.....	69
3.3	Procedimiento de recolección de datos	70
3.4	Análisis de datos.....	70
3.5	Descripción de Proyecto.....	71
3.5.1	Ubicación de edificio.....	71
3.5.2	Características del edificio	71
3.5.3	Dimensiones de los elementos de la estructura	76
3.5.4	Ensayo de esclerometría.....	76
3.5.5	Detección de armaduras de hormigón.....	77
3.5.6	Extracción de Núcleos.....	78
3.5.7	Determinación del objetivo de desempeño	78
3.6	Generación del modelo estructural.....	79
3.6.1	Propiedades mecánicas de los materiales.....	79
3.6.2	Cargas de demanda.....	79
3.6.3	Cortante basal.....	81
3.6.4	Proceso de los análisis lineales.....	82
3.6.5	Proceso del análisis no lineal estático	84
CAPÍTULO IV		86
4.	Resultados de los Análisis.....	86



4.1	Análisis lineales.....	86
4.1.1	Períodos de vibración y participación de masa	86
4.1.2	Control de las derivas de piso.....	87
4.1.3	Verificación de Piso débil.....	87
4.1.4	Verificación de Piso blando o flexible.....	88
4.1.5	Verificación de irregularidad por geometría y masa	88
4.1.6	Irregularidad torsional.....	89
4.1.7	Verificación columna fuerte _ viga débil y chequeo de capacidad de nudos	90
4.2	Análisis no lineal estático, pushover	91
4.2.1	Curvas de capacidad y puntos de desempeño	91
4.2.2	Rótulas plásticas	96
4.2.3	Ductilidades.....	103
	CONCLUSIONES.....	104
	RECOMENDACIONES	105
	BIBLIOGRAFÍAS.....	106
	ANEXOS.....	109



Índice de Figuras

Figura 1. Daños causados en los edificios de la Uleam el 16 de abril del 2016.	20
Figura 2. Relación entre la curva de capacidad y los niveles de desempeño (Tomado de NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 1997)	24
Figura 3. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)	25
Figura 4. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)	29
Figura 5. Configuraciones estructurales recomendadas. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	34
Figura 6. Configuraciones estructurales no recomendadas. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	34
Figura 7. Piso flexible. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	35
Figura 8. Distribución de masa. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	36
Figura 9. Irregularidad geométrica. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	36
Figura 10. Irregularidad torsional. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	37
Figura 11. Curvas fuerza-deformación de componentes estructurales. Fuente: (ASCE-41, 2017).....	52
Figura 12. Ejemplos de Posibles Acciones Controladas por deformación y Controladas por Fuerza. Fuente: (ASCE-41, 2017)	55
Figura 13. Relaciones generalizadas fuerza-deformación de componentes para representar criterios de modelado y aceptación. Fuente: (ASCE-41, 2017)	56
Figura 14. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales para vigas de hormigón armado. Fuente: (ASCE-41, 2017)	58
Figura 15. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales para columnas de hormigón armado. Fuente: (ASCE-41, 2017).....	59
Figura 16. Punto de desempeño de una estructura con el método de los coeficientes del ASCE 41. Fuente: (González R et al., 2007).....	60
Figura 17. Distribución de fuerzas laterales con la altura según el método estático. Fuente: (Arango, Paz, & Duque, 2009).....	63



Figura 18. Representación de un edificio por un sistema de varios grados de libertad. Fuente: (Ceballos, 2019).....	64
Figura 19. Curva de capacidad, niveles de desempeño y límites de daños. Fuente: (González & Castro, 2013).....	66
Figura 20. Ubicación del Edificio dentro campo de la Uleam. Fuente: GoogleEarth.....	71
Figura 21. Edificio carrera de Electricidad.....	72
Figura 22. Planta arquitectónica- Planta Baja	73
Figura 23. Planta arquitectónica- Planta Alta 1	74
Figura 24. Planta arquitectónica- Planta Alta 2	75
Figura 25. Espectros Elástico e Inelástico para Suelo tipo D, Zona VI y factor de importancia de 1,3	83
Figura 26. Verificación de la condición Columna fuerte - Viga débil	90
Figura 27. Verificación de la Capacidad al corte de nudos	91
Figura 28. Curva Corte basal vs Desplazamiento en el tope para el modelo en la dirección X	92
Figura 29. Punto de desempeño del modelo en la dirección X ante la acción del sismo de diseño	93
Figura 30. Curva Corte basal vs Desplazamiento en el tope para el modelo en la dirección Y	94
Figura 31. Punto de desempeño del modelo en la dirección X ante la acción del sismo moderado.....	95
Figura 32. Punto de desempeño del modelo en la dirección X ante la acción del sismo de diseño	96
Figura 33. Escala de colores de niveles de desempeño	96
Figura 35. Rótulas plásticas debido al sismo de diseño en la dirección X.....	98
Figura 34. Rótulas plásticas para cada nivel de desempeño del modelo en la dirección X.....	98
Figura 36. Rótulas plásticas del pórtico C del modelo estructural sin mampostería en la dirección Y, sismo moderado	100
Figura 37. Rótulas plásticas del pórtico C del modelo estructural sin mampostería en la dirección Y, sismo de diseño	101
Figura 38. Rótulas plásticas para cada nivel de desempeño del modelo en la dirección Y, ante el sismo moderado	101



Figura 39. Rótulas plásticas para cada nivel de desempeño del modelo en la dirección Y, ante el sismo de diseño.....102

Tabla 1. Características de los sismos. Fuente: (NBC-SE-DS, 2015).....	24
Tabla 2. Clasificación de los perfiles de acero. Fuente: (NBC-SE-DS, 2015).....	26
Tabla 3. Tipo de acero y Factor de ductilidad μ_d . Fuente: (NBC-SE-DS, 2015).....	27
Tabla 4. Tipo de acero y Factor de ductilidad μ_d . Fuente: (NBC-SE-DS, 2015).....	28
Tabla 5. Tipo de acero y Factores del comportamiento inelástico del acero λ . Fuente: (NBC, 2015).....	28
Tabla 6. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Fuente: (NBC-SE-DS, 2015).....	30
Tabla 7. Niveles de exigencia estructural. Fuente: (NBC-SE-DS, 2015).....	31
Tabla 8. Nivel de desempeño estructural para estructuras esenciales y de uso especial. Fuente: (NBC-SE-DS, 2015).....	32
Tabla 9. Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso. Fuente: (NBC-SE-DS, 2015).....	32
Tabla 10. Esfuerzos admisibles en elementos de hormigón armado. Fuente: (NBC-SE-DS, 2015).....	38
Tabla 11. Altura del corchete basal. Fuente: (NBC-SE-DS, 2015).....	39
Tabla 12. Coeficiente de acortamiento por tipo de estructura. Fuente: (NBC-SE-DS, 2015).....	40
Tabla 13. Control de daño y los niveles de desempeño para edificios. Fuente: (NBC-SE-DE, 2015).....	44
Tabla 14. Niveles de exigencia sísmica. Fuente: (NBC-SE-DE, 2015).....	45
Tabla 15. Objetivos de rehabilitación. Fuente: (NBC-SE-RE, 2015).....	46
Tabla 16. Niveles de desempeño estructural. Fuente: (ASCE 41, 2017).....	49
Tabla 17. Elementos estructurales del edificio de la Carrera de Ingeniería.....	76
Tabla 18. Resultados de la prueba de compresión. Fuente: (Alonso y Macías, 2019).....	77
Tabla 19. Resultados de diseño por estado límite de los elementos estructurales. Fuente: (Alonso y Macías, 2019).....	79
Tabla 20. Resultados de la prueba de compresión. Fuente: (Alonso y Macías, 2019).....	79
Tabla 21. Sobre carga permanente.....	80



Índice de tablas

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	26
Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	26
Tabla 3. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	27
Tabla 4. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	28
Tabla 5. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs. Fuente: (NEC, 2015).....	28
Tabla 6. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	30
Tabla 7. Niveles de amenaza sísmica. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	31
Tabla 8. Nivel de desempeño estructural para estructuras esenciales y de uso especial. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	32
Tabla 9. Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	32
Tabla 10. Inercias agrietadas en elementos de hormigón armado. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	38
Tabla 11. Ajuste del cortante basal. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	39
Tabla 12. Coeficientes de acuerdo con el tipo de estructura. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).....	40
Tabla 13. Control de daño y los niveles de desempeño para edificios. Fuente: (NEC-SE-RE, 2015).....	44
Tabla 14. Niveles de amenaza sísmica. Fuente: (NEC-SE-RE, 2015).....	45
Tabla 15. Objetivos de rehabilitación. Fuente: (NEC-SE-RE, 2015).....	46
Tabla 16. Niveles de desempeño estructural. Fuente: (ASCE-41, 2017).....	49
Tabla 17. Elementos estructurales del Edificio de la Carrera de Electricidad.....	76
Tabla 18. Resultados de la prueba de esclerometría. Fuente: (Alcoser y Macías, 2019).....	77
Tabla 19. Resultados de distribución de varillas de los elementos estructurales. Fuente: (Alcoser y Macías, 2019).....	77
Tabla 20. Resultados de la prueba de compresión. Fuente: (Alcoser y Macías, 2019).....	78
Tabla 21. Sobre cargas permanentes.....	80



Tabla 22. Cargas vivas.....	80
Tabla 23. Cargas gravitacionales del modelo estructural	80
Tabla 24. Cálculo del coeficiente sísmico	81
Tabla 25. Parámetros de la NEC.....	82
Tabla 26. Períodos y participación de masa	86
Tabla 27. Máximas derivas por piso de la estructura	87
Tabla 28. Derivas máximas permitidas.....	87
Tabla 29. Verificación de piso débil	87
Tabla 30. Verificación de la primera condición	88
Tabla 31. Verificación para la segunda condición	88
Tabla 32. Verificación de Tablas.....	89
Tabla 33. Verificación torsional dirección X	89
Tabla 34. Verificación torsional dirección Y	89
Tabla 35. Rótulas plásticas en elementos estructurales del modelo estructural del pushover en la dirección X.....	97
Tabla 36. Rótulas plásticas en elementos estructurales del modelo estructural del pushover en la dirección Y.....	99
Tabla 37. Ductilidades de demanda.....	103



CAPÍTULO I

1. Generalidades

1.1 Título

Análisis estático no lineal del edificio de la carrera de Electricidad de la Uleam

1.2 Antecedentes

En el campo de la ingeniería estructural, tanto en el diseño como en la verificación de las estructuras es de gran importancia garantizar la seguridad y eficiencia de las edificaciones y las respectivas obras civiles.

En la ingeniería estructural, el análisis no lineal se ha vuelto crucial para comprender y evaluar cómo es el comportamiento de las estructuras que se encuentran sometidas a cargas extremas o pocas comunes, y poder así, comprender su respuesta ante situaciones de gran complejidad que van más allá de los límites que comprenden los análisis lineales.

Ecuador es un país con una sismicidad alta, debido a que se encuentra dentro del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico; a lo largo del tiempo se han producido terremotos de gran magnitud provocando daños considerables tanto a la población como a las infraestructuras del país. Se puede mencionar el evento que se registró el 16 de abril de 2016, afectando principalmente a las provincias de Manabí y Esmeraldas.

Debido a la alta actividad sísmica que puede vivir el país, es de gran interés conocer cuál sería el comportamiento de una estructura ante una carga extrema (sismo), identificando los posibles fallos que podría presentar esta.

A continuación, se citarán los resultados de algunas investigaciones relacionadas con análisis de estructuras existentes:

En el año 2024 se publicó una investigación en donde se realizó un diseño estructural con análisis estático no lineal en una edificación de seis pisos de hormigón armado. Se concluyó que las estructuras diseñadas mediante el método de análisis no lineal resultan más rígidas en comparación con el método basado en fuerzas (Toapanta & Velez, 2024).



En junio del 2020 se publicó una investigación en donde se realizó un análisis estático no lineal de edificios aporticados de hormigón armado aplicando normativa ecuatoriana, colombiana y peruana. Se concluyó que el diseño de la estructura tanto la NEC-15, la NSR-10 y la E-030 establecen que los elementos estructurales serán agrietados; en Ecuador, Colombia y Perú los factores de reducción de rigidez son diferentes, por este motivo los modelos obtenidos usando la norma colombiana tienen un mejor desempeño pese a ser menos rígidos que los modelos obtenidos usando la norma peruana (Viera, Quizanga, & Andino, 2020).

Cabe mencionar que el Edificio a estudiar en este proyecto de investigación en el año 2019 fue objeto de estudio para realizar una “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica aplicando la metodología de FEMA P-154 para una evaluación rápida, y de la norma ASCE 41 para una evaluación calculada mediante la ejecución de análisis estructural lineal, empleando un modelo analítico calibrado.

Considerando lo expuesto anteriormente y la alta probabilidad de que ocurra un sismo que podría generar pérdidas tanto humanas como económicas en la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, se realiza el “Análisis estático no lineal del edificio de la carrera de Electricidad”.

1.3 Justificación

Este trabajo tiene gran importancia, ya que el análisis no lineal desempeña un papel fundamental dentro de la ingeniería estructural, debido a que es posible realizar el modelamiento con mucha precisión para validar el comportamiento de las estructuras que son sometidas a cargas extremas o inusuales (sismo de gran magnitud).

En el ámbito de la verificación de estructuras ya existentes, normalmente se involucran incertidumbres y condiciones no lineales. El análisis no lineal permite evaluar la capacidad de carga actual de una estructura para así determinar si estos cumplen con las prescripciones de normativas de construcción vigentes. Esto es de gran importancia para edificaciones históricas o infraestructuras que tienen muchos años de uso, en donde las características y propiedades de los materiales y las conexiones durante el tiempo pudieron haber cambiado considerablemente.

Mediante la ejecución de un análisis estructural no lineal, se puede comprobar el comportamiento no lineal de sus elementos estructurales, validando sus grandes



deformaciones. Esto permite a los ingenieros, identificar y evaluar los posibles fallos que podría tener la estructura; estos resultados ayudarán a definir la necesidad de diseñar un reforzamiento estructural que permita garantizar la seguridad y la integridad de esta ante cargas extremas.

El sismo del 16 de abril de 2016 afectó a muchas ciudades de la provincia de Manabí en Ecuador. Una de las más afectadas fue Manta, ubicada en la costa del Océano Pacífico. Antes del sismo en la ULEAM existían setenta y una edificaciones de hormigón armado, y como consecuencia del sismo quince de estos edificios tuvieron que ser demolidos por presentar daños severos en elementos estructurales y no estructurales.

En la Figura 1 se presentan algunas imágenes de los daños que algunas estructuras sufrieron. Debido a la incertidumbre generada después del terremoto del 2016, surge la necesidad de analizar y evaluar los edificios que aún se encuentran en condiciones, para verificar qué tan vulnerables siguen siendo ante la acción sísmica.

Un dato importante es que en la ULEAM solo dos estructuras han sido reforzadas estructuralmente, por eso es de gran importancia realizar un buen análisis a la estructura, para así asegurar que esta cumpla con los objetivos de desempeño inherentes a ella, garantizando la seguridad de esta, de sus ocupantes y de sus contenidos.

Ya que estos eventos sísmicos llegan a ser muy catastróficos, debido a las condiciones de las construcciones; el sismo en sí no es el causante del fallo, sino que, saca a la luz las condiciones de vulnerabilidad que la infraestructura ya presentaba antes del evento natural.

Por ello el Edificio de la carrera de Electricidad, debido a la zonificación en la que se encuentra, puede estar expuestos a grandes sismos que llegan a generar grandes deformaciones o comportamientos no elásticos de los elementos de la estructura. La importancia de este estudio radica en la necesidad de conocer el desempeño sismorresistente que puede alcanzar esta estructura ante la presencia de sismos de gran magnitud. Inclusive, es probable que se concluya que necesita un reforzamiento estructural.



Figura 1. Daños causados en los edificios de la Uleam el 16 de abril del 2016

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Evaluar el desempeño sismorresistente del edificio de la Carrera de Electricidad mediante un análisis estático no lineal, con la finalidad de determinar probables deficiencias estructurales y necesidad de reforzamientos.

1.4.2 Objetivos específicos

- Obtener un levantamiento detallado del edificio de la carrera de Electricidad.
- Conseguir el diseño estructural y las propiedades mecánicas de los materiales constituyentes de los elementos estructurales del edificio.
- Desarrollar el modelo de la estructura, aplicando el software ETABS.
- Encontrar el desempeño estructural del edificio mediante la ejecución de análisis lineales y no lineal estático, Pushover.



- Determinar las probables deficiencias de la estructura, con los resultados encontrados, de acuerdo con los requerimientos de las normas NEC 2015 y ASCE 41-17.

1.5 Hipótesis de la investigación

La estructura del edificio de la carrera de Electricidad tiene una muy alta probabilidad de incumplimiento de los requerimientos normativos estructurales vigentes y necesita ser reforzado.

CAPÍTULO II

2. Marco teórico

2.1 Conceptos asociados al análisis no lineal

El Ecuador es una zona con actividad sísmica, llegando a niveles de muy alta sismicidad. Su costa se extiende a lo largo de la zona de unión entre la placa oceánica de Nazca y la placa continental sudamericana.

La acumulación de energía producida por este proceso de subducción se libera periódicamente en forma de terremotos imprevisibles a profundidades de 5 y 40 km en la zona de fricción. Estas descargas de tensión también pueden desencadenar sismos a lo largo de las fallas de la corteza terrestre o incluso en la placa oceánica subducida a 50 - 200 km de profundidad (Verdesoto, 2021).

Debido a la energía producida por el choque de las placas, esta provoca una peligrosidad que se concreta en movimientos bruscos del suelo, donde cuyas amplitudes llegan a alcanzar valores altos.

La probabilidad de que ocurran eventos sísmicos se convierte en un peligro sísmico cuando estos tienen el potencial de causar daño a personas o a estructuras y su contenido. Este peligro surge de procesos internos de la tierra, los cuales no pueden ser modificados. La amenaza o peligro sísmico es una variable independiente que implica la probabilidad de que ocurra un terremoto con un determinado nivel de severidad, en un periodo de tiempo específico y en una zona concreta. La información sobre la peligrosidad sísmica de diferentes áreas está detallada en las normativas de diseño sismorresistente de cada país (Barbat et al., 2014).

Cabe mencionar que la vulnerabilidad sísmica que presenta una estructura es una propiedad característica de la misma. Además, es independiente de la peligrosidad que presente el lugar, ya que se ha observado en sismos anteriores que edificaciones de un tipo estructural similar sufren daños diferentes, teniendo en cuenta que se encuentran en la misma zona sísmica. Esto quiere decir que una estructura puede ser vulnerable, pero no estar en riesgo si no se encuentra en un lugar con un determinado peligro o amenaza sísmica (Espinoza, 2019).



Como consecuencia de estos movimientos se ha incrementado la necesidad de realizar estudios de vulnerabilidad sísmica y que a su vez se han realizado cambios en las normativas que rigen una adecuada construcción para así evitar colapso en las estructuras y que están se mantengan funcionales garantizando la seguridad de vida.

La vulnerabilidad sísmica está relacionada con las características diseño, la calidad de los materiales y las técnicas de construcción. Para conocer el grado de vulnerabilidad ya sea esta alta, media o baja es de gran importancia conocer las características de la estructura, como como un conjunto criterios que actúan de manera integrada (Safina, 2002).

En el planeta, hay regiones con alta peligrosidad sísmica que representan una amenaza constante para las edificaciones, especialmente aquellas que son vulnerables y, por lo tanto, propensas a sufrir daños. Sin embargo, para que se produzcan daños, es necesario que los elementos vulnerables estén expuestos. Por lo tanto, la exposición es otro de los factores que influyen en la probabilidad de pérdidas, ya sea de vidas humanas o de estructuras y sus contenidos.

Si un terremoto ocurre en un área sin exposición, no existe riesgo sísmico. Sin embargo, si una estructura está expuesta y además es vulnerable sísmicamente, es muy probable que el riesgo sísmico sea elevado (UNDRR, 2017).

El riesgo sísmico se define por todas las probabilidades de pérdidas resultantes de la compleja interacción entre las condiciones de exposición, vulnerabilidad y peligro sísmico. En los peores escenarios de peligrosidad y vulnerabilidad sísmica, la probabilidad de colapso de una estructura expuesta aumenta significativamente, lo que significa que el riesgo sísmico es máximo en estos casos.

El riesgo sísmico, relacionado con la probabilidad de que las sacudidas produzcan daños materiales o humanos, es tenido en cuenta en los planes de desarrollo y ordenamiento territorial. Por ejemplo, un terremoto en medio del desierto apenas provocará daños. Sin embargo, las principales ciudades de Ecuador se hallan cerca de zonas peligrosas, construidas en el corredor de fallas activas de la corteza terrestre que cruzan el país desde el Golfo de Guayaquil hasta los Andes, como Quito o Riobamba, o en la costa del Pacífico, cerca de la zona de subducción, como Salinas, Manta y Esmeraldas. Un conocimiento exhaustivo del peligro puede ayudar a limitar los riesgos (Verdesoto, 2021).

2.2 Desempeño sísmico

El desempeño sísmico puede ser definido como la seguridad ofrecida a los ocupantes de la estructura cuando ocurre un sismo, el costo y la factibilidad de restaurar la estructura a su condición pre sismo, el tiempo en que la estructura se encuentra fuera de servicio por reparación; y los efectos económicos, arquitectónicos o históricos en general. Estas características de desempeño se relacionan directamente con el nivel de daño que ocurriría en el edificio y sus sistemas en el evento sísmico (ASCE-41, 2017).

El desempeño de un edificio puede ser expresado de muchas maneras. En la actualidad en la práctica del diseño, el enfoque más común es definir una serie de objetivos de desempeño (Mohele, 2015).

2.3 Evaluación del desempeño sísmico

La evaluación sísmica es una comparación entre una cierta medida de la “demanda” que los sismos producen en una estructura y una medida de la “capacidad” de la estructura para resistir. Si la demanda que genera el sismo es menor que la capacidad entonces el diseño se considera aceptable; en los últimos años este enfoque del diseño basado en la “resistencia” ha cambiado hacia el diseño basado en el “desempeño” (Choche & Renzo, 2017).

La evaluación del desempeño toma en cuenta la respuesta no lineal de la estructura, como se aprecia en la Figura 2.

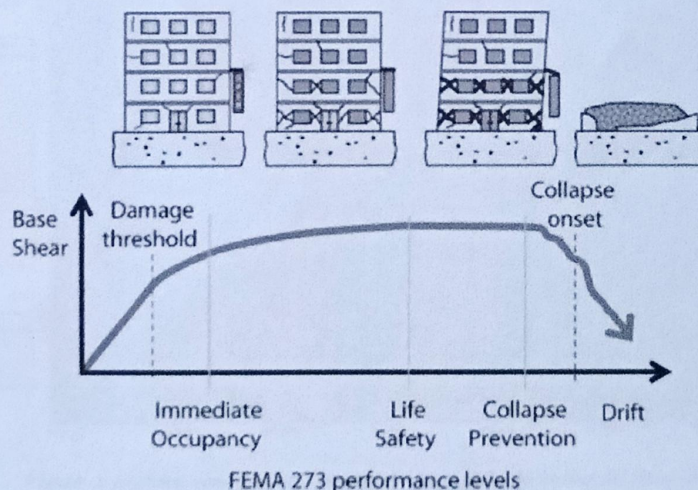


Figura 2. Relación entre la curva de capacidad y los niveles de desempeño (Tomado de NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 1997)

Para un sistema en fluencia, el desempeño puede ser juzgado mejor por la deformación impuesta que por las fuerzas impuestas. Este enfoque está basado en la metodología del diseño basado en desplazamiento, que es un proceso por el cual la demanda de desplazamiento inducida por sismo es estimada primero, seguida por una evaluación de la capacidad y demanda de deformación local, este concepto está firmemente introducido en la norma ASCE 41-17.

2.4 Caracterización de la sismicidad en Ecuador

2.4.1 Zonificación sísmica y factor Z

El Ecuador se divide en seis zonas sísmicas, caracterizada por el valor del factor de zona Z. Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta (NEC-SE-DS, 2015).

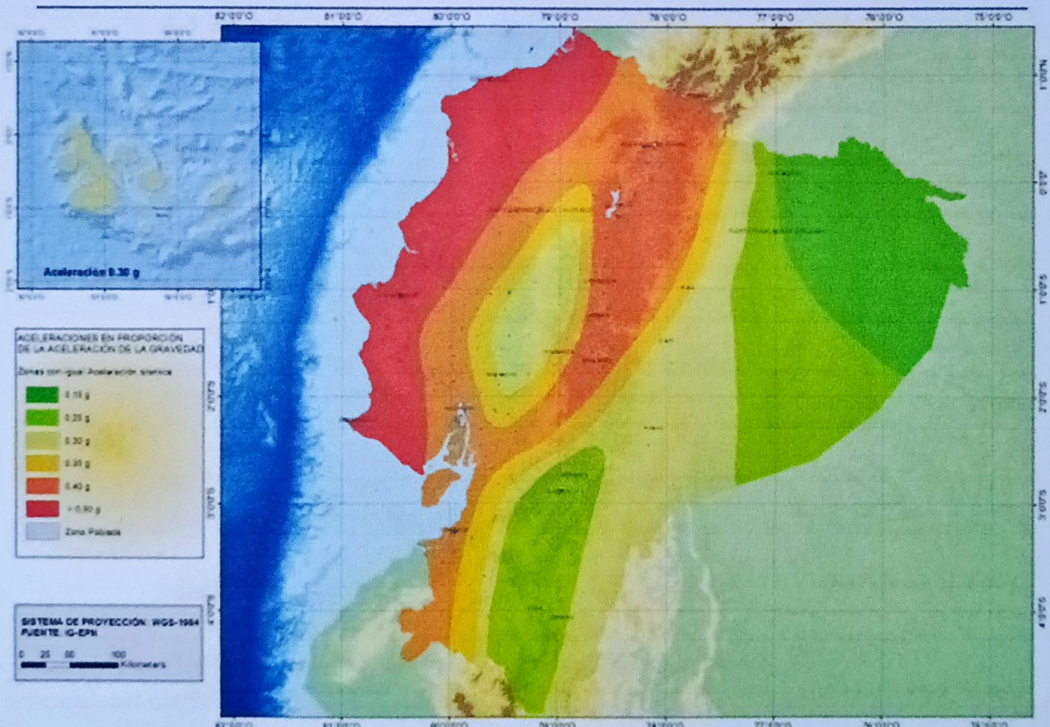


Figura 3. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.
Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)



El valor de Z de cada zona sísmica representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, tal como se muestra en la Figura 3.

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

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

2.4.2 Tipo de suelo para el sismo de diseño

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan 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. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca componente.	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfiles de roca de rigidez media.	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ Kpa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	360 m/s $V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kpa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total de H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ 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 ($H > 3\text{m}$ para turba o arcilla orgánicas y muy orgánicas).
- F3 – Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5\text{m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$).
- F4 – Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$).
- F5 – Suelos con contrastes de impedancia ocurriendo dentro de los primeros 30 m 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.

Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice i que va desde 1 en la superficie, hasta n en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil. Para el perfil tipo F se aplican otros criterios y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo.

2.4.3 Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

En la Tabla 3 se presentan los valores del coeficiente F_a que amplifica 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 . Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección.					



Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

En la Tabla 4 se presentan los valores del coeficiente Fd 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 Fd. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
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
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección.					

Fs: comportamiento no lineal de los suelos

En la Tabla 5 se presentan los valores del coeficiente Fs, que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período 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 Fs. Fuente: (NEC, 2015)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección.					



2.4.4 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

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, se puede ver en la Figura 4 (NEC-SE-DS, 2015).

Para el espectro de respuesta se toman en consideración datos de acuerdo con el factor de zonificación, el tipo de suelo y los coeficientes de amplificación del suelo y espectrales.

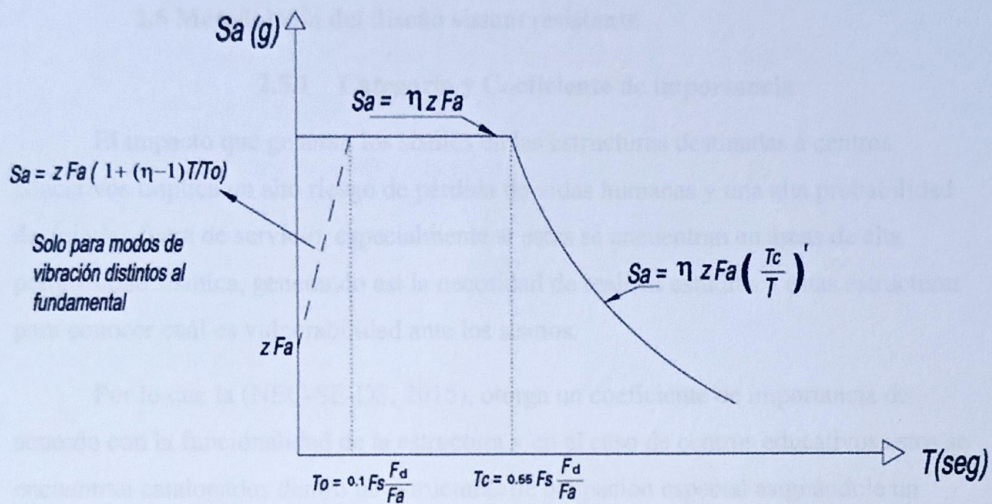


Figura 4. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones mostradas en la Figura 4, el cual están son válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z Fa \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z Fa \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

Los límites para el período de vibración se encuentran dentro de estos 2 rangos T_c y T_0 :



$$T0 = 0,1F_s \frac{F_d}{F_a} \quad ; \quad TC = 0,55F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de Sa debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de período de vibración menores a T0:

$$S_a = ZF_a \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T0} \right] \text{ para } T \leq T0$$

2.5 Metodología del diseño sismorresistente

2.5.1 Categoría y Coeficiente de importancia

El impacto que generan los sismos en las estructuras destinadas a centros educativos implica un alto riesgo de pérdida de vidas humanas y una alta probabilidad de dejarlas fuera de servicio, especialmente si estas se encuentran en áreas de alta peligrosidad sísmica, generando así la necesidad de realizar estudios a estas estructuras para conocer cuál es vulnerabilidad ante los sismos.

Por lo que la (NEC-SE-DS, 2015), otorga un coeficiente de importancia de acuerdo con la funcionalidad de la estructura y en el caso de centros educativos estos se encuentran catalogados dentro de estructuras de ocupación especial asignándole un coeficiente de 1,3 como se puede ver en la Tabla 6.

Tabla 6. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

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

2.5.2 Filosofía del diseño sismorresistente

Nivel del sismo

La verificación de desempeño sísmico se hace para los niveles de amenaza sísmica presentados en la Tabla 7.

Tabla 7. Niveles de amenaza sísmica. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno Tr (años)	Tasa anual de excedencia (1/Tr)
1	Frecuente (menor)	50 %	72	0,01389
2	Ocasional (moderado)	20 %	225	0,00444
3	Raro (severo)	10 %	475	0,00211
4	Muy raro (extremo)	2 %	2500	0,00040

Nivel de Desempeño sísmico

Dentro de la (NEC, 2015), los niveles y objetivos de desempeño se divide la siguiente manera:

a) Estructuras de ocupación especial

Se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para:

- No-colapso (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00004)

b) Estructuras esenciales

Para las estructuras esenciales, es necesario asegurar un adecuado rendimiento sísmico en el rango inelástico considerando las siguientes condiciones:



- Limitación de daño (nivel de seguridad de vida) en caso de un terremoto con un período de retorno de 475 años (probabilidad anual de excedencia de 0.00211).
- No colapso (nivel de prevención de colapso) frente a un terremoto con un período de retorno de 2500 años (probabilidad anual de excedencia de 0.00004).

*Tabla 8. Nivel de desempeño estructural para estructuras esenciales y de uso especial.
Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)*

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Estructuras de ocupación especial	Estructuras esenciales	Tasa anual de excedencia
Daño	No	Si	0,00211
Colapso	Si	Si	0,00004

2.5.3 Requisitos de las estructuras

La (NEC-SE-DS, 2015), menciona que las estructuras en sus diseños deben cumplir con 3 requisitos:

a. Seguridad de vida o condición de resistencia

En este punto se verifican que todas las estructuras incluida la cimentación no deben rebasar ningún estado límite de falla.

b. Limitación de daños o deformaciones

Las derivas máximas para cualquier piso no deben exceder los límites de derivas inelásticas establecidos en la tabla 9.

Tabla 9. Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,02
De mampostería	0,01

c. Ductilidad

Las estructuras deben ser capaces de disipar energía de deformación inelástica, considerando las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

2.5.4 Metodologías de diseño sísmico

En cuanto a las metodologías de diseño la (NEC-SE-DS, 2015) propone los siguientes:

- Diseño basado en fuerzas.
- Diseño directo basado en desplazamientos.
- Métodos de análisis de FEMA 450, para estructuras con sistemas de control y aislamientos de base. Para determinar fuerzas sísmicas se usará un cálculo dinámico (análisis paso a paso en el tiempo). Se podrá apoyar en el Building Seismic Safety Council (BSSC, 2004).
- Otros tipos de construcciones (puentes, tanques, etc.) se propone el uso de las normas ecuatorianas correspondientes y, en su ausencia, aquellas internacionalmente reconocidas.
- El análisis de los mecanismos plásticos se hará mediante el método de diseño por capacidad

2.6 Consideración para el prediseño y diseño conceptual

2.6.1 Regularidad/configuración estructural

Se recomienda una configuración estructural simple y regular que aporte en el buen desempeño sísmico de la estructura con se muestra en la Figura 5.

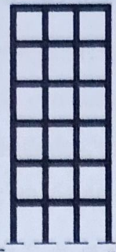
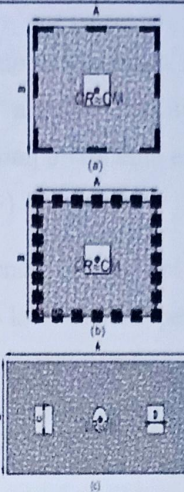
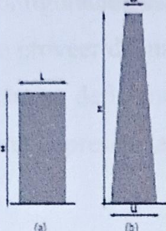
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_v=1$	CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_p=1$
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles.</p> <p>$\phi_v=1$</p> 	<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa.</p> <p>$\phi_p=1$</p> 
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional.</p> <p>$\phi_v=1$</p> 	

Figura 5. Configuraciones estructurales recomendadas. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Si se tienen cambios abruptos de rigidez y resistencia como se muestran en la Figura 6, se deben evitar con el fin de impedir acumulación de daño en algunos componentes en desmedro de la ductilidad global del sistema.

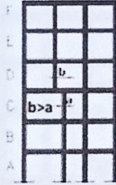
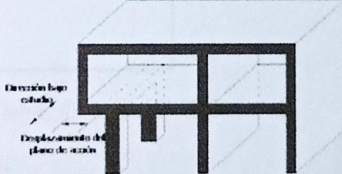
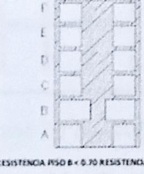
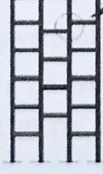
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p> 	<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p> 
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia.</p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>  <p>RESISTENCIA PISO B < 0.70 RESISTENCIA PISO C</p>	
<p>Columna corta</p> <p>Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p> 	

Figura 6. Configuraciones estructurales no recomendadas. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.6.2 Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

En caso de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, se usarán los coeficientes de configuración estructural, que “penalizan” al diseño con fines de tomar en cuenta dichas irregularidades, responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo (NEC-SE-DS, 2015).

Los coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las siguientes irregularidades mencionadas.

- Irregularidad en elevación

Piso Flexible.

Se considera piso flexible cuando la rigidez lateral de uno de sus pisos es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% de la rigidez lateral de los tres pisos superiores (NEC-SE-DS, 2015).

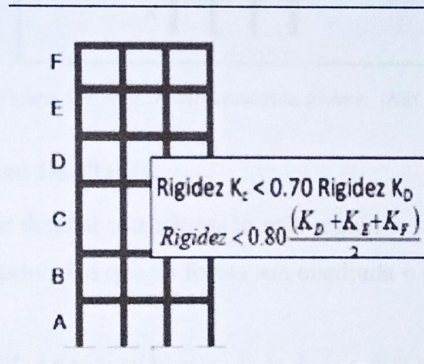


Figura 7. Piso flexible. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Distribución y concentración de masa.

Se considera irregularidad vertical en la edificación cuando la masa de cualquiera de sus pisos es mayor a 1.5 veces la masa de uno de los pisos contiguos, no se considera la de cubierta (NEC-SE-DS, 2015).

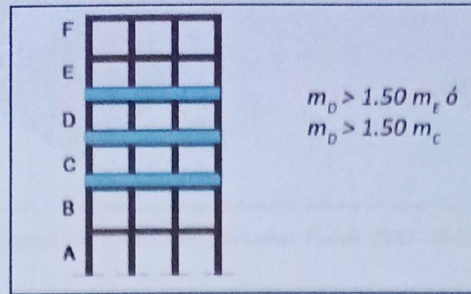


Figura 8. Distribución de masa. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Irregularidad Geométrica.

Se considera irregular cuando la dimensión del sistema resistente en planta en cualquiera de los pisos es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, excepto los altillos de un solo piso (NEC-SE-DS, 2015).

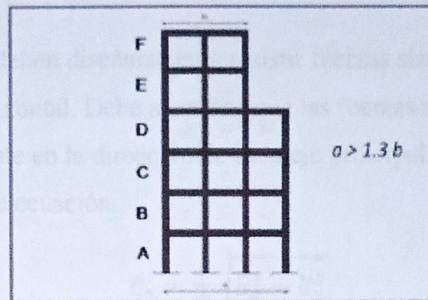


Figura 9. Irregularidad geométrica. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

- Irregularidad De Planta.

Se debe procurar diseñar estructuras lo más regular y simétricas posible en planta, teniendo como prioridad que su forma sea cuadrada o rectangular.

Torsión.

Existe irregularidad por torsión cuando la deriva máxima de piso de un extremo de la estructura calculada, incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia (NEC-SE-DS, 2015).

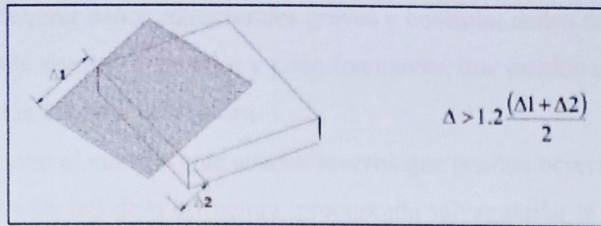


Figura 10. Irregularidad torsional. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.7 Diseño basado en fuerzas

La NEC dispone dentro de su normativa que tanto los métodos estático lineal y pseudo dinámico son obligatorios para todo tipo de estructuras a excepción de las que se consideran totalmente regulares. El diseño basado en fuerzas es obligatorio para todo tipo de estructura.

Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal. Debe asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura de acuerdo con la siguiente ecuación.

$$E_h = \pm \sqrt{E_x^2 + E_y^2}$$

Los objetivos principales del diseño basado en fuerzas implican seguir la filosofía de diseño permitiendo comprobar el nivel de seguridad de vida.

El diseño estructural se lo realiza para tener en cuenta un sismo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años.

Este sismo de diseño se lo determina a partir del análisis de peligrosidad sísmica del sitio dónde se concebirá la estructura mediante el mapa de peligro sísmico de la NEC 2015.

La NEC 2015 establece que para las estructuras de ocupación normal los objetivos del diseño son los siguientes:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante sismos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante sismos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante sismos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Las estructuras deben tener la capacidad de resistir las demandas que provocan las cargas, así como se debe verificar que las derivas de la estructura cumplan con respecto a las máximas que se establecen en NEC 2015.

Las derivas máximas son expresadas como un porcentaje de la altura del piso, teniendo en cuenta que, para estructuras de hormigón armado, metálicas y de madera la deriva máxima es $\Delta_M = 0,02$ y para estructuras de mampostería es $\Delta_M = 0,01$. Esta deriva se verifica con la siguiente ecuación.

$$\Delta_M = 0,75 R \Delta_E$$

Donde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica

R: Factor de reducción de resistencia

Δ_E : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducida

El diseño basado en fuerzas presenta limitaciones por lo que los factores de reducción de resistencia sísmica R son constantes para cada tipo de tipología estructural, el periodo y el tipo de suelo. La NEC 2015 para estructuras de hormigón armado y de mampostería, para el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se utilizan valores de inercias agrietadas de los elementos estructurales.

Tabla 10. Inercias agrietadas en elementos de hormigón armado. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Inercias agrietadas	Elementos estructurales
0,5 I_g	Vigas
0,8 I_g	Columnas
0,6 I_g	Muros estructurales



2.7.1 Métodos de análisis para el DBF

En este método se realizan análisis estático y dinámico lineales (dinámico espectral y dinámico paso a paso en el tiempo).

Se debe comparar que el cortante basal obtenido por cualquier de los análisis dinámicos con el del análisis estático, si no se cumple se realiza la calibración correspondiente:

Tabla 11. Ajuste del cortante basal. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Estructuras regulares	$V_{dinámico} < 80\% V_{estático}$
Estructuras irregulares	$V_{dinámico} < 85\% V_{estático}$

2.7.2 Procedimiento de cálculo del DBF

La NEC 2015 establece los siguientes pasos a seguir:

- Determinación del espectro de diseño $S_a(T)$ de acuerdo con las características geotectónicas del lugar.
- Cálculo aproximado del período fundamental de vibración aproximado T_a .
- Determinación del cortante de base V con los resultados de los pasos anteriores.
- Determinación de las distribuciones vertical y horizontal de V .
- Dirección de aplicación de estas fuerzas sísmicas y verificación de que los índices de deriva no sobrepasen el valor permitido

El cortante basal que se aplica a la estructura se calcula de la siguiente manera:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W$$

Dónde:

- $S_a(T_a)$ Espectro de diseño en aceleración
- ϕ_P y ϕ_E Coeficientes de configuración en planta y elevación
- I Coeficiente de importancia
- R Factor de reducción de resistencia sísmica
- V Cortante basal total de diseño



- W Carga sísmica reactiva
- Ta Período de vibración

La estimación del período fundamental de la estructura se lo puede realizar por 2 métodos:

Método 1

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Donde:

- Ct Coeficiente que depende del tipo de edificio
- hn Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.
- T Período de vibración

Tabla 12. Coeficientes de acuerdo con el tipo de estructura. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tipo de estructura	Ct	a
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.80
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores	0.055	0.90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Nota: Alternativamente, para estructuras con muros estructurales de hormigón armado omampostería estructural (con a =1):

Método 2

El período fundamental T puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión:

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$



2.8 Diseño basado en desplazamientos (DBD)

En la NEC 2015, El Diseño Basado en Desplazamientos parte de un desplazamiento objetivo, que es función del objetivo de desempeño que se desea en la estructura y este proporcionara la resistencia lateral que se requiere para alcanzar ese objetivo.

Para garantizar la eficiencia de este diseño se emplearán los principios del diseño por capacidad para asegurar la ductilidad que se espera en la estructura.

La NEC 2015, especifica que este tipo de diseño se lo utiliza para estructuras regulares o con un pequeño porcentaje de irregularidad, considerando espectros de desplazamientos en el diseño. Cuando una estructura es irregular la NEC proporciona coeficientes de configuración estructural que estos a su vez reducen el desplazamiento de la estructura.

Este método de diseño usa una estructura equivalente a un grado de libertad, basado en que el primer modo de vibración es el que genera mayores demandas y a su vez las rotulas plásticas.

Para la aplicación de este método se debe verificar las deformaciones inelásticas como: las rotulas plásticas en sitios predeterminados, los efectos en los modos de vibración que deben permanecer elásticos y también los efectos de segundo orden que no generen inestabilidad.

2.9 Capacidad

La capacidad de una estructura es una propiedad intrínseca de esta, que depende de sus componentes individuales y que en conjunto le dan la resistencia y la posibilidad de deformación a la estructura.

La NEC 2015 recomienda que para el cálculo de la capacidad de una estructura es necesario conocer:

- la forma, las dimensiones y armadura de refuerzo en las diferentes secciones.
- las características no lineales de los materiales constitutivos, debido a: fluencia, agrietamiento, aplastamiento, deslizamiento, fisuración y



- la geometría no lineal consecuencia del cambio de forma en la estructura, se deberá incluir también los efectos $P-\Delta$, y efectos de grandes desplazamientos en caso de presentarse.

Para conocer cuál será la capacidad de una estructura se realiza un análisis en el que la estructura incurse en el rango inelástico utilizando la técnica del pushover.

Durante el análisis, el modelo de la estructura se va modificando con el fin de considerar la reducción de la resistencia y rigidez de los componentes que van alcanzando el punto de fluencia. Se aplica una distribución de fuerzas laterales nuevamente hasta que otros elementos adicionales alcanzan el punto de fluencia.

Este proceso es constante hasta que la estructura se vuelva inestable o hasta que un límite de desplazamiento, previamente impuesto, es alcanzado en la parte superior de la estructura.

2.10 Demanda

La NEC 2015 menciona, que, durante un sismo, el suelo experimenta movimientos que son transmitidos a la estructura generando así un conjunto de desplazamientos, donde estos varían con el tiempo. Para una estructura, la demanda de desplazamiento es un estimado de la respuesta máxima que se esperada del edificio durante el evento sísmico.

El movimiento del suelo puede representar por medio de un espectro de respuesta de aceleración, o por medio de un acelerograma del sitio, donde este dependerá de un objetivo de desempeño que se haya adoptado.

Generalmente, un sismo fuerte inducirá a que la estructura se comporte inelásticamente; la estructura deberá contar con una importante capacidad de ductilidad y con gran disipación de energía por medio de deformación, agrietamiento, etc.; para evitar que la misma colapse súbitamente.

2.11 Desempeño

El desempeño de una estructura al momento de su verificación debe tener definidos los desplazamientos de demanda y la curva de capacidad. Para determinar el punto de desempeño o punto de respuesta máxima de la estructura se puede realizar mediante dos métodos:



- Método del Espectro de Capacidad de FEMA 440.
- Método de los coeficientes de ASCE 41.

2.12 Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de estructuras, NEC-SE-RE

La NEC 2015 por medio de este capítulo nos indica la necesidad del uso de programas para la mitigación del riesgo sísmico. También nos indica que el riesgo sísmico resulta de la combinación de 3 factores:

- Peligro sísmico
- Nivel de exposición
- Vulnerabilidad al daño de las edificaciones

2.12.1 Verificación del desempeño estructural

Verificar el desempeño de edificaciones esenciales y de uso especial en el rango inelástico frente a eventos sísmicos es de gran importancia, por lo que se debe aplicar un análisis no lineal.

Para estructuras esenciales se deben cumplir los objetivos de desempeño de seguridad de vida ante amenazas sísmicas con un periodo de retorno de 475 años y prevención de colapso ante amenaza sísmicas con un periodo de retorno de 2500 años. Mientras que para las estructuras especiales un objetivo de desempeño de prevención de colapso ante amenazas sísmicas con un periodo de retorno de 2500 años (NEC-SE-RE, 2015).

2.12.2 Rehabilitación sísmica

En la NEC-SE-RE, la rehabilitación sísmica de edificios se ejecutará de acuerdo con la norma ASCE 41 y se espera que la mayoría de los edificios rehabilitados alcancen los niveles de desempeño deseados ante la acción del sismo de diseño. Para efectos de rehabilitación, las acciones gravitacionales y sísmicas se combinan de manera distinta a la utilizada en el diseño, la combinación que cause el efecto más desfavorable en la estructura entre las dos ecuaciones siguientes deberá ser utilizada:

$$1,1 (D + 0,25L) + E$$

$$0,9 (D + 0,25L) + E$$

Donde:



D Carga muerta total de la estructura

E Efectos de las fuerzas sísmicas

L Sobrecarga (carga viva)

Las fuerzas sísmicas y sus combinaciones se deberán calcular de acuerdo con el capítulo NEC-SE-DS

2.12.3 Niveles y Objetivos de rehabilitación

La NEC-SE-RE, establece que estos objetivos resultan de la combinación de los niveles de desempeño estructural y no estructural. Para las estructuras existentes se establecen los 4 siguientes niveles de desempeño:

- 1-A: nivel operacional
- 1-B: nivel de ocupación inmediata
- 3-C: nivel de seguridad de vida
- 5-E: nivel de prevención al colapso

Tabla 13. Control de daño y los niveles de desempeño para edificios. Fuente: (NEC-SE-RE, 2015)

	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel Operacional (1-A)
Daño global	Severo	Moderado	Ligero	Muy ligero
General	Pequeña resistencia y rigidez residual, pero columnas y muros cargadores funcionando. Grandes derivas permanentes. Algunas salidas bloqueadas. Parapetos no asegurados que han fallado o tienen alguna falla	Algo de resistencia y rigidez residual ha quedado en todos los pisos. Elementos que soportan cargas gravitacionales aún funcionando. Fallas en muros dentro de su plano o parapetos inclinados. Algo de deriva permanente.	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, cielos rasos, así como en elementos estructurales. Los ascensores aún	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene la resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, y cielos rasos, así como en elementos estructurales.



	incipiente. El edificio está cerca del colapso.	Daño en paredes divisorias. El edificio se mantiene económicamente reparable.	pueden ser encendidos. Sistema contra incendios aún operable.	Todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento.
Componentes no Estructurales	Daño severo.	Peligro de caída de objetos mitigado, pero bastante daño en sistemas: arquitectónico, mecánico y eléctrico.	Equipos y contenido están seguros de manera general, pero algunos no operan debido a fallas mecánicas o falta de utilidad	Ocurre daño insignificante. La energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente por servicios de reserva.

También se definen 4 niveles discretos de amenaza sísmica, que corresponden a probabilidades de excedencia de 50% (Sismo frecuente), 20% (sismo ocasional), 10% (Sismo raro – diseño) y 2% (sismo muy raro), en 50 años, tal como se muestra en la Tabla 14.

Tabla 14. Niveles de amenaza sísmica. Fuente: (NEC-SE-RE, 2015)

Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno Tr (años)	Tasa de excedencia (1/Tr)
2 %	2500	0,00040
10 %	475	0,00211
20 %	225	0,00444
50 %	72	0,01389

La NEC-SE-RE, establece un objetivo de rehabilitación que se define con la selección de uno o más conjuntos de niveles sísmicos y los correspondientes niveles de desempeño como se puede ver en la Tabla 15. Es decir, los niveles de daño que debe alcanzar la edificación cuando es impactada por sismos de distinta probabilidad de excedencia.

Tabla 15. Objetivos de rehabilitación. Fuente: (NEC-SE-RE, 2015)

		Niveles de Desempeño esperados en el edificio			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención de Colapso (5-E)
Nivel de Terremoto	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

Nota:

1. Cada celda en esta matriz representa un Objetivo de Rehabilitación discreto
2. Los objetivos de rehabilitación de esta tabla pueden ser usados para representar los siguientes 3 objetivos de rehabilitación:

Objetivo Básico de Seguridad	k y p
Objetivos Avanzados	k y m, n, or o p e i ó j k y p y a, b, e, ó f m, n, u o sólo
Objetivos Limitados	k sólo p sólo c, d, g, h, o l sólo

Dentro de este contexto las estructuras esenciales deberán ser rehabilitadas al menos para el objetivo de rehabilitación básico de seguridad (k y p), mientras que las estructuras de ocupación especial deberán ser rehabilitadas para un objetivo limitado (g y l).

2.12.4 Estrategias de rehabilitación

La NEC-SE-RE, establece estrategias de rehabilitación que se tomaran en cuenta como medidas para la rehabilitación sísmica:

- Modificación local de componentes.



- Remoción o reducción de irregularidades.
- Rigidización global de la estructura.
- Reforzamiento global de la estructura.
- Reducción de masa.
- Aislamiento sísmico.
- Incorporación de disipadores de energía.

2.13 Norma ASCE/SEI 41-17

La norma ASCE/SEI 41-17 los procedimientos y requerimientos para la evaluación sísmica y el reacondicionamiento de edificios existentes. De acuerdo con esta norma, la evaluación sísmica se define como un proceso o metodología aprobada para determinar las deficiencias en un edificio que impiden que este logre el cumplimiento de un objetivo de desempeño seleccionado. Si se logran determinar deficiencias en el edificio, la norma ASCE/SEI 41-17 también brinda la posibilidad de diseñar las medidas que ayuden a mejorar el desempeño sísmico de sus componentes estructurales o no estructurales, corrigiendo las deficiencias identificadas en una evaluación sísmica relativa a un objetivo de desempeño seleccionado.

La norma presenta tres niveles de procedimientos de evaluación. Los niveles 1 y 2 basado en deficiencias y con limitaciones en su utilización; y el nivel 3, el cual se basa en procedimientos sistemáticos que incluyen análisis estructurales lineales y no lineales.

La evaluación de nivel 1 se limita a chequeos rápidos para calcular la rigidez y la resistencia de ciertos componentes del edificio con la finalidad de determinar el cumplimiento de ciertos criterios de evaluación. La realización de estos análisis dependerá de su activación cuando se llenan las listas de verificación.

La evaluación de Nivel 2, basada en deficiencias, requiere de un análisis y una evaluación adicional de todas las deficiencias potenciales identificadas en el nivel 1 respondidas como “No conforme” o “Desconocida”. Este procedimiento se limita a evaluar las deficiencias potenciales identificadas en el Nivel 1, las mismas que una vez superadas podrán contribuir al cumplimiento del objetivo de desempeño deseado para el edificio. Para poder realizar la evaluación de Nivel 2 es necesario que primero se haya hecho la evaluación de Nivel 1 y que el edificio cumpla con las limitaciones de su aplicación, establecidas en la Norma (ASCE-41, 2017).

La evaluación de Nivel 3 es sistemática y se puede usar como una investigación adicional de los edificios donde se han usado los procedimientos de evaluación basados en deficiencias. Los datos recopilados de los documentos disponibles deben complementarse y verificarse mediante investigaciones en el sitio. Una evaluación de Nivel 3 consistirá en un análisis de un edificio existente utilizando el procedimiento estático lineal (LSP), el procedimiento dinámico lineal (LDP), el procedimiento estático no lineal (NSP) o el procedimiento dinámico no lineal (NDP), de acuerdo con el Capítulo 7 y seleccionados con base en las limitaciones especificadas para sistemas estructurales y con las prescripciones del Capítulo 13 para componentes no estructurales. Se deberán utilizar los criterios de aceptación correspondientes para cada componente estructural y no estructural. Los capítulos mencionados se refieren a los contenidos en la norma (ASCE-41, 2017).

2.13.1 Objetivos y niveles de desempeño

Objetivos de desempeño

Este concepto es fundamental para que las estructuras no solo garanticen la seguridad de vida, sino también minimizar daños económicos y funcionales durante y después de un evento sísmico.

La Norma ASCE/SEI 41-17 plantea varios tipos de objetivos de desempeño:

- Objetivo de desempeño básico para edificios existentes (BPOE).
- Objetivos de desempeño mejorados.
- Objetivos de desempeño limitados.
- Objetivo de desempeño básico equivalente a los nuevos estándares de construcción (BPON).
- Rehabilitación parcial.
- Procedimientos de desempeño específicos del sistema

Niveles de desempeño

La Norma ASCE/SEI 41-17 plantea varios niveles de desempeño estructural, seis niveles de desempeño discretos y 2 niveles de desempeño intermedios.



Tabla 16. Niveles de desempeño estructural. Fuente: (ASCE-41, 2017)

Simbología	Nivel de desempeño estructural	Estado de la estructura después del terremoto
S-1	Ocupación Inmediata	Permanece segura para su ocupación inmediata, conservando su resistencia y rigidez
S-2	Daño Controlado	La estructura se encuentra en un estado intermedio entre los niveles S-1 y S-3
S-3	Seguridad de vida	La estructura tiene componentes dañados, conserva un margen de seguridad con el inicio de un colapso parcial o total
S-4	Seguridad Limitada	La estructura se encuentra en un estado intermedio entre los niveles S-3 y S-5
S-5	Prevención de Colapso	Tiene componentes dañados y continúa soportando cargas de gravedad, pero no retiene margen contra el colapso
S-6	No Considerado	La estructura no se podrá abordar para evaluar o rehabilitar

Los rangos de desempeño estructural intermedios son el rango de seguridad mejorado y el rango de seguridad reducido (ASCE-41, 2017).

El Nivel de Desempeño No Estructural objetivo para un edificio se seleccionará entre cinco Niveles de Desempeño No Estructural discretos:

- Operacional (N-A)
- Retención de Posición (N-B)
- Seguridad de vida (N-C)
- Riesgos Reducidos (N-D)
- No Considerados (N-E)

Para designar los niveles de desempeño de un edificio la Norma ASCE 41-17 utiliza una combinación alfanumérica, con un número que representa al nivel de

desempeño estructural y una letra que representa el nivel de desempeño no estructural.

Por ejemplo:

1-A Nivel de desempeño operativo

1-B Nivel de desempeño de ocupación inmediata

3-C Nivel de desempeño de seguridad de vida

5-D Nivel de desempeño de prevención de colapso

La norma ASCE 41-17 establece el objetivo de desempeño básico para edificios existentes, BPOE, considerando dos niveles de peligro BSE-1E y BSE-2E para cuatro categorías de riesgo sísmico de edificios.

BSE-1E: Terremoto de seguridad básica-1 para usar con el Objetivo de desempeño básico para edificios existentes, tomado como un peligro sísmico con una probabilidad de excedencia del 20% en 50 años, pero no mayor que el BSE-1N, en un sitio (ASCE-41, 2017).

BSE-2E: Terremoto de seguridad básica-2 para usar con el Objetivo de desempeño básico para edificios existentes, tomado como un peligro sísmico con una probabilidad de excedencia del 5% en 50 años, pero no mayor que el BSE-2N, en un sitio (ASCE-41, 2017).

En referencia con el BPOE también se definen los objetivos de desempeño mejorados y los objetivos de desempeño limitados, los cuales son superiores e inferiores al BPOE, respectivamente.

Los niveles de peligro BSE-1N y BSE-2N se aplican a construcciones nuevas y se encuentran definidos en la norma ASCE 41-17; no se detallan porque están fuera del alcance de esta investigación.

Los criterios de aceptación del desempeño de los edificios se encuentran descritos en la Norma ASCE 41-17 y se describen en la Sección 2.4.4.3.

2.13.2 Criterios de aceptación

La norma ASCE/SEI 41-17 establece, de manera general, que se debe verificar si las fuerzas y deformaciones en cada componente del sistema estructural cumplen con los criterios de aceptación definidos. Para alcanzar el desempeño deseado, todos los



componentes deben demostrar que pueden soportar las fuerzas y deformaciones exigidas según el nivel de desempeño seleccionado. Además, es imprescindible que exista al menos una ruta de carga que permita transferir las fuerzas sísmicas desde el punto de aplicación hasta el punto final de resistencia.

Los componentes estructurales se dividen en primarios y secundarios. En el caso de los componentes primarios, es necesario evaluarlos considerando las fuerzas y deformaciones provocadas por el sismo junto con los efectos de las cargas gravitacionales. Por otro lado, los componentes secundarios solo deben ser evaluados en función de las deformaciones sísmicas en combinación con dichas cargas (Rodríguez, 2023).

Los modelos computacionales que emplean análisis no lineales deben incluir tanto la rigidez como la resistencia de los componentes primarios y secundarios, modelando explícitamente la degradación de estos factores. Asimismo, los componentes no estructurales deben incorporarse en los modelos si su rigidez o resistencia lateral supera el 10% de la rigidez lateral inicial total o la resistencia esperada del nivel correspondiente (Rodríguez, 2023).

Los componentes evaluados mediante procedimientos lineales descritos en las Secciones 7.4.1 y 7.4.2 deben cumplir con las disposiciones establecidas en la Sección 7.5.2. Por su parte, los componentes analizados a través de procedimientos no lineales, según las Secciones 7.4.3 y 7.4.4, deben ajustarse a los requisitos indicados en la Sección 7.5.3. En cuanto a las fundaciones, estas deben cumplir los criterios establecidos en el Capítulo 8 de la norma.

La norma define las capacidades y resistencias de los componentes, así como las propiedades de los materiales. Las acciones se clasifican en dos categorías principales: controladas por deformación (dúctiles) y controladas por fuerza (no dúctiles), empleando las curvas fuerza-deformación que se representan en la Figura 11.

Las acciones controladas por deformación se detallan en los capítulos 8 al 12 de la ASCE/SEI 41-17. En situaciones donde los criterios de aceptación, tanto lineales como no lineales, no estén especificados en la norma o no existan pruebas de laboratorio sobre los componentes conforme a la Sección 7.6, dichas acciones deben considerarse como controladas por fuerza.

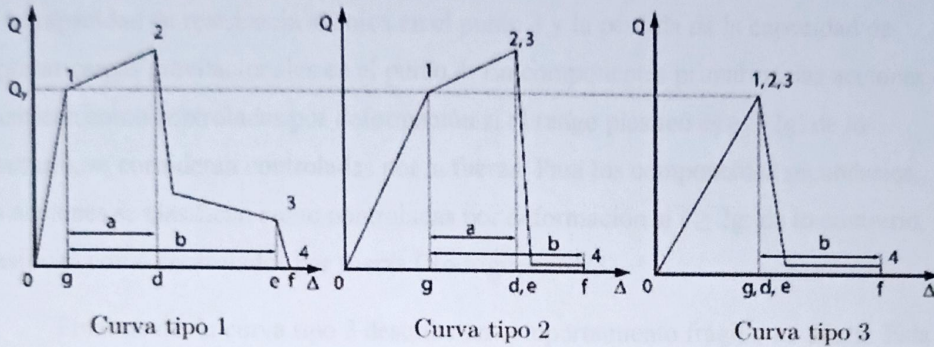


Figura 11. Curvas fuerza-deformación de componentes estructurales. Fuente: (ASCE-41, 2017)

Notas:

1. Solo se permiten acciones de componentes secundarios entre los puntos 2 y 4.
2. La fuerza, Q , después del punto 3 disminuye hasta aproximadamente cero.

Las curvas tipo 1 y tipo 2 representan un comportamiento dúctil, mientras que la curva tipo 3 describe un comportamiento frágil. Los puntos de 0 a 4 en las curvas delimitan el comportamiento del componente, abarcando tanto el rango elástico como el post elástico, y la clasificación del componente se define en función de los valores de deformación (Rodríguez, 2023).

La curva tipo 1 caracteriza un comportamiento dúctil. En esta curva, se distingue un rango elástico (puntos 0 a 1) y un rango plástico (puntos 1 a 3). A partir del punto 3, ocurre una pérdida de la capacidad de resistencia a las fuerzas sísmicas, mientras que en el punto 4 se pierde la capacidad de soportar cargas gravitacionales. El rango plástico puede presentar una pendiente positiva o negativa (puntos 1 a 2) y una región de resistencia degradada, pero aún con resistencia residual significativa para fuerzas sísmicas y cargas gravitacionales (puntos 2 a 3). Para los componentes primarios, las acciones se clasifican como controladas por deformación si el rango plástico cumple con la condición $d \geq 2g$; de no ser así, se clasifican como controlados por fuerza. En los



componentes secundarios, este comportamiento se clasifica como controlado por deformación independientemente de la relación d/g (Rodríguez, 2023).

La curva tipo 2 representa otro comportamiento dúctil con un rango elástico (puntos 0 a 1) seguido por un rango plástico (puntos 1 a 3). Este último puede tener una pendiente positiva o negativa (puntos 1 a 3), concluyendo en una pérdida significativa de la capacidad de resistencia sísmica en el punto 3 y la pérdida de la capacidad de soportar cargas gravitacionales en el punto 4. En componentes primarios, las acciones se clasifican como controladas por deformación si el rango plástico es $e \geq 2g$; de lo contrario, se consideran controladas por la fuerza. Para los componentes secundarios, las acciones se clasifican como controladas por deformación si $f \geq 2g$; de lo contrario, se clasifican como controlados por fuerza (Rodríguez, 2023).

Finalmente, la curva tipo 3 describe un comportamiento frágil o no dúctil. Esta curva presenta un rango elástico (puntos 0 a 1) que culmina en una pérdida de capacidad para resistir fuerzas sísmicas en el punto 3, seguido de la incapacidad de soportar cargas gravitacionales en el punto 4. En los componentes primarios, este comportamiento siempre se clasificado como controlado por fuerza. Para los componentes secundarios, las acciones se consideran controladas por deformación si $f \geq 2g$; de lo contrario, se clasifican como controlados por fuerza (Rodríguez, 2023).

En procedimientos no lineales, los componentes clasificados como controlados por fuerza en los Capítulos 8 al 12 pueden ser reclasificados como componentes controlados por deformación de Tipo 3, siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

1. La acción del componente que se está reclasificando muestra un comportamiento acorde con las características de deformación controlada de Tipo 3, tal como se detalla en esta sección.
2. La trayectoria de carga que soporta las cargas gravitacionales no sufre alteraciones; Si se modifica, se debe proporcionar una ruta de carga alternativa que asegure la estabilidad local, cumpliendo con las combinaciones de carga especificadas en la Sección 7.2.2 para los desplazamientos máximos previstos por el análisis.



3. La carga gravitacional total soportada por todos los componentes que se reclasifican de controlados por fuerza a controlados por deformación no debe exceder el 5% de la carga gravitacional total que soporta ese nivel.
4. Los componentes restantes clasificados como controlados por deformación deben cumplir con los criterios de aceptación necesarios para alcanzar el nivel de desempeño objetivo, y los componentes restantes clasificados como controlados por fuerza no deben estar sobrecargados.

Si la sobre resistencia de los componentes de Tipo 3 modifica el mecanismo esperado del edificio, será necesario repetir el análisis. En este caso, las resistencias de los componentes de Tipo 3 afectados deben ajustarse mediante un incremento proporcional a la relación Q_{CE}/Q_y , y posteriormente, todos los componentes deberán ser nuevamente verificados.

Aquí Q_{CE} representa la resistencia esperada de una acción controlada por deformación de un elemento en el nivel de deformación evaluado, mientras que Q_y corresponde al límite elástico de dicho componente, según lo indicado en la Sección 7.5.1.2 de la norma ASCE 41-17.

La Figura 12 muestra la Tabla C7-1 de la norma ASCE/SEI 41-17, donde se presentan diversos ejemplos de acciones que pueden clasificarse como controladas por deformación o controladas por fuerza en sistemas estructurales comunes de pórticos. La asignación de estas clasificaciones ya sea para componentes de fundación o pórticos estructurales, se detalla en los capítulos 8 al 12 de la norma ASCE/SEI 41-17.



Table C7-1. Examples of Possible Deformation-Controlled and Force-Controlled Actions

Component	Deformation-Controlled Action	Force-Controlled Action
Moment Frames		
• Beams	Moment (M)	Shear (V)
• Columns	—	Axial load (P), V
• Joints	—	V^a
Shear walls	M, V	P
Braced Frames		
• Braces	P	—
• Beams	—	P
• Columns	—	P
• Shear link	V	P, M
Connections	P, V, M^b	P, V, M
Diaphragms	M, V^c	P, V, M

^a Shear may be a deformation-controlled action in steel moment frame construction.

^b Axial, shear, and moment may be deformation-controlled actions for certain steel and wood connections.

^c If the diaphragm carries lateral loads from vertical-force-resisting elements above the diaphragm level, then M and V shall be considered force-controlled actions.

Figura 12. Ejemplos de Posibles Acciones Controladas por deformación y Controladas por Fuerza. Fuente: (ASCE-41, 2017)

La Figura 13 muestra la Figura C7-3 de la norma ASCE/SEI 41-17, que ilustra las curvas generalizadas de fuerza contra deformación utilizadas para definir el modelado de elementos y los criterios de aceptación aplicables a acciones controladas por deformación en cualquiera de los cuatro tipos principales de materiales. La respuesta lineal se encuentra entre el punto A, que corresponde al estado inicial sin carga, y el punto B, que representa una fluencia efectiva. Entre los puntos B y C, la pendiente suele ser una fracción pequeña (entre el 0% y el 10%) de la pendiente elástica, lo que se incorpora para reflejar efectos como el endurecimiento.

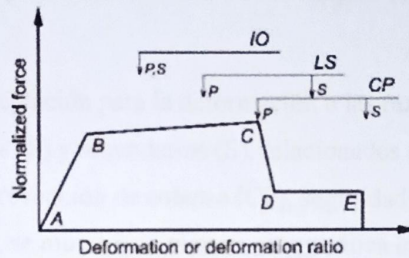
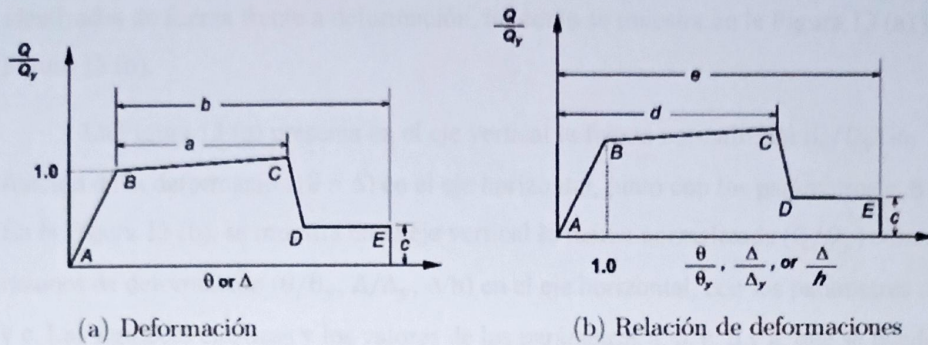


Figura 13. Relaciones generalizadas fuerza-deformación de componentes para representar criterios de modelado y aceptación. Fuente: (ASCE-41, 2017)

El punto C se caracteriza por una ordenada que indica la resistencia del elemento, mientras que la abscisa correspondiente representa la deformación en la que comienza una degradación significativa de la resistencia, marcada por la línea CD. Más allá del punto D, el elemento exhibe una resistencia considerablemente reducida hasta llegar al punto E. En deformaciones superiores al punto E, la resistencia sísmica del elemento se aproxima a cero (Rodríguez, 2023).

El cambio abrupto entre los puntos C y D, como se observa en las curvas idealizadas, puede generar dificultades computacionales e impedir la convergencia cuando se utiliza la curva idealizada como entrada en programas de análisis no lineales. Para evitar este problema de inestabilidad, se puede agregar una ligera pendiente (10 unidades verticales por 1 unidad horizontal) al segmento que conecta los puntos C y D.

En ciertos componentes, es más adecuado establecer los criterios de aceptación en función de la deformación (como θ o Δ), mientras que en otros componentes resulta más conveniente definir los criterios en términos de razones de deformación (θ/θ_y , Δ/Δ_y , Δ/h). Para ilustrar estas distintas convenciones, se emplean dos tipos de curvas



idealizadas de fuerza frente a deformación, tal como se muestra en la Figura 13 (a) y la Figura 13 (b).

La Figura 13 (a) presenta en el eje vertical la fuerza normalizada (Q/Q_y) en función de la deformación (θ o Δ) en el eje horizontal, junto con los parámetros a , b y c . En la Figura 13 (b), se muestra en el eje vertical la fuerza normalizada (Q/Q_y) contra las razones de deformación (θ/θ_y , Δ/Δ_y , Δ/h) en el eje horizontal, con los parámetros d , e y c . Las rigideces elásticas y los valores de los parámetros a , b , c , d y e , que se pueden usar para modelar los componentes, se detallan en los capítulos 8 al 12 y el capítulo 14 del ASCE/SEI 41-17.

Los criterios de aceptación para la deformación o las razones de deformación de los componentes primarios (P) y secundarios (S), relacionados con los objetivos de desempeño del edificio: prevención de colapso (CP), seguridad de vida (LS) y ocupación inmediata (IO), se muestra de manera esquemática en la Figura 13 (c). Los valores numéricos de estos criterios de aceptación están especificados en los capítulos 8 a 12, 14 y 15 de ASCE/SEI 41-17.

Para las vigas y columnas cuadradas o rectangulares de armado de concreto, los parámetros de modelado y los criterios de aceptación numéricos para los procedimientos no lineales están definidos en las Tablas 10-7 y 10-8 del ASCE/SEI 41-17.

Las Tablas 10-7 y 10-8 de la norma ASCE/SEI 41-17 se presentan por medio de la Figura 14 y Figura 15, correspondientes a vigas y columnas, respectivamente.

El análisis estático no lineal, se basa en la aplicación de un patrón de cargas laterales que se incrementa progresivamente hasta alcanzar un desplazamiento objetivo en la parte superior de la estructura. A través de este proceso, se identifican las rótulas plásticas que se forman a medida que aumentan las cargas laterales, revelando el mecanismo de falla (dúctil o frágil) que puede llevar finalmente al colapso de la estructura (Rodríguez, 2023).

Figura 14. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales para vigas de hormigón armado. Fuente: (ASCE-41, 2017)

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

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

Note: f'_c in lb/in.² (MPa) units.

^a Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^b Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.



Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
Plastic Rotation Angles, <i>a</i> and <i>b</i> (radians) Residual Strength Ratio, <i>c</i>	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^a			
$a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{CoI OE}} \right) \geq 0.0$	0.15 <i>a</i> ≤ 0.005	0.5 <i>b</i> ^b	0.7 <i>b</i> ^b
For $\frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \leq 0.5$ $\left\{ \begin{array}{l} b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f_{cE}}{f_{yIE}}} - 0.01 \geq a^d \\ c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \geq 0.0 \end{array} \right.$			
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^c			
$a = \left(\frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{yIE}}{\rho_t f_{yIE}} \right) \geq 0.0$ $\leq 0.025^d$	0.0	0.5 <i>b</i>	0.7 <i>b</i>
$b = \left(0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 12 \rho_t^e \right) \geq 0.0$ ≤ 0.06			
$c = 0.15 + 36 \rho_t \leq 0.4$			

Notes: ρ_t shall not be taken as greater than 0.0175 in any case nor greater than 0.0075 when ties are not adequately anchored in the core. Equations in the table are not valid for columns with ρ_t smaller than 0.0005. $V_{yE}/V_{CoI OE}$ shall not be taken as less than 0.2. N_{UD} shall be the maximum compressive axial load accounting for the effects of lateral forces as described in Eq. (7-34). Alternatively, it shall be permitted to evaluate N_{UD} based on a limit-state analysis. ^a *b* shall be reduced linearly for $N_{UD}/(A_g f_{cE}) > 0.5$ from its value at $N_{UD}/(A_g f_{cE}) = 0.5$ to zero at $N_{UD}/(A_g f_{cE}) = 0.7$ but shall not be smaller than *a*. ^b $N_{UD}/(A_g f_{cE})$ shall not be taken as smaller than 0.1. ^c Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-1a) or (10-1b). Modeling parameter for columns controlled by inadequate development or splicing shall never exceed those of columns not controlled by inadequate development or splicing. ^d *a* for columns controlled by inadequate development or splicing shall be taken as zero if the splice region is not crossed by at least two tie groups over its length. ^e ρ_t shall not be taken as greater than 0.0075.

Figura 15. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales para columnas de hormigón armado. Fuente: (ASCE-41, 2017)

Al realizar el análisis estático no lineal, se obtiene la curva de capacidad, que se representa en función del desplazamiento en el tope frente al corte basal. Por medio de esta curva, se puede determinar la ductilidad del sistema identificando el punto de fluencia y el punto último, representados mediante una curva bilineal idealizada.

Con la curva de capacidad, es posible calcular el punto de desempeño, lo que permite definir la deriva máxima de la estructura, es decir, el desplazamiento en el tope sobre la altura total de la estructura (D_m / H), utilizando el método de los coeficientes. Esta deriva máxima se valida en función de diferentes estados límites, conforme al daño anticipado, para evaluar su aceptabilidad.

Los puntos de desempeño se pueden determinar para distintos objetivos de desempeño. En la Figura 16 se ilustra el punto de desempeño de una estructura utilizando una curva bilineal de capacidad (método de los coeficientes del ASCE 41), mostrando específicamente el desplazamiento de fluencia, D_y , y el desplazamiento máximo, D_u .

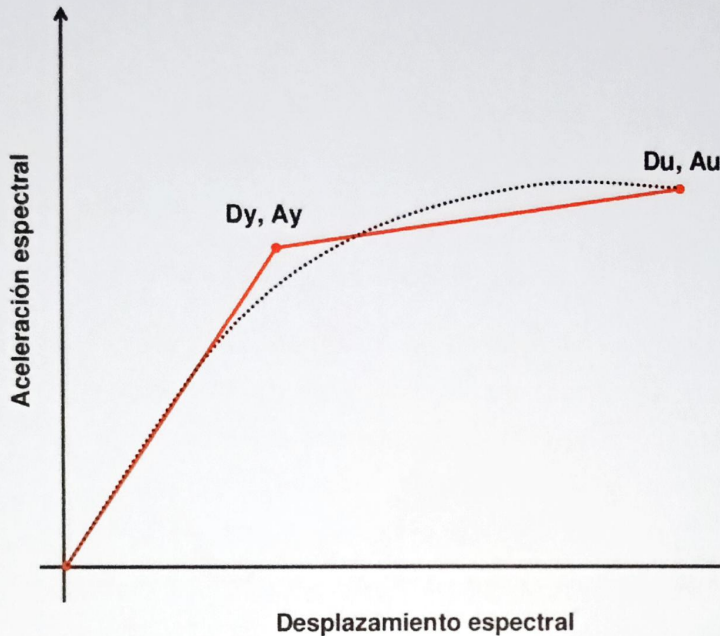


Figura 16. Punto de desempeño de una estructura con el método de los coeficientes del ASCE 41.
Fuente: (González R et al., 2007)

Al evaluar el comportamiento de las acciones controladas por deformación, se debe utilizar la resistencia esperada Q_{CE} , que es el valor promedio de la resistencia de un componente en el nivel de deformación anticipada para una población de componentes similares, considerando la variabilidad en la resistencia del material, el endurecimiento por deformación y el desarrollo plástico de la sección. Para evaluar las acciones controladas por fuerza, se debe emplear el límite inferior estimado de la resistencia del componente, Q_{CL} , que corresponde a la media menos una desviación estándar de la resistencia a la fluencia, Q_y , para una población de componentes similares (Rodríguez, 2023).



Los puntos de desempeño se pueden determinar para distintos objetivos de desempeño. En la Figura 16 se ilustra el punto de desempeño de una estructura utilizando una curva bilineal de capacidad (método de los coeficientes del ASCE 41), mostrando específicamente el desplazamiento de fluencia, D_y , y el desplazamiento máximo, D_u .

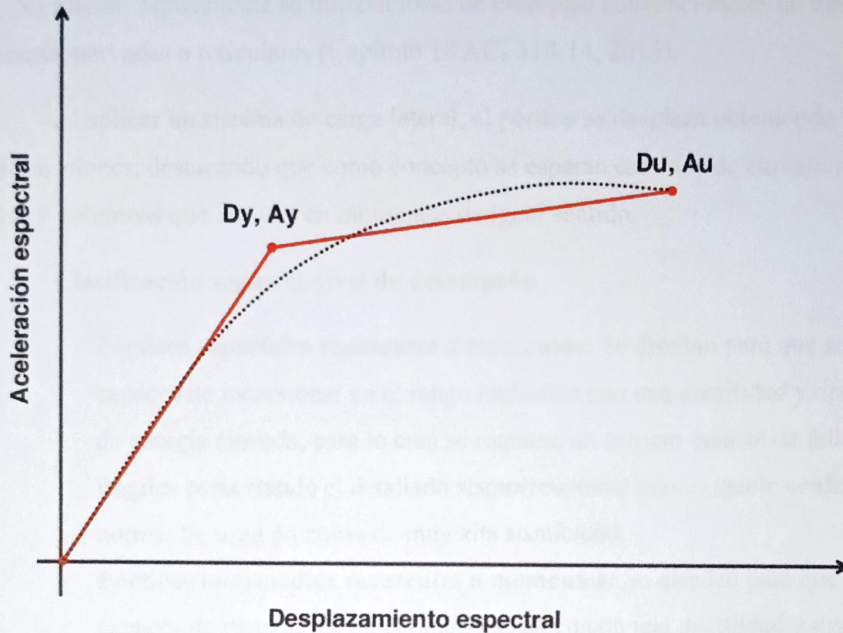


Figura 16. Punto de desempeño de una estructura con el método de los coeficientes del ASCE 41.
Fuente: (González R et al., 2007)

Al evaluar el comportamiento de las acciones controladas por deformación, se debe utilizar la resistencia esperada Q_{CE} , que es el valor promedio de la resistencia de un componente en el nivel de deformación anticipada para una población de componentes similares, considerando la variabilidad en la resistencia del material, el endurecimiento por deformación y el desarrollo plástico de la sección. Para evaluar las acciones controladas por fuerza, se debe emplear el límite inferior estimado de la resistencia del componente, Q_{CL} , que corresponde a la media menos una desviación estándar de la resistencia a la fluencia, Q_y , para una población de componentes similares (Rodríguez, 2023).



2.14 Estructuras de hormigón

2.14.1 Sistemas estructurales – Capítulo 18 del ACI-318

Pórticos resistentes a momento

Son edificaciones capaces de resistir la totalidad de las acciones laterales mediante un sistema de vigas y columnas que conforman pórticos con rigidez a flexión y corte. Su mayor aplicación en edificaciones de mediana altura debido a su limitada rigidez lateral. Típicamente se utilizan losas de entrepiso convencionales de tipo macizas, nervadas o reticulares (Capítulo 18 ACI 318-14, 2015).

Al aplicar un sistema de carga lateral, el pórtico se desplaza obteniendo deformaciones, destacando que como concepto se esperan cambios de curvatura en vigas y columnas que derivan en momentos de igual sentido.

Clasificación según el nivel de desempeño

- **Pórticos especiales resistentes a momentos:** Se diseñan para que sean capaces de incursionar en el rango inelástico con una ductilidad y disipación de energía elevada, para lo cual se requiere un estricto control de fallas frágiles presentando el detallado sismorresistente más exigente conforme a la norma. Se usan en zonas de muy alta sismicidad.
- **Pórticos intermedios resistentes a momentos:** Se diseñan para que sean capaces de incursionar en el rango inelástico con una ductilidad y disipación de energía moderada, para lo cual se requiere limitar la generación de fallas frágiles presentando el detallado sismorresistente considerable conforme a la norma. Se usan en zonas de moderada sismicidad.
- **Pórticos ordinarios resistentes a momentos:** Se diseñan para que tengan principalmente un comportamiento elástico, con una capacidad limitada de incursionar en el rango inelástico y disipar energía. el detallado se presenta de forma convencional sin mayores exigencias sísmicas sismorresistente considerable conforme a la norma. Se usan en zonas de baja sismicidad.



2.15 Modelo estructural

El modelo estructural es denominado de muchas formas, pero no es más que la representación esquemática de una estructura que se la realiza con el fin de analizar su comportamiento de una forma más sistemática (Justo, Delgado, & Bascon, 2012).

Es demasiado complejo analizar una estructura real y por eso se realiza el modelo estructural, ya con el modelo se pueden realizar simulaciones por medio software (Etabs) de cómo será el comportamiento de una estructura y también que el modelo debe contener cuatro grupos de conceptos (Justo, Delgado, & Bascon, 2012).

a) Geometría y vínculos. Un esquema de la forma de los elementos estructurales (geometría) incluidas las características geométricas de las secciones de los elementos, y la definición de las uniones entre elementos (vínculos internos) y con la cimentación (vínculos externos).

b) Características del material. Principalmente la relación entre tensiones y deformaciones, y la resistencia del material; y muchas veces también otras propiedades del material (peso específico, coeficiente de poisson, coeficiente de dilatación térmica...).

c) Acciones.

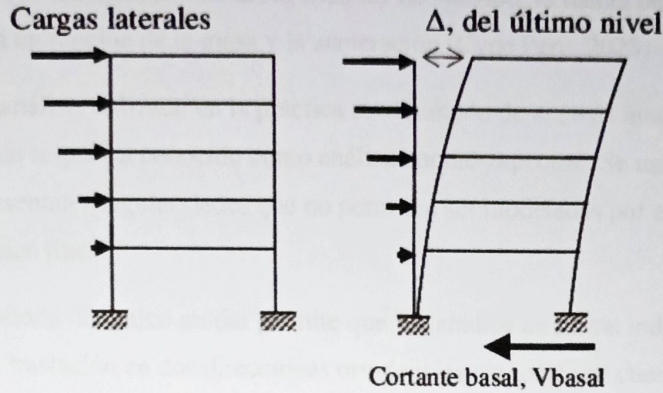
d) Método o métodos de cálculo a emplear para determinar, por una parte, los esfuerzos, tensiones y deformaciones, y, por otra parte, la resistencia de los elementos estructurales.

2.15.1 Análisis Lineal Estático

El análisis estático es de gran importancia en el diseño estructural, ya que mediante este análisis se puede obtener la respuesta de una estructura a una tensión (o carga) constante aplicada al sistema durante un tiempo "infinito o finito".

El análisis lineal estático se basan principalmente en la determinación de la fuerza lateral total conocida como cortante basal, a partir de una fuerza de inercia inducida por un sismo a un sistema equivalente de un grado de libertad, para posteriormente distribuirla en fuerzas concentradas en cada uno de los niveles de piso de la estructura estas a su vez al ser sumadas dan como resultado el mismo cortante basal, dichas fuerzas surgen de la suposición de que la estructura va a vibrar esencialmente en el primer modo natural (Alcoser y Macías, 2019).

En este análisis se acepta la hipótesis de que la distribución de las aceleraciones en los diferentes niveles de la estructura es lineal, que parte desde cero en la base hasta un valor máximo en el último nivel de la estructura.



*Figura 17. Distribución de fuerzas laterales con la altura según el método estático.
Fuente: (Arango, Paz, & Duque, 2009)*

La respuesta estructural incluye las fuerzas/momentos internos y las tensiones utilizadas en el proceso de diseño. En términos generales, utilizando el esquema de análisis de estructuras de elementos finitos, los desplazamientos desconocidos se obtienen primero a partir de las ecuaciones de equilibrio del sistema activo, y luego las fuerzas externas, las fuerzas internas y las tensiones se calculan a partir de las ecuaciones de equilibrio de la estructura general (Cype Perú, 2023).

Características principales del análisis estático

- Proporciona cálculo de estructuras bajo la acción de fuerzas estáticas constantes aplicadas al sistema en un tiempo determinado.
- En el análisis estático de una estructura NO se tiene en cuenta la acción de los sismos o vientos.
- El método de superposición y el método de sección corresponden a este tipo de análisis.
- En el análisis estático de estructuras se miden cargas y momentos.

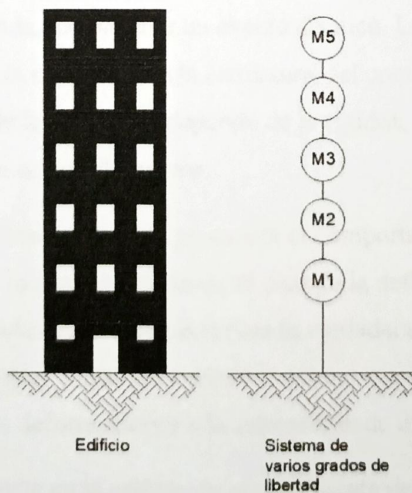
2.15.2 Análisis Lineal Dinámico (Modal Espectral)

El análisis dinámico es una extensión simple del análisis estático. Cualquier estructura física real se comporta dinámicamente cuando se le aplica cualquier carga o desplazamiento. De acuerdo con la segunda ley de Newton, la fuerza de inercia que se adiciona está en función de la masa y la aceleración (Cype Perú, 2023).

Este análisis utilizado en la práctica es el método de análisis modal con técnicas de espectro de respuesta conocido como análisis modal-espectral. Se usa en estructuras donde se presentan irregularidades que no permiten ser modeladas por el método de análisis estático lineal.

El método dinámico modal permite que “se analice de forma independiente la vibración de traslación en dos direcciones ortogonales sin tomar en cuenta los efectos de torsión. Éstos deben determinarse independientemente con el procedimiento indicado para el método estático y después superponerse” (Meli, 2001, pág. 461).

La masa del sistema estructural que se puede estimar con precisión se concentra en los nodos. Para estructuras elásticas lineales, las propiedades de rigidez de los miembros se pueden estimar con un alto grado de confianza utilizando datos experimentales. Sin embargo, las cargas dinámicas, las características de disipación de energía y las condiciones límite (cimientos) de muchas estructuras son difíciles de evaluar. Esto siempre se aplica a eventos sísmicos o cargas de viento (Cype Perú, 2023).



*Figura 18. Representación de un edificio por un sistema de varios grados de libertad.
Fuente: (Ceballos, 2019)*



Características principales del análisis dinámico

- Se refiere al análisis de pequeñas oscilaciones o vibraciones que puede experimentar una estructura alrededor de su posición de equilibrio.
- En el análisis dinámico de una estructura se considera la acción de los sismos y los vientos.
- Los métodos de rigidez y de elementos finitos se adaptan a este tipo de análisis.
- En el análisis dinámico de estructuras se mide el período de vibración.

2.15.3 Análisis no lineal estático (PUSH-OVER)

Los ingenieros estructurales en la actualidad con el fin de conocer y comprender cada día más el comportamiento de una estructura en el rango inelástico sometidas a las acciones sísmicas se han producido herramientas de análisis cada vez más sobresalientes, tales como el análisis no lineal conocido como método Pushover o por sus siglas, Análisis Estático No Lineal (AENL). Este análisis se sustenta en investigaciones realizadas sobre miembros estructurales reales aplicando cargas laterales para observar la formación secuencial de rótulas plásticas (Alcoser y Macías, 2019).

Este análisis se ha venido empleado con mucho éxito en estructuras que necesitan adecuarse, debido a que estas son vulnerables a acciones de eventos sísmicos. La aplicación del AENL permite determinar la capacidad de resistir la estructura y compararla con la demanda posible ante un evento sísmico. La demanda dependerá de la amenaza sísmica y de la ubicación de la estructura, así como de las características globales. La capacidad de la estructura depende de la rigidez, la resistencia y la deformación de cada uno de sus elementos.

En el análisis no lineal se toman en cuenta el comportamiento no lineal de materiales y estructuras, lo cual es fundamental cuando las deformaciones e interacciones entre elementos son grandes. Este análisis refleja la verdadera respuesta de la estructura. Por lo cual el análisis es muy importante para estructuras expuestas a cargas sísmicas, cargas de viento, grandes deformaciones o la interacción de diferentes componentes.

El pushover consiste en la aplicación gradualmente de cargas laterales a una estructura, que estas durante el análisis van incrementándose de manera minuciosa hasta que la misma alcance su punto de colapso. En muchos casos, el colapso ocurre

mucho después de superar los límites de desplazamiento establecidos por las normativas de derivas. El objetivo es identificar de manera precisa cambios significativos en el comportamiento de cada elemento estructural.

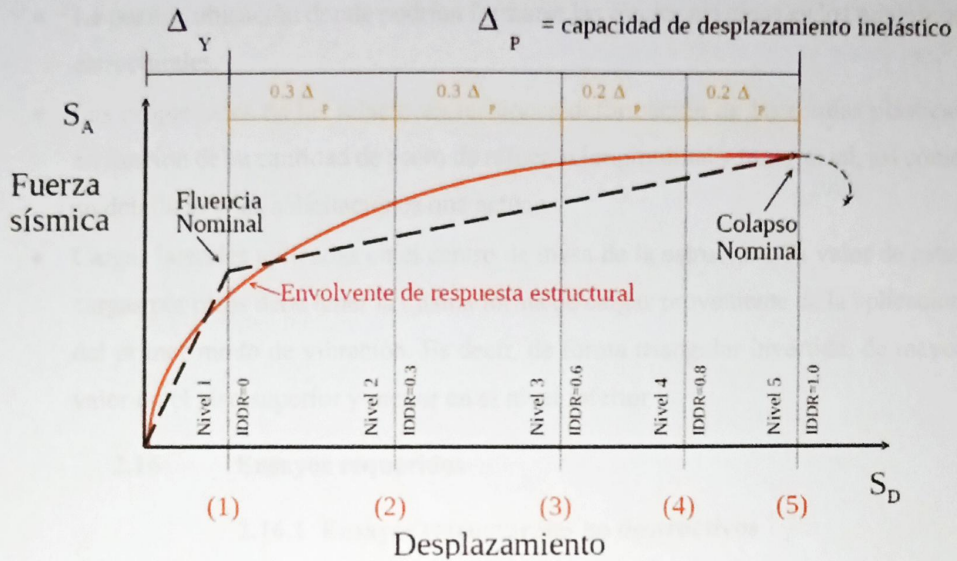


Figura 19. Curva de capacidad, niveles de desempeño y límites de daños.
Fuente: (González & Castro, 2013)

Para estructuras ya existentes se menciona lo siguiente:

La verificación de estructuras existentes a menudo involucra incertidumbres y condiciones no lineales. Los análisis no lineales avanzados permiten evaluar la capacidad de carga actual de una estructura y determinar si cumple con los estándares de seguridad. Esto es especialmente importante en edificaciones históricas o infraestructuras envejecidas, donde las características de los materiales y las conexiones pueden haber cambiado con el tiempo. Los análisis no lineales también son valiosos para evaluar estructuras después de eventos sísmicos o impactos inesperados, ya que pueden prever cómo las deformaciones locales afectarán la integridad general. (Garofalo, 2023)

Para realizar un análisis estático no lineal es necesario contar con la siguiente información sobre la estructura:

- Características constitutivas de los materiales.
- Las dimensiones de las secciones de los miembros y el acero de refuerzo tanto longitudinal como transversal y el detallado de cada uno de ellos.



- Las acciones gravitacionales (Cargas permanentes y variables) que actúan sobre ella.
- La resistencia real de las vigas y las columnas
- La posible ubicación donde podrían formarse las rótulas plásticas en los miembros estructurales.
- Las propiedades de las relaciones tensiones-deformación de las rótulas plásticas en función de su cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal, así como su detallado y las solicitaciones que actúan.
- Cargas laterales aplicadas en el centro de masa de la estructura. El valor de estas cargas por pisos debe tener la misma forma de cargas proveniente de la aplicación del primer modo de vibración. Es decir, de forma triangular invertida, de mayor valor en el piso superior y menor en el nivel inferior.

2.16 Ensayos requeridos

2.16.1 Ensayos estructurales no destructivos

Ensayo de detección del acero pachómetro

En el ensayo de detección del acero se lo realiza por medio de un pachómetro. Es un Equipo utilizado para mediciones no destructivas que revelan elementos metálicos ocultos en materiales, como barras de acero en el propio hormigón.

Con las mediciones, la ubicación y dirección de la armadura se pueden determinar utilizando las lecturas en la pantalla digital. Al mismo tiempo proporciona información aproximada sobre la profundidad a la que se encuentran estas barras de acero, lo que permite comprender el recubrimiento de las barras de acero en los elementos estructurales y así determinar el proceso de deterioro de los elementos estructurales (TEP205, 2018).

Ensayo de Resistencia del hormigón

Este ensayo se lo realiza por medio de un esclerómetro. Este equipo permite estimar la resistencia a la compresión del hormigón en cualquier tipo de elemento estructural como columnas, muros o losas vistas. El esclerómetro funciona mediante un resorte que se enciende al presionarlo contra el hormigón y mide en cada caso su rebote. Los datos obtenidos deben interpretarse con cautela, teniendo en cuenta la edad del hormigón y su grado de carbonatación (TEP205, 2018).



Un esclerómetro pesa menos de 2 kg, tiene una fuerte energía de impacto y su funcionamiento es muy sencillo. Como se trata de un instrumento totalmente manual se debe “cargar” el émbolo para enviarlo con una energía de impacto fija. Para ello se presiona el mismo sobre la superficie del hormigón (no hay ninguna mediación hasta ahora) Una vez el émbolo llega a un determinado punto un resorte lo libera y golpea el hormigón (no medimos nada aún) El émbolo golpea sobre la superficie y dependiendo de la dureza de misma, rebota con mayor o menor fuerza. Es la respuesta de rebote la que desplaza una guía sobre un visor escalado (de 10 a 100) y consigue la medición.

2.16.2 Ensayos estructurales destructivos

Extracción de núcleos

La extracción de núcleos de hormigón en elementos representativos es una técnica utilizada para evaluar la resistencia del material, permitiendo conocer su capacidad a compresión en una estructura existente.

Este ensayo se lleva a cabo con el propósito de determinar la resistencia real del hormigón en el contexto específico de la construcción. En esta investigación, dicho método se aplicará para verificar la resistencia actual del edificio en estudio y, con base en los resultados obtenidos, recomendar posibles medidas de reforzamiento si fueran necesarias.

La resistencia de los núcleos de hormigón varía según factores como el nivel de humedad al que están expuestos, la orientación en la que fueron extraídos y su ubicación dentro de la estructura. En términos generales, no se ha establecido una relación uniforme entre la resistencia (UCR, 2018).

CAPÍTULO III

3. Metodología

3.1 Tipo de investigación

El proyecto se basará en una investigación experimental con un enfoque cuantitativo, buscando obtener datos precisos y medibles sobre el comportamiento estructural. La investigación cuantitativa permitirá recolectar información numérica detallada, esencial para realizar análisis rigurosos y obtener resultados que respalden las conclusiones. Este enfoque facilitará una evaluación precisa del rendimiento estructural de los edificios, considerando variables clave como desplazamientos, deformaciones y espectros de respuesta. Cuantificar estos parámetros es crucial para entender y comparar el comportamiento de las estructuras, mejorando la calidad y aplicabilidad práctica de los resultados.

Por otro lado, la investigación experimental permitirá controlar variables específicas durante la modelación, lo que facilitará el estudio del impacto de diferentes condiciones de carga sísmica en el comportamiento estructural. Este control y manipulación de variables contribuirá a obtener información valiosa sobre el diseño y la evaluación sísmica de las edificaciones.

3.2 Variables y mediciones

Las variables por considerar en este proyecto son:

- **Características del edificio:** Se evaluarán aspectos como el área total de la estructura, la altura de los pisos, y la configuración de los elementos estructurales, tales como vigas, columnas y muros, entre otros.
- **Configuración de cargas:** Se analizará cómo se aplican y distribuyen las cargas en la estructura.

Las mediciones se obtendrán mediante:

- **Ensayo de detección de acero:** Se llevará a cabo con un pachómetro para determinar la ubicación y cantidad del acero de refuerzo.



- **Diseño arquitectónico en AutoCAD:** Se crearán los planos arquitectónicos del edificio de muestra, considerando las características previamente definidas.
- **Modelado en ETABS:** Se realizará el modelado estructural del edificio utilizando los planos generados en AutoCAD.

3.3 Procedimiento de recolección de datos

Para realizar la recolección de datos se harán las siguientes actividades:

Obtención de información: Se recopilará información sobre el edificio de la carrera de Electricidad de la ULEAM en Manta, Ecuador. Esto incluirá planos arquitectónicos, especificaciones técnicas y otros detalles relevantes.

Diseño arquitectónico: Se desarrollará el diseño arquitectónico del edificio en AutoCAD, basándose en los criterios y especificaciones definidos.

Modelado estructural: Se realizará el modelado estructural del edificio en el software ETABS, respetando las características arquitectónicas y los parámetros de diseño según las normativas.

Análisis estructural no lineal: Se llevará a cabo un análisis estructural no lineal en ETABS para obtener parámetros como las respuestas sísmicas, las derivas laterales y otros factores relevantes.

3.4 Análisis de datos

Comparación de Respuestas Sísmicas: Se contrastarán las respuestas sísmicas obtenidas del diseño para evaluar la eficiencia estructural y la seguridad sísmica del edificio de muestra. Se examinarán parámetros clave como las aceleraciones máximas, las deformaciones resultantes y las fuerzas internas generadas durante eventos sísmicos.

Evaluación de Derivas Laterales: Se realizará una comparación exhaustiva de las derivas laterales para el diseño con el fin de evaluar la capacidad del edificio para resistir desplazamientos horizontales en situaciones sísmicas. Este análisis verificará el desempeño estructural en relación con los límites establecidos por las normativas vigentes y los estándares regulatorios aplicables.



Verificación con los Requerimientos de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción: Se revisará si la estructura cumple con los requisitos estipulados por la Normativa Ecuatoriana de la Construcción, basándose en los estudios realizados.

3.5 Descripción de Proyecto

3.5.1 Ubicación de edificio

El edificio correspondiente a la Carrera de Electricidad está situado en la ciudad de Manta, Ecuador. Este inmueble educativo forma parte del campus principal de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí (ULEAM), ubicado a aproximadamente 150 metros de la entrada N° 3. Sus coordenadas geográficas específicas son 528246.44 m E y 9894806.97 m S. La Figura 20 presenta una representación gráfica de su ubicación dentro del campus universitario.



Figura 20. Ubicación del Edificio dentro campo de la Uleam. Fuente: GoogleEarth

3.5.2 Características del edificio

El edificio corresponde a una estructura de hormigón armado, con una cubierta metálica, cuenta con tres niveles; planta baja, primer piso alto, y segundo piso alto. En la planta baja se encuentra el laboratorio de suelos de la Carrera de Ingeniería Civil, el laboratorio eléctrico de la Carrera de Ingeniería Eléctrica y dos cursos de las carreras mencionadas. En el primer piso alto se encuentra la oficina del subdecano de la facultad,



sala de profesores de ambas carreras, oficinas de secretariado, aulas de clases y baños. Mientras que en el segundo piso alto se encuentra el auditorio de la facultad, la sala de cómputo de Eléctrica, dos aulas de clase y también sus respectivos baños.



Figura 21. Edificio carrera de Electricidad

En el proceso de la recolección de información existente; se me otorgo planos arquitectónicos de la facultad mostrados en las siguientes Figuras 22 – 23 - 24:

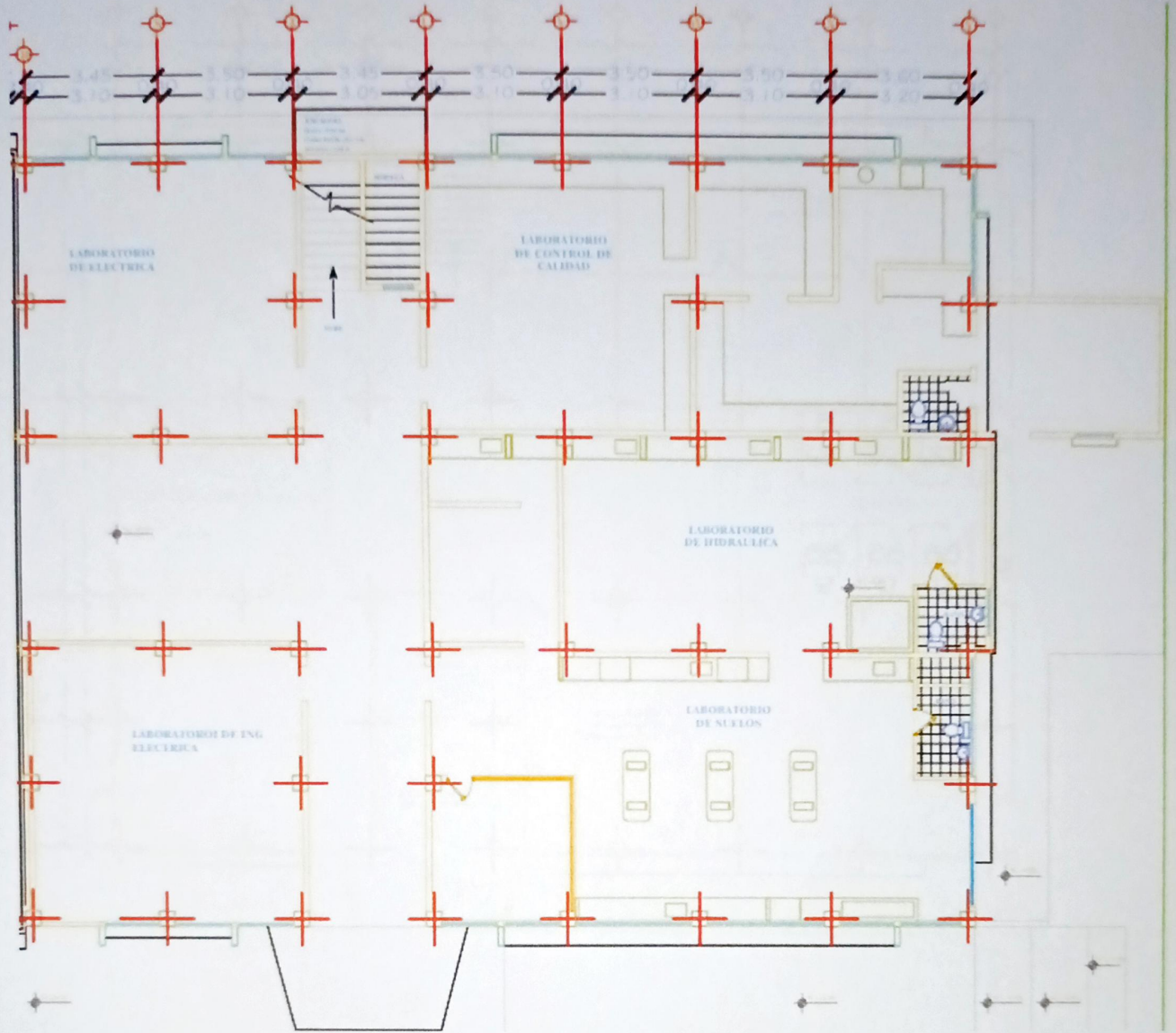


Figura 22. Planta arquitectónica- Planta Baja

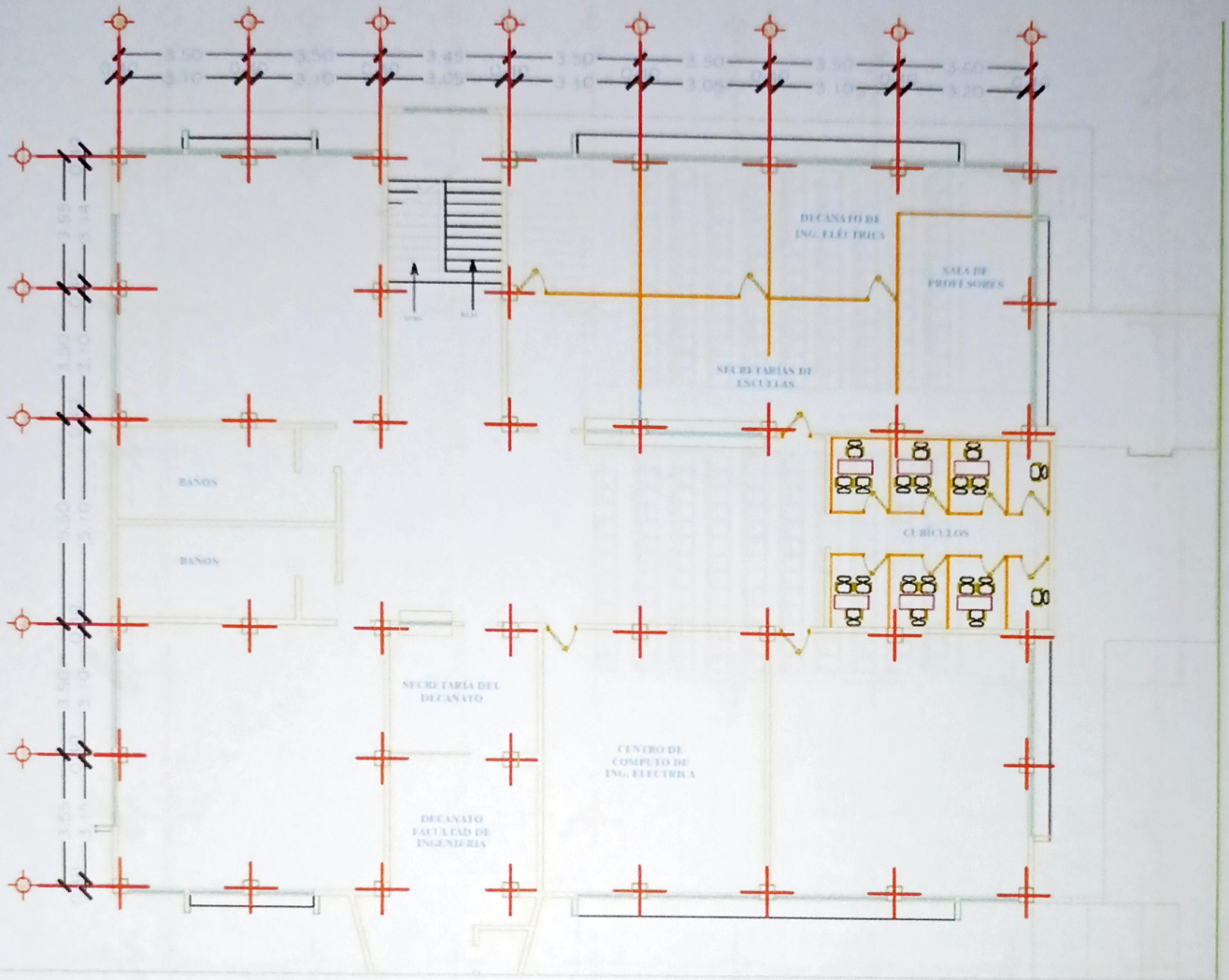


Figura 23. Planta arquitectónica-Planta Alta 1

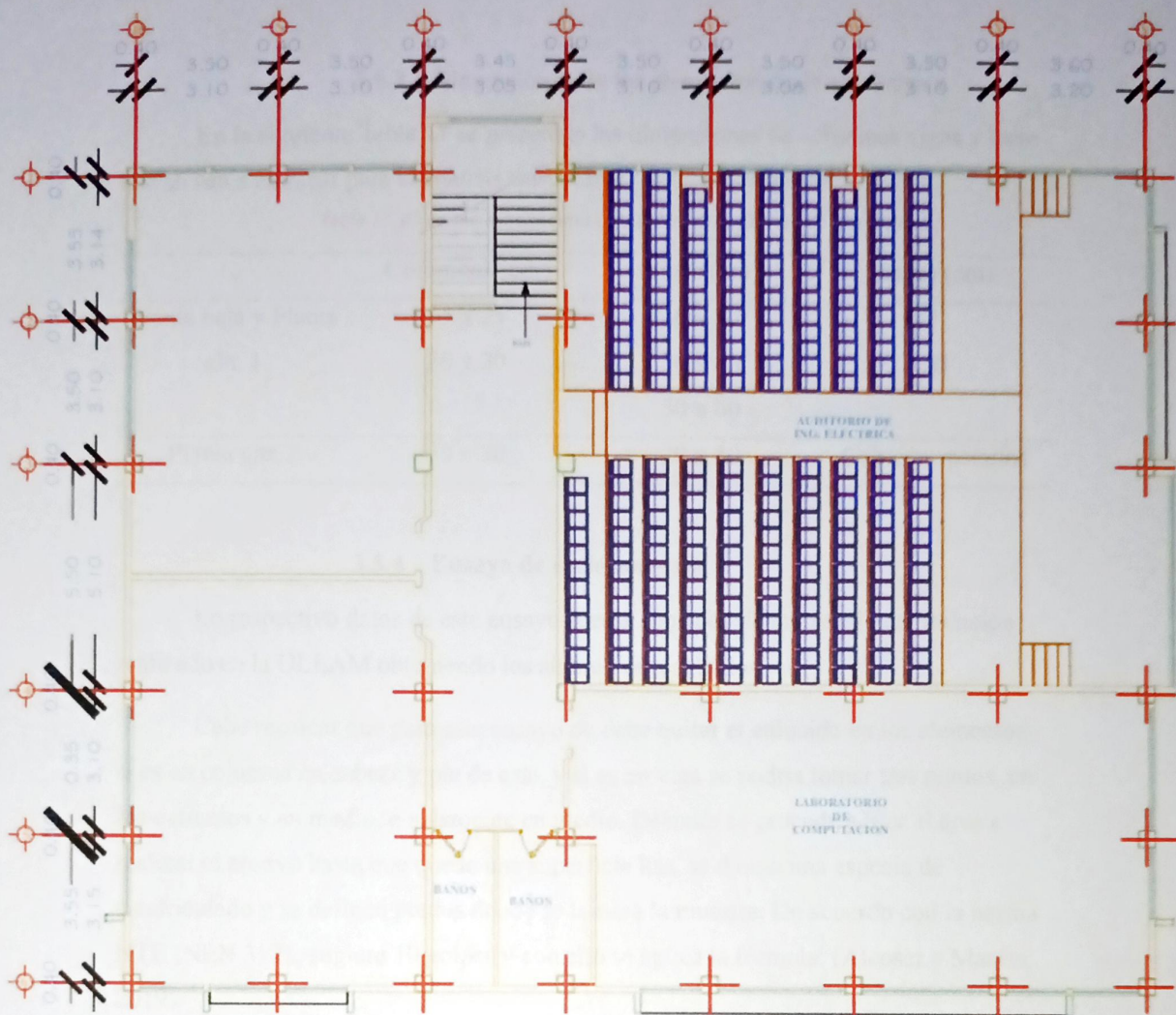


Figura 24. Planta arquitectónica- Planta Alta 2



3.5.3 Dimensiones de los elementos de la estructura

En la siguiente Tabla 17 se presentan las dimensiones de columnas vigas y losas que se van a emplear para el análisis estructural.

Tabla 17. Elementos estructurales del Edificio de la Carrera de Electricidad

	Columnas (cm)	Vigas (cm)	Losas (cm)
Planta baja y Planta	35 x 35	30 x 20	
alta 1	30 x 30	30 x 40 30 x 60	20
Planta alta 2	30 x 30	30 x 40	Cubierta metálica

3.5.4 Ensayo de esclerometría

Lo respectivo datos de este ensayo fueron tomados de un trabajo de titulación realizado en la ULEAM obteniendo los siguientes resultados:

Cabe recalcar que para este ensayo de debe quitar el enlucido en los elementos, si es en columna en cabeza y pie de esta, y si es en viga se podría tomar tres puntos; en los extremos y en medio, o solamente en medio. Después se procede a lijar el área a realizar el ensayo hasta que quede una superficie lisa, se dibuja una especie de cuadrículado y se definen puntos donde se tomará la muestra. De acuerdo con la norma NTE INEN 3121, sugiere 10 golpes y con ello se aplica la fórmula: (Alcoser y Macías, 2019).

$$F_c = 0.098 * (-184 + 13R) * \alpha_n$$

Los elementos para evaluar fueron:

- Planta baja: 4 columnas; dos perimetrales.
- Planta alta 1: 1 columna central.
- Planta alta 2: 3 columnas centrales.



Tabla 18. Resultados de la prueba de esclerometría. Fuente: (Alcoser y Macías, 2019)

Columnas planta baja	F'c Kg/cm ²	Columnas planta 1	F'c Kg/cm ²	Columnas plata 2	F'c Kg/cm ²
1	97,27	1	39,11	1	211,1
2	87,3	Promedio	39,11	2	270,92
3	276,4			3	195,31
4	287,54			Promedio	225,7767
Promedio	187,1275				

Los resultados de la Tabla 18, recopila un promedio de la prueba de esclerometría.

3.5.5 Detección de armaduras de hormigón

Este ensayo nos permite conocer la ubicación de las varillas dentro de los elementos de hormigón armado. Este es un procedimiento que se lo realiza mediante una medición electromagnética con un equipo especializado. También El ensayo nos ayuda conocer el recubrimiento que posee la varilla en la mayoría de los casos, y el diámetro de la varilla.

Lo respectivo datos de este ensayo fueron tomados de un trabajo de titulación realizado en la ULEAM obteniendo los siguientes resultados mostrados en la Tabla 19.

Tabla 19. Resultados de distribución de varillas de los elementos estructurales. Fuente: (Alcoser y Macías, 2019)

Tipo de elemento	Sección	Detalle de la columna	Cuantía de acero
Columna	35 x 35	8Φ18mm EΦ10mm @10-15-10 cm	0,01272345
Columna	30 x 30	8Φ18mm EΦ10mm @10-15-10 cm	0,01454109
Viga	30 x 60	3Φ16mm-4Φ12mm EΦ10mm @10-15- 10 cm	0,00335103



3.5.6 Extracción de Núcleos

Lo respectivo datos de este ensayo fueron tomados de un trabajo de titulación realizado en la ULEAM obteniendo los siguientes resultados:

Para el proceso de la extracción de núcleos de hormigón se eligieron elementos referenciales, que soporten gran cantidad de peso del edificio, por tal razón se eligió para el estudio una columna de la planta baja, una viga de la planta baja y una columna de la planta 1 (Alcoser y Macías, 2019).

Tabla 20. Resultados de la prueba de compresión. Fuente: (Alcoser y Macías, 2019)

Nombre	Carga máxima	Resistencia
Parámetros	Calc. At Enteri Áreas	Calc. At Enteri Áreas
Unidad	kgf	Kgf/cm ²
C3	4672,11	196,650
E3	3960,45	172,930
E3,1	3894,78	170,060
Viga	4465,47	194,980

De acuerdo con los resultados de este ensayo la resistencia a compresión a utilizar para la investigación, se sacó un promedio en el cual se obtuvo un valor para el estudio de 183 kgf/cm².

3.5.7 Determinación del objetivo de desempeño

Para determinar el objetivo de desempeño se deben cumplir con las recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 2015. El edificio se aplicará par que cumpla con dos objetivos de desempeño:

- Nivel de sismicidad moderado (20% de excedencia en 50 años), nivel de desempeño de seguridad de vida.
- Nivel de sismicidad severo (10% de excedencia en 50 años), nivel de desempeño de prevención al colapso.

Para verificar el cumplimiento de estos objetivos de desempeño se realizaron tres tipos de análisis: lineal estático, lineal dinámico y no lineal estático.



3.6 Generación del modelo estructural

El modelo se lo realizó por medio del software Etabs, en conjunto con los planos existentes del Edificio, los cuales fueron verificados en el sitio. La información ayudó a generar la parte geométrica general y específica de la estructura.

En el modelo se definió un caso para la dirección X y otro caso para la dirección Y, debido a la asignación de rótulas plásticas para vigas en los análisis no lineales.

Las propiedades mecánicas del hormigón se las obtuvieron de los ensayos de esclerometría y extracción de núcleos del trabajo de titulación ya realizado en la ULEAM, por lo que se determinó una resistencia del hormigón promedio de $f'c=183\text{kgf/cm}^2$; en función de este valor se determina el módulo de elasticidad del hormigón, el mismo que se calcula con una expresión que consta en el capítulo de hormigón armado de la NEC 2015 y es la siguiente: $E_c = 12000 * \sqrt{f'c}$

E_c = Módulo de elasticidad del concreto (GPa)

$f'c$ = Resistencia a la compresión (MPa)

3.6.1 Propiedades mecánicas de los materiales

Las propiedades mecánicas de los elementos estructurales de hormigón armado se consideran de acuerdo con la NEC 2015:

- Hormigón para cimentaciones, muros, columnas, vigas y losas $f'c = 183 \text{ kg/cm}^2$.
- Módulo de Elasticidad del Hormigón $E_c = 12000\sqrt{f'c}$.
- Acero de refuerzo para todos los elementos estructurales $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Módulo de Elasticidad del Acero $E_s = 2100000\text{kg/cm}^2$.

3.6.2 Cargas de demanda

Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos que conforman la estructura, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.



Tabla 21. Sobre cargas permanentes

Elemento	Calculo	Carga (Tn/m ²)	Carga (Kg/m ²)
Enlucido y Masillado	2.2Tn/m2(1m) (1m) (0.04m)	0,088	
Recubrimiento de piso	2.2Tn/m2(1m) (1m) (0.02m)	0,044	
Baldosa de cerámica		0,018	
Mampostería		0,17	
Instalaciones Eléctricas		0,01	
Instalaciones Sanitarias		0,015	
Peso Acabados		0,35	345
Peso Acabado cubierta		0,30	301

Las cargas vivas dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación. Las cargas por considerar de acuerdo con la NEC 2015 son las siguientes:

Tabla 22. Cargas vivas

Carga viva	Carga (KN/m ²)	Carga (Kg/m ²)
Aulas	2	200
Corredor primer piso	4,8	480
Corredor segundo y superior	4	400
Escaleras	4,8	480
Asientos (Auditorio)	2,9	290
Cubierta	0,7	70

En la Tabla 23 se presentan los valores de cargas gravitacionales por piso:

Tabla 23. Cargas gravitacionales del modelo estructural

Niveles	Tipo de Cargas		Carga (Kg/m ²)
	Peso Propio	Calculado por el software	
Primer piso	Sobrecarga permanente	Acabados	345,00
		Aulas	200
	Carga Viva	Corredor	480
Segundo piso	Sobrecarga permanente	Acabados	301,00
		Aulas	200
	Carga Viva	Corredor	400
		Asientos fijos (Auditorio)	290
		Cubierta	70



3.6.3 Cortante basal

Tabla 24. Cálculo del coeficiente sísmico

Factor de importancia	I=	1,300
Categoría Sísmica	Zona Sísmica=	VI
Valor de factor Z	Z=	0,50
Perfil del Suelo	Suelo Tipo=	D
Coef. Amplificación del suelo en la zona de periodo corto	Fa=	1,12
Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd=	1,11
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs=	1,40
Factor usado en el espectro de diseño elástico	r=	1,00
relación de amplificación espectral	η =	1,80
Altura de la edificación en metros	hn=	11,5
Tipo Estructura	Pórticos Espaciales de H.A. sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores	
Coeficiente que depende del tipo de edificio	Ct=	0,055
	α =	0,90
período de Vibración Método 1	Ta CODIGO=	0,495
período de Vibración Método 2	1.3 * Ta Código	0,644
Período Límite de Vibración	To=	0,139
Periodo de Vibración	Ta=	0,495
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	Tc=	0,763
Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T	k=	1,00
Aceleración Espectral	Sa (Ta)=	1,008
Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural	R=	8,0
Irregularidad en planta	Φ_P =	1,00
Irregularidad en elevación	Φ_E =	1,00
Coeficiente sísmico	C=	0,164



Para encontrar la fuerza cortante basal a utilizar en el análisis estructural lineal elástico se calculó el coeficiente sísmico, este valor fue de 0.164; la carga reactiva utilizada para el cálculo del cortante basal fue del 100% de la carga muerta, como se muestra en la Tabla 24.

3.6.4 Proceso de los análisis lineales

En el análisis estático se consideran los casos de carga por peso propio, sobrecarga permanente y carga viva, así como también los casos sísmicos estáticos lineales en las dos direcciones de análisis.

Tanto para el análisis lineal dinámico como para el análisis no lineal, se determinaron dos espectros; uno elástico y otro inelástico. Los valores de los parámetros que se necesitan para la construcción de los espectros se encuentran en el capítulo (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 25. Parámetros de la NEC

Parámetros	Valor	Comentarios
Zona Sísmica	VI	
Aceleración del terreno, Z	0,50	
Factor de Importancia	1,3	Ocupación especial
Coefficiente de reducción de respuesta estructural, R	8	
Tipo de perfil de suelo	D	
Factores de amplificación dinámica	1,12	Fa
	1,11	Fd
	1,40	Fs
Relación de amplificación espectral, η	1,80	Región Costa
r	1,00	
Factor de irregularidad en planta	1,00	
Factor de irregularidad en elevación	1,00	

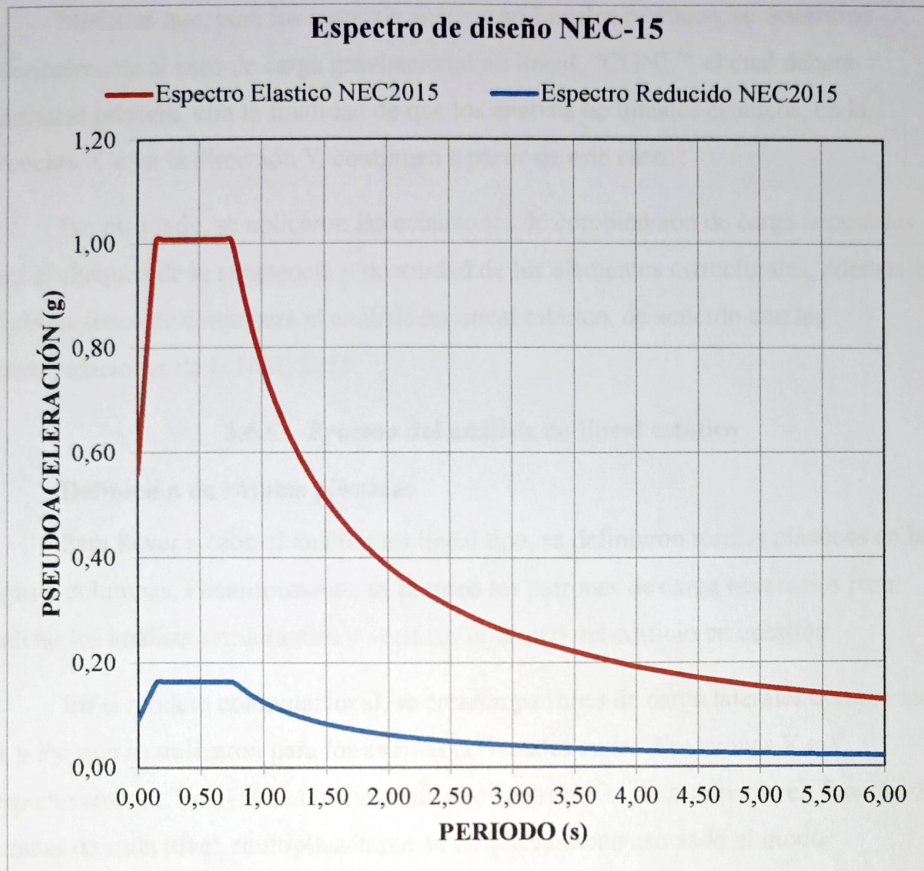


Figura 25. Espectros Elástico e Inelástico para Suelo tipo D, Zona VI y factor de importancia de 1,3

En la figura 25 se presentan los espectros determinados con los datos indicados en la Tabla 25.

El edificio fue sometido a la fuerza sísmica generada por el espectro inelástico para realizar los análisis lineales y así validar el diseño estructural. El espectro elástico se lo utilizó para ejecutar el análisis no lineal estático; mediante este análisis se obtuvieron las curvas de capacidad, los puntos de desempeño, las rótulas plásticas y las ductilidades del sistema.

También se consideraron dos casos de carga sísmicos para el análisis lineal dinámico:

- SHX: 100% de la carga sísmica en la dirección X
- SHY: 100% de la carga sísmica en la dirección Y



Mientras que, para los casos de análisis no lineales estáticos, se determinó principalmente el caso de carga gravitacional no lineal, "CGNL", el cual deberá ejecutarse primero, con la finalidad de que los análisis no lineales estáticos, en la dirección X o en la dirección Y, continúen a partir de este caso.

Por otro lado, se aplicaron las ecuaciones de combinación de carga necesarias para el chequeo de la resistencia y ductilidad de los elementos estructurales, además las combinaciones de carga para el análisis no lineal estático, de acuerdo con las recomendaciones de la NEC 2015.

3.6.5 Proceso del análisis no lineal estático

Definición de rótulas plásticas

Para llevar a cabo el análisis no lineal tipo, se definieron rótulas plásticas en las vigas y columnas. Posteriormente, se preparó los patrones de carga necesarios para realizar los análisis estructurales y verificar el diseño del edificio en cuestión.

En el modelo computacional, se crearon patrones de carga laterales denominados F_x y F_y , que se utilizaron para los análisis no lineales en las direcciones X e Y, respectivamente. Los valores iniciales de estos patrones se determinarán en función de la masa de cada nivel, multiplicada por su desplazamiento asociado al modo fundamental de vibración en cada dirección analizada.

También se ubicó un punto en el centro de masa de los diafragmas rígidos de cada nivel para asignar los valores correspondientes a los patrones y que este a su vez será considerado como el punto de monitoreo para el análisis.

En el caso de las vigas y columnas de hormigón armado, se utilizó la generación automática de rótulas plásticas en el software Etabs, siguiendo las especificaciones de la Norma ASCE/SEI 41-17. Los parámetros de modelado y criterios de aceptación para las vigas están descritos en la Figura 18, mientras que los correspondientes a las columnas se encuentran en la Figura 19.

Curvas de capacidad y puntos de desempeño

Para el modelo analizado, se generó la curva de capacidad mediante el monitoreo del desplazamiento en un punto ubicado en el techo de la estructura. Posteriormente, se derivaron las curvas bilineales de fuerza-desplazamiento utilizando el Método de los Coeficientes, considerando tres escenarios: un sismo moderado, un



sismo de diseño y el sismo máximo que la estructura podría resistir según el desplazamiento máximo obtenido en la curva de capacidad.

Además, se identificó el punto de desempeño correspondiente a cada dirección y para cada nivel de sismicidad evaluado, siempre que la estructura alcance dicho punto.

CAPÍTULO IV

4. Resultados de los Análisis

4.1 Análisis lineales

Una vez que el modelo ya está terminado se ejecutan lo análisis y los resultados obtenidos serán mostrados a continuación:

4.1.1 Períodos de vibración y participación de masa

La participación de masas acumulada en el análisis dinámico modal debe ser de al menos el 90% según lo especificado en la NEC.

Tabla 26. Períodos y participación de masa

Caso	Modo	Período seg	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0,584	0,678	0,0268	0	0,678	0,0268	0	0,0032	0,113	0,1947	0,0032	0,113	0,1947
Modal	2	0,565	0,0294	0,8756	0	0,7074	0,9024	0	0,1292	0,005	0,0005	0,1324	0,118	0,1952
Modal	3	0,48	0,1799	0,0036	0	0,8873	0,906	0	0,0012	0,0371	0,6958	0,1336	0,1551	0,891
Modal	4	0,206	0,0056	0,0724	0	0,8928	0,9784	0	0,758	0,0491	0,0017	0,8916	0,2042	0,8927
Modal	5	0,204	0,0807	0,0057	0	0,9736	0,9841	0	0,0623	0,6981	0,0051	0,9539	0,9023	0,8977
Modal	6	0,181	0,0066	0,0004	0	0,9802	0,9845	0	0,0051	0,0491	0,0823	0,959	0,9514	0,98
Modal	7	0,155	5,66E-07	0,0154	0	0,9802	0,9999	0	0,0409	1,05E-05	0,0002	0,9999	0,9514	0,9803
Modal	8	0,149	0,0183	1,28E-05	0	0,9985	0,9999	0	5,86E-06	0,0405	0,0005	0,9999	0,992	0,9808
Modal	9	0,132	0,0014	0,0001	0	1	1	0	0,0001	0,008	0,0192	1	1	1
Modal	10	0,014	0	0	0	1	1	0	0	1,38E-06	0	1	1	1
Modal	11	0,013	0	0	0	1	1	0	0	0	0	1	1	1
Modal	12	0,013	0	0	0	1	1	0	0	0	0	1	1	1

Como se puede observar en la Tabla 26, la traslación en la dirección X alcanza el 90 % de la masa el quinto modo de vibración, la traslación en la dirección Y alcanzan el 90 % de la masa en el segundo modo de vibración, mientras que la rotación en el eje Z alcanza el 90 % en el sexto modo de vibración.

4.1.2 Control de las derivas de piso

Las derivas elásticas por piso presentadas en la Tabla 27.

Tabla 27. Máximas derivas por piso de la estructura

Piso	Elevación (m)	X-Dir	Y-Dir
Piso 3	10	0,001362	0,001294
Piso 2	6,8	0,002785	0,00241
Piso 1	3,4	0,00284	0,00264
Base	0	0	0

De acuerdo con la NEC 2015, la deriva máxima inelástica permitida para estructuras de hormigón armado es de ΔM máxima = 2%

Tabla 28. Derivas máximas permitidas

Dirección	Δ_E (%)	Δ_M	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (%)	Cumplimiento
X	0,28400	1,70400	2	Si cumple
Y	0,26400	1,58400	2	Si cumple

Como se aprecia las derivas de piso en las dos direcciones principales de la estructura se encuentran por dentro del límite permitido por la NEC 2015 del 2%, y por lo tanto cumplen los requisitos.

4.1.3 Verificación de Piso débil

La norma ASCE 41-17 especifica que la resistencia a fuerzas cortantes de un piso no debe ser menor al 80 % de la resistencia de fuerzas cortantes del piso inmediato superior para la estructura.

En la Tabla 29, se muestran que no hay presencia de piso débil, ya que se está cumpliendo con el mínimo del 80% permitido por la norma.

Tabla 29. Verificación de piso débil

Fuerzas resistentes de piso, Verificación piso débil					
Piso	Localización	F_X (kgf)	F_Y (kgf)	F_{Xi}/F_{Xi+1}	F_{Yi}/F_{Yi+1}
Piso 3	Inferior	86538,61	94764,86	N/A	N/A
Piso 2	Inferior	457311,68	527844,42	6,61	6,96
Piso 1	Inferior	665382,68	782819,29	1,82	1,85



4.1.4 Verificación de Piso blando o flexible

Para la comprobación de presencia de piso blando o flexible en la estructura la NEC 2015, especifica el cumplimiento de las siguientes dos condiciones para que la estructura sea irregular en elevación:

La primera condición menciona que la rigidez lateral de un piso no debe ser menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediatamente superior, y la segunda condición menciona que la rigidez de un piso no sea menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores siguientes.

Como se muestran en las Tabla 30 y Tabla 31, en la primera condición todos los porcentajes son mayores al 70%, y para la segunda condición todos los porcentajes son mayores al 80%; por lo tanto, no hay presencia de piso blando o flexible en la estructura.

Tabla 30. Verificación de la primera condición

Piso	K_x (kgf/m)	K_y (kgf/m)	F_{Xi}/F_{Xi+1}	F_{Yi}/F_{Yi+1}
Piso 3	4371261,12	4687370,61	N/A	N/A
Piso 2	13107846,2	12264692,6	4,28	3,74
Piso 1	17115822,9	16121360,7	1,87	1,88

Tabla 31. Verificación para la segunda condición

Piso	K_x (kgf/m)	K_y (kgf/m)	F_{Xi}/F_{Xi+1}	F_{Yi}/F_{Yi+1}
Piso 3	4371261,12	4687370,61	N/A	N/A
Piso 2	13107846,2	12264692,6	N/A	N/A
Piso 1	17115822,9	16121360,7	2,45	2,38

4.1.5 Verificación de irregularidad por geometría y masa

Para la verificación de las masas de la estructura se debe considerar que irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta.

En la Tabla 32 se muestran los resultados en donde la estructura es regular ya que no cumple la condición.



Tabla 32. Verificación de Tablas

Piso	Peso Kgf	Peso x piso	1,5 piso ant
Piso 3	74013,59	74013,59	N/A
Piso 2	627856,5	553842,91	111020,39
Piso 1	1178629,2	550772,70	830764,37

Con respecto en la geometría de la estructura se considera regular ya que no existen cambios en la dimensión horizontal neta del sistema resistente a fuerzas sísmicas.

4.1.6 Irregularidad torsional

Para verificar si la estructura contiene irregularidad torsional, se debe comprobando que la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, $\delta_{m\acute{a}x}$, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje, δ_{prom} .

En la Tabla 33, se puede observar que en la dirección x solo en el piso 3 no existe irregularidad torsional, mientras que en los primeros pisos si existen ya que estos exceden el límite de 1,2.

Tabla 33. Verificación torsional dirección X

Piso	$\delta_{m\acute{a}x}$	δ_{prom}	Límite 1,20
Piso 3	0,007634	0,006503	1,174
Piso 2	0,016383	0,012762	1,284
Piso 1	0,017106	0,012817	1,335

Por otro lado, en la Tabla 34 se puede observar que en la dirección Y no existe irregularidad torsional.

Tabla 34. Verificación torsional dirección Y

Piso	$\delta_{m\acute{a}x}$	δ_{prom}	Límite 1,20
Piso 3	0,006918	0,006348	1,09
Piso 2	0,01341	0,012589	1,065
Piso 1	0,01496	0,014253	1,05



4.1.7 Verificación columna fuerte _ viga débil y chequeo de capacidad de nudos

Para el cumplimiento de la condición columna fuerte y viga débil se debe tener en cuenta que la capacidad de momento de las columnas debe ser 20% mayor que la capacidad de momento de las vigas en los nudos de cada pórtico.

En la Figura 26, se puede observar que en la dirección X, se encontró que el 55% cumple y que el 45% no cumple, mientras que en la dirección Y, el 100% no cumple con la condición columna fuerte – viga débil.

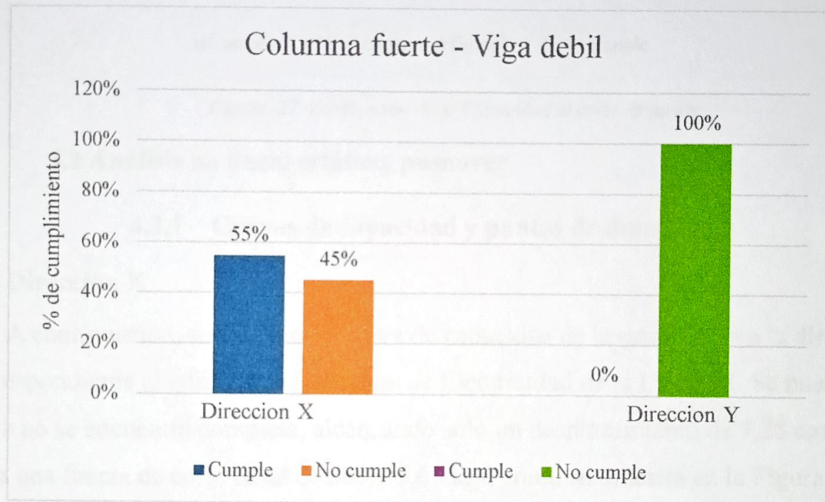


Figura 26. Verificación de la condición Columna fuerte - Viga débil

En el análisis de chequeo de la capacidad al corte de nudos, se puede observar que en la dirección X, el 40% de los nudos cumple con la resistencia al corte y el otro 60% no cumple, mientras que en la dirección Y, el 100% no cumple, como se puede observar en la Figura 27.

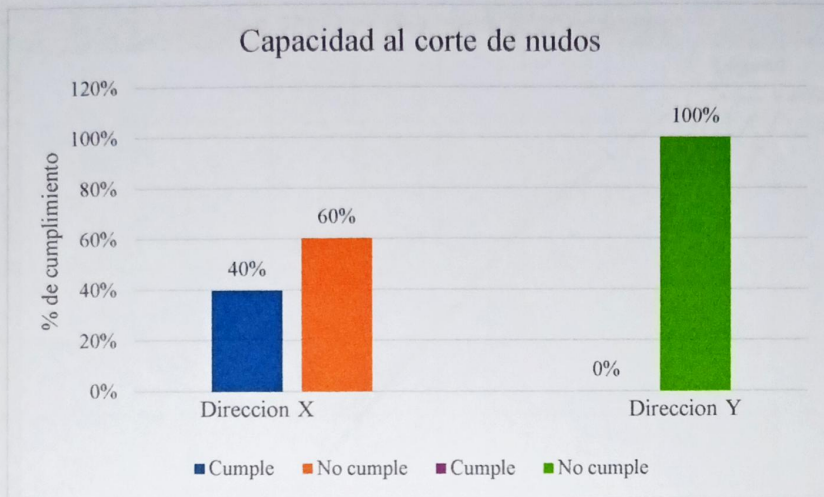


Figura 27. Verificación de la Capacidad al corte de nudos

4.2 Análisis no lineal estático, pushover

4.2.1 Curvas de capacidad y puntos de desempeño

Dirección X

A continuación, se presenta la curva de capacidad de la estructura en la dirección X, correspondiente al edificio de la Carrera de Electricidad de la ULEAM. Se puede que la curva no se encuentra completa, alcanzando solo un desplazamiento de 7,25 cm frente a una fuerza de corte basal de 365215,68 kgf, como se muestra en la Figura 28.



Figura 28. Curva Corte basal vs Desplazamiento en el tope para el modelo en la dirección X

Para el modelo en la dirección X, en la Figura 29 se puede observar que el punto de desempeño, ante la acción del sismo de diseño, se encuentra al final la curva para el desplazamiento de 7,25 cm que se obtuvo frente a una fuerza de corte basal de 365215,68 kgf. También se observa el punto de fluencia, con un desplazamiento de 5,23 cm, provocado por una fuerza de corte basal de 338490,83 kgf.

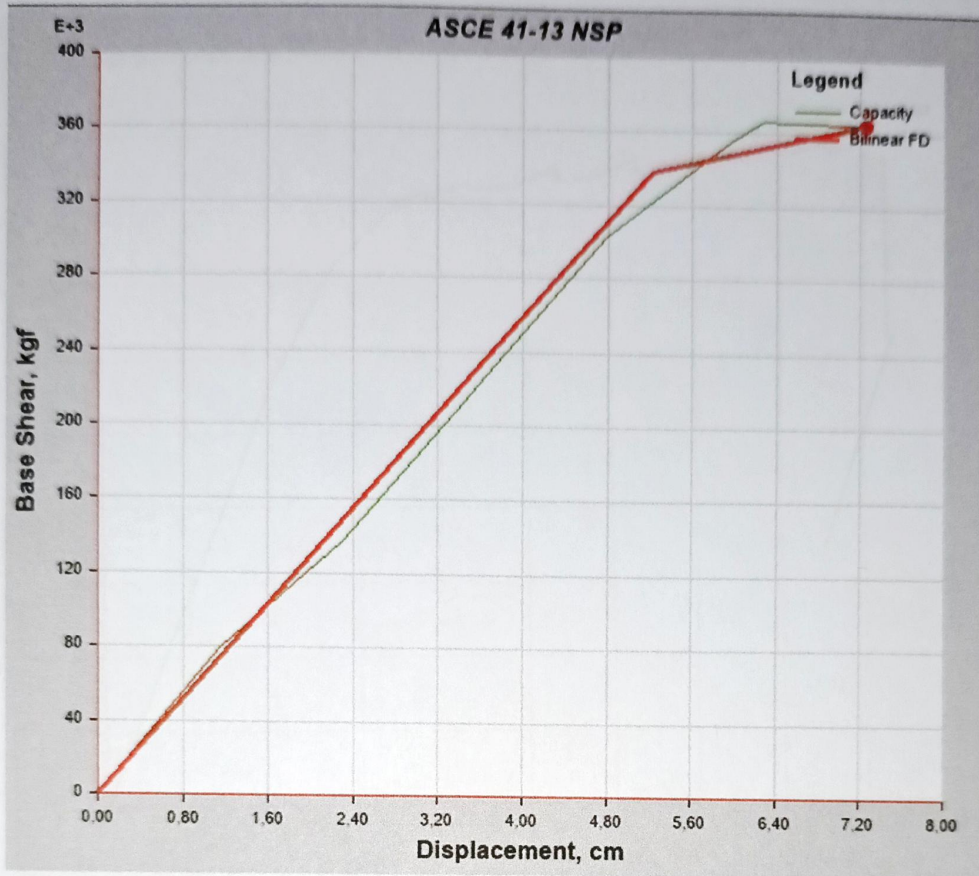


Figura 29. Punto de desempeño del modelo en la dirección X ante la acción del sismo de diseño

Mientras que para el sismo moderado no se pudo obtener el punto de desempeño ya que la curva de capacidad no salió de forma completa si no que hasta un cierto desplazamiento.

Dirección Y

A continuación, se presenta la curva de capacidad de la estructura en la dirección Y, correspondiente al edificio de la Carrera de Electricidad de la ULEAM. Se puede observar que la estructura experimenta ligeros descensos en la capacidad de corte en la zona plástica, pero es capaz de alcanzar un desplazamiento de 14,03 cm frente a una fuerza de corte basal de 251965,17 kgf como se muestra en la Figura 30.

El cálculo del factor para encontrar el punto de desempeño para el sismo moderado se lo puede observar en el Anexo 2.

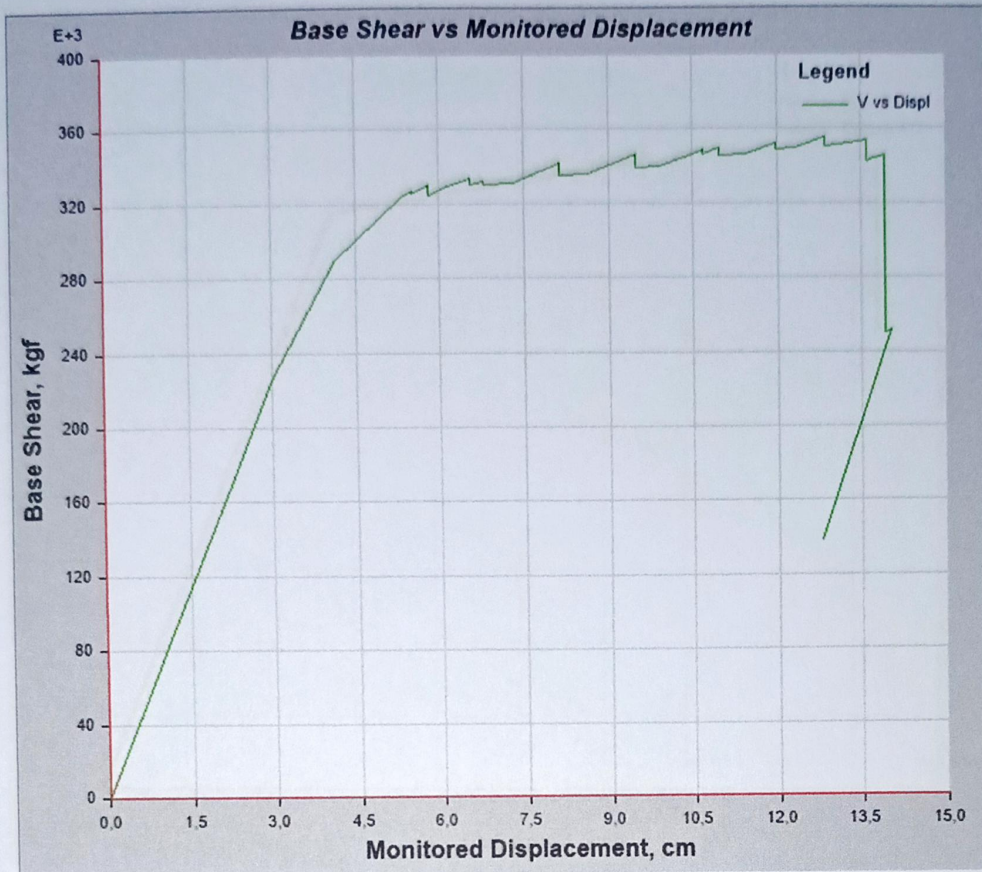


Figura 30. Curva Corte basal vs Desplazamiento en el tope para el modelo en la dirección Y

Para el modelo en la dirección Y, en la Figura 31 se puede observar que el punto de desempeño, ante la acción del sismo moderado, se encuentra para un desplazamiento de 9,74 cm provocado por una fuerza de corte basal de 341404,25 kgf. También se observa el punto de fluencia, con un desplazamiento de 4,15 cm, provocado por una fuerza de corte basal de 312644,2 kgf.

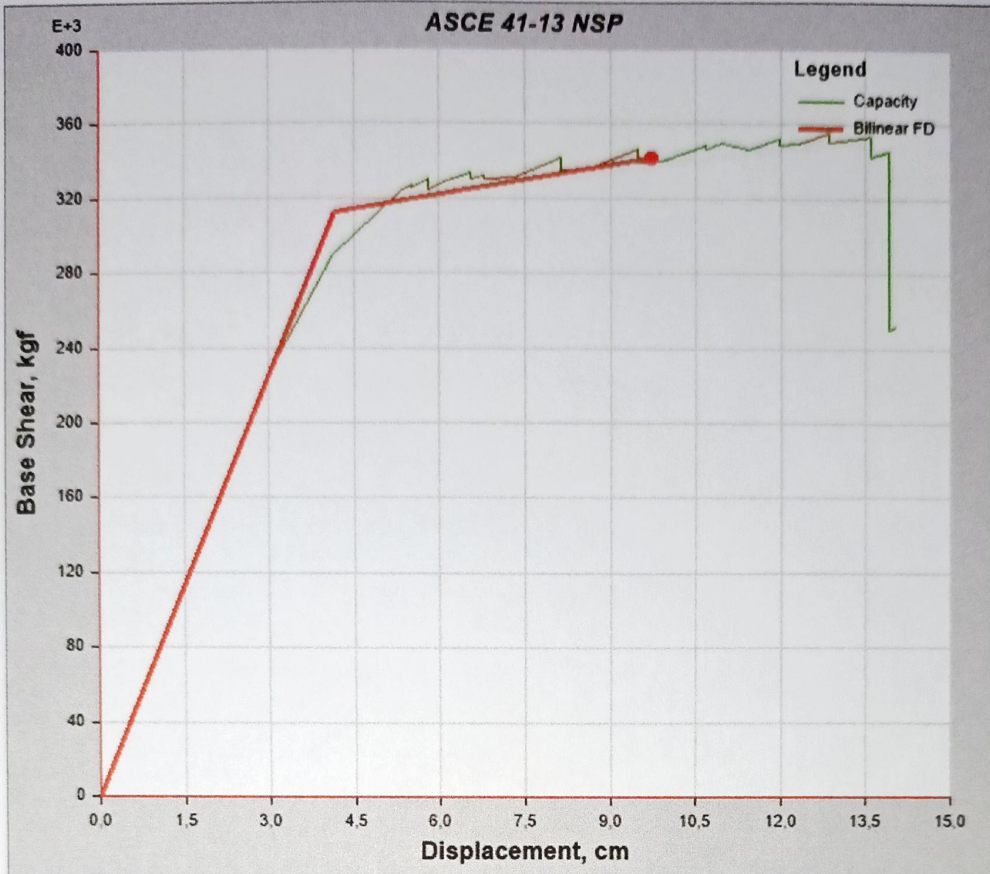


Figura 31. Punto de desempeño del modelo en la dirección X ante la acción del sismo moderado

Mientras que para el sismo de diseño el punto de desempeño se lo puede observar en la Figura 32, la ubicación del punto de desempeño se encuentra cerca del límite para que la estructura pierda su capacidad de resistencia la corte, para un desplazamiento de 13,39 cm provocado por una fuerza de corte basal de 353180,59 kgf. También se observa el punto de fluencia, con un desplazamiento de 4,23 cm, provocado por una fuerza de corte basal de 318584,88 kgf.

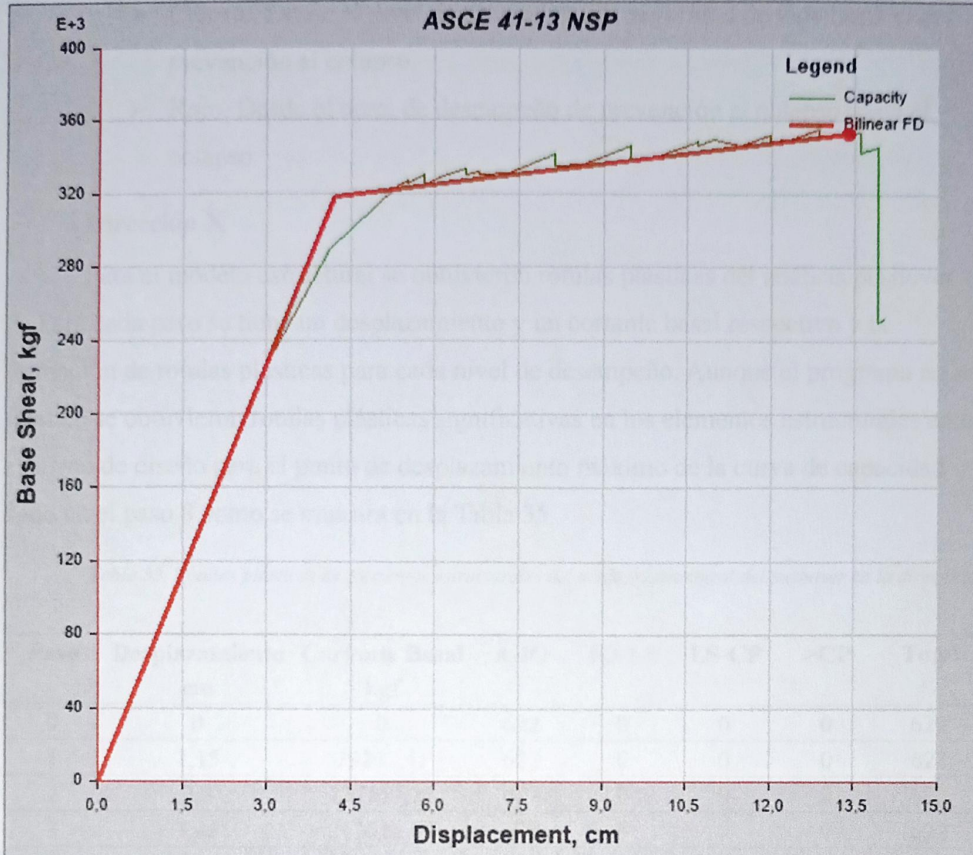


Figura 32. Punto de desempeño del modelo en la dirección X ante la acción del sismo de diseño

4.2.2 Rótulas plásticas

Tras realizar los análisis correspondientes, en esta subsección se muestran las rótulas plásticas con una escala de colores, como se ilustra en la Figura 33. Estos colores representan los diferentes rangos de niveles de desempeño de los elementos estructurales.



Figura 33. Escala de colores de niveles de desempeño

Donde:

- Gris: Desde que la estructura comienza a ceder hasta el nivel de ocupación inmediata.
- Verde: Desde el nivel de desempeño de ocupación inmediata hasta el de seguridad de vida.



- Celeste: Desde el nivel de desempeño de seguridad de vida hasta el de prevención al colapso.
- Rojo: Desde el nivel de desempeño de prevención al colapso hasta el colapso

Dirección X

Para el modelo estructural se obtuvieron rotulas plásticas del análisis pushover X. Para cada paso se tiene un desplazamiento y un cortante basal respectivo y la formación de rotulas plásticas para cada nivel de desempeño. Aunque el programa no se finalizó se obtuvieron rotulas plásticas significativas en los elementos estructurales ante el sismo de diseño para el punto de desplazamiento máximo de la curva de capacidad dado en el paso 8 como se muestra en la Tabla 35.

Tabla 35. Rótulas plásticas en elementos estructurales del modelo estructural del pushover en la dirección X

Paso	Desplazamiento cm	Cortante Basal kgf	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	622	0	0	0	622
1	1,15	79267,41	622	0	0	0	622
2	2,3	137557,24	622	0	0	0	622
3	3,45	212615,67	622	0	0	0	622
4	3,5694	221497,09	622	0	0	0	622
5	4,7949	303162,88	622	0	0	0	622
6	5,9594	355099,86	609	13	0	0	622
7	6,2728	366553,6	599	23	0	0	622
8	6,2728	341994,32	599	23	0	0	622
9	6,5181	366219,95	599	23	0	0	622
10	6,5181	341676,41	599	23	0	0	622
11	6,763	365885,77	599	23	0	0	622
12	6,763	341350,68	599	23	0	0	622
13	7,0076	365551,03	599	23	0	0	622
14	7,0076	341016,33	599	23	0	0	622
15	7,2519	365215,68	599	23	0	0	622
16	6,1019	245055,2	599	23	0	0	622

El paso 15 marcado con rojo indica que ahí se encontró el punto de desempeño ante el sismo de diseño.

En la Figura 34 se observan los niveles de desempeño alcanzados por los elementos estructurales en la dirección X. Aunque a nivel porcentual refleje el 0 % de elementos en colapso por lo que no se obtuvo la curva completa, de todas formas, las pocas rótulas que se obtuvieron se comienzan a preciar principalmente en las columnas del primer piso como se observa en la Figura 35, lo cual implica la inestabilidad de la estructura a pesar de no tener los resultados completos. En esta figura se muestra cada porción del círculo en la que está indicando el nivel de desempeño, la cantidad de rótulas plásticas y el porcentaje de estas.

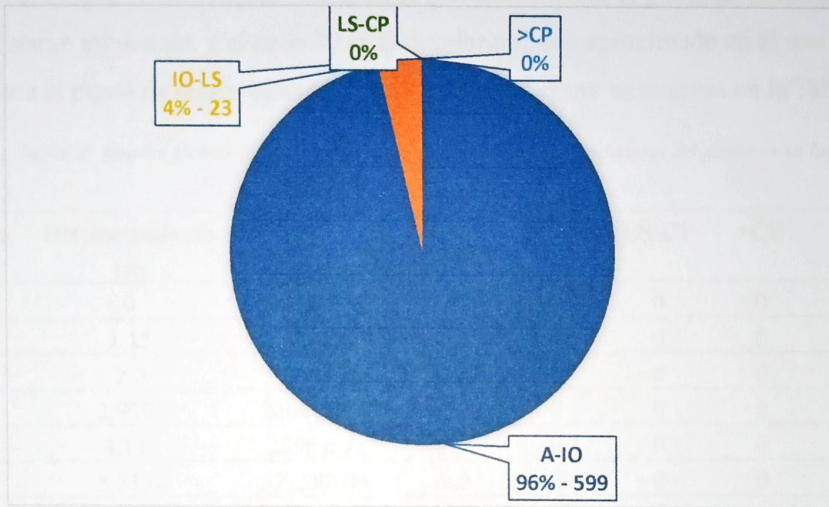


Figura 35. Rótulas plásticas para cada nivel de desempeño del modelo en la dirección X

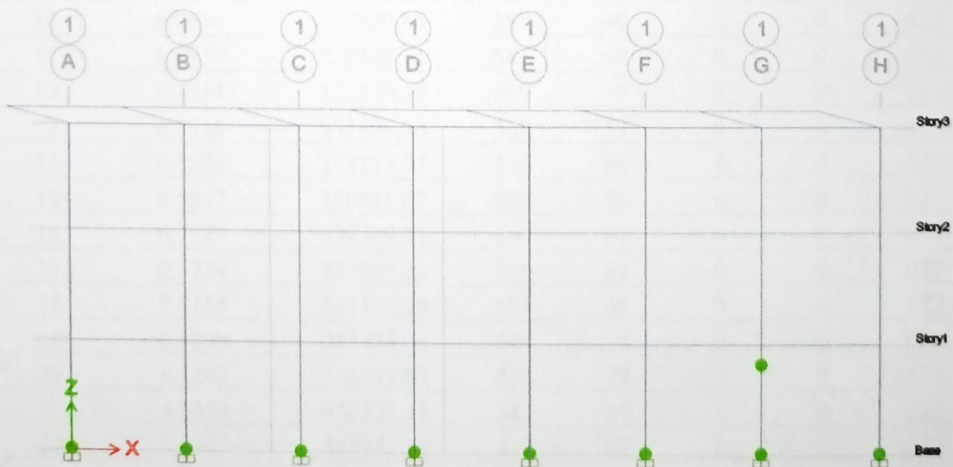


Figura 34. Rótulas plásticas debido al sismo de diseño en la dirección X

En el análisis para el cumplimiento de los objetivos de desempeño “g” y “I”, el sismo moderado y el sismo de diseño respectivamente no se pudieron determinar por lo que la curva de capacidad para esta dirección no estuvo de forma de completa.

Dirección Y

Para el modelo estructural se obtuvieron rotulas plásticas del análisis pushover Y. Para cada paso se tiene un desplazamiento y un cortante basal respectivo y la formación de rotulas plásticas para cada nivel de desempeño. El paso 25 marcado de rojo, es el desplazamiento aproximado en el que se encuentra el punto de desempeño ante el sismo moderado, y el paso 39 es el desplazamiento aproximado en el que se encuentra el punto de desempeño del sismo de diseño, como se muestra en la Tabla 36.

Tabla 36. Rótulas plásticas en elementos estructurales del modelo estructural del pushover en la dirección Y

Paso	Desplazamiento cm	Cortante basal kgf	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	622	0	0	0	622
1	1,15	86684,66	622	0	0	0	622
2	2,3	173369,04	622	0	0	0	622
3	2,9993	226100,83	622	0	0	0	622
4	4,143	289648,6	622	0	0	0	622
5	5,3138	323588,06	603	19	0	0	622
6	5,5044	327258,28	594	28	0	0	622
7	5,5047	325330,85	594	28	0	0	622
8	5,8083	330452,47	584	38	0	0	622
9	5,8089	325022,28	582	40	0	0	622
10	6,0656	328909,86	582	40	0	0	622
11	6,0659	328548,71	582	40	0	0	622
12	6,3914	331839,38	569	53	0	0	622
13	6,3916	331806,36	569	53	0	0	622
14	6,5501	333223,97	566	56	0	0	622
15	6,5527	330445,62	566	56	0	0	622
16	6,7721	332309,21	560	62	0	0	622
17	6,7724	329988,22	560	62	0	0	622
18	7,3155	331117,38	554	68	0	0	622
19	8,1239	341434,66	544	78	0	0	622
20	8,1242	335512,82	544	78	0	0	622
21	8,6475	336235,13	542	80	0	0	622
22	9,4405	345953,99	542	80	0	0	622
23	9,4777	346226,73	542	80	0	0	622
24	9,4779	339412,7	542	80	0	0	622
25	9,9168	340043,57	542	80	0	0	622

26	10,6521	348552,52	542	80	0	0	622
27	10,669	348668,97	542	80	0	0	622
28	10,6692	346773,07	542	80	0	0	622
29	10,9646	349416,13	541	81	0	0	622
30	10,9649	349417,52	541	81	0	0	622
31	10,9649	345816,51	541	81	0	0	622
32	11,4488	346528,54	541	81	0	0	622
33	11,9859	352159,36	540	82	0	0	622
34	11,9862	348667,17	540	82	0	0	622
35	12,3366	349480,64	540	82	0	0	622
36	12,8612	355394,91	540	82	0	0	622
37	12,8615	350960,99	540	82	0	0	622
38	13,3149	351866,65	540	82	0	0	622
39	13,5835	354018,28	540	82	0	0	622
40	13,5838	342866,35	540	80	2	0	622
41	13,6401	343557,18	540	80	2	0	622
42	13,9215	345947,42	540	74	8	0	622
43	13,9217	257239,55	540	56	26	0	622
44	13,9219	250511,19	540	50	32	0	622
45	14,0251	251965,17	540	50	32	0	622
46	12,7617	138740,5	540	45	37	0	622

En la Figura 36 y en la Figura 37 se pueden observar las rótulas que se generaron en el pórtico C en el análisis pushover en la dirección Y, ante la demanda del sismo moderado y ante la demanda del sismo de diseño, respectivamente.

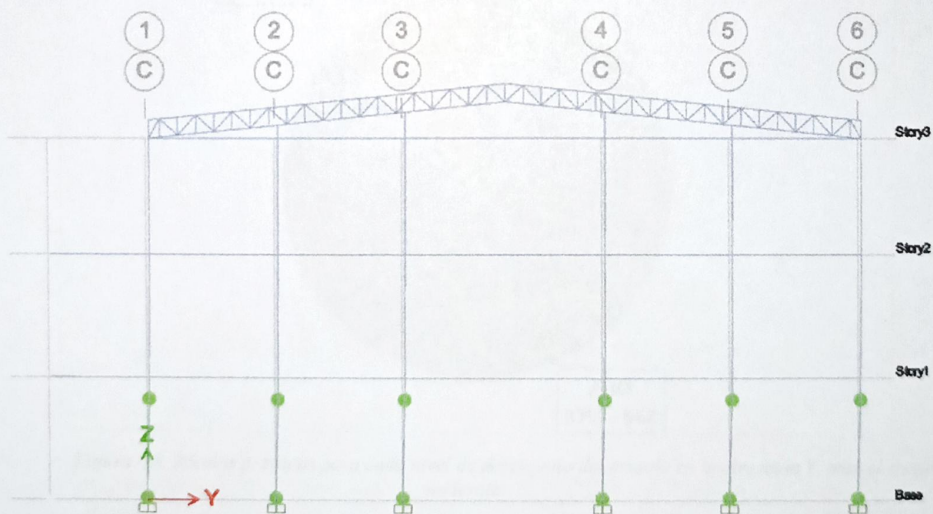


Figura 36. Rótulas plásticas del pórtico C del modelo estructural sin mampostería en la dirección Y, sismo moderado

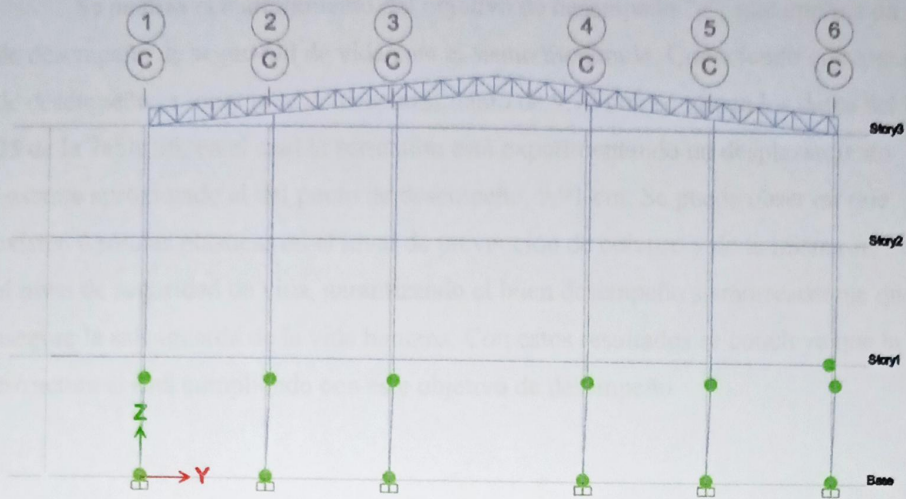


Figura 37. Rótulas plásticas del pórtico C del modelo estructural sin mampostería en la dirección Y, sismo de diseño

En la Figura 38 se observan los niveles de desempeño alcanzados por los elementos estructurales en la dirección Y para el sismo moderado. El nivel porcentual refleja un 0% de rótulas en el colapso. En esta figura se muestra cada porción del círculo en la que está indicando el nivel de desempeño, la cantidad de rótulas plásticas y el porcentaje de estas.

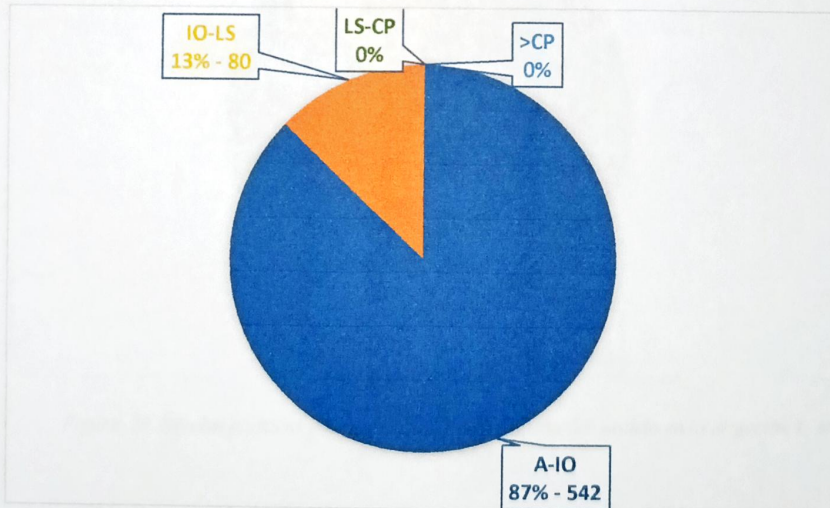


Figura 38. Rótulas plásticas para cada nivel de desempeño del modelo en la dirección Y, ante el sismo moderado

Se analiza el cumplimiento del objetivo de desempeño “g”, que implica un nivel de desempeño de seguridad de vida ante el sismo moderado. Conociendo que este punto de desempeño se logra para un desplazamiento de 9,73 cm, se toman los datos del Paso 25 de la Tabla 36, en el cual la estructura está experimentando un desplazamiento bastante aproximado al del punto de desempeño, 9,91 cm. Se puede observar que existen 0 rótulas plásticas en el nivel de prevención de colapso y de la misma forma en el nivel de seguridad de vida, garantizando el buen desempeño sismorresistente que asegure la salvaguarda de la vida humana. Con estos resultados se concluye que la estructura si está cumpliendo con este objetivo de desempeño.

En la figura 39, se observa la distribución porcentual de los niveles de desempeño alcanzados por los elementos estructurales ante la acción del sismo de diseño en la dirección Y. Aunque es un porcentaje del 0 % de rótulas en el colapso de los elementos, las rotulas obtenidas para este sismo son principalmente en las columnas del primer piso, lo cual implica una probable inestabilidad de la estructura.

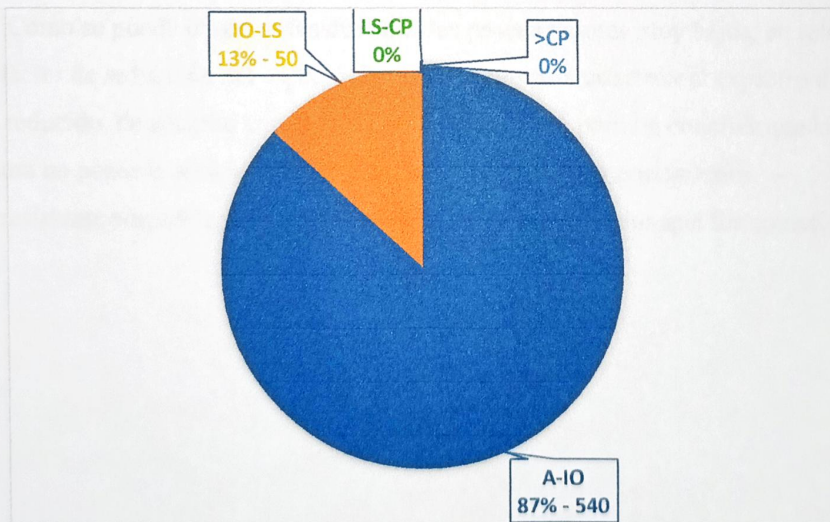


Figura 39. Rótulas plásticas para cada nivel de desempeño del modelo en la dirección Y, ante el sismo de diseño

En el análisis del cumplimiento del objetivo de desempeño “I” en el cual fue establecido para un nivel de desempeño de prevención del colapso ante la acción del sismo de diseño. El punto de desempeño se encontró a un desplazamiento de 10,39 cm

que corresponde aproximadamente al paso 39, el cual se ve un desplazamiento de 10,58 cm. Aquí se presentan 50 rotulas en el rango de seguridad de vida y prevención de colapso, aunque es un porcentaje del 13 % estas se encuentran en columnas del primer piso, garantizando una probabilidad del colapso de la estructura.

4.2.3 Ductilidades

En la Tabla 37 se muestran las ductilidades de demanda. Para calcular estas ductilidades se divide el desplazamiento máximo entre el desplazamiento de fluencia, datos que provienen de las curvas de capacidad y las curvas bilineales obtenidas por el Método de los coeficientes.

Tabla 37. Ductilidades de demanda

Sismo/Dirección	Dy (cm)	Dm (cm)	Ductilidad
Moderado / X	-	-	-
Moderado / Y	4,15	9,73	2,34
Diseño / X	5,23	7,25	1,39
Diseño / Y	4,23	13,39	3,17

Como se puede observar las ductilidades poseen valores muy bajos, en relación con el factor de reducción del espectro $R=8$ empleado para construir el espectro de diseño reducido, de acuerdo con la NEC 2015. Este hecho permite concluir que la estructura no posee la suficiente ductilidad para lograr un comportamiento sismorresistente aceptable ante los dos niveles de sismicidad a los que fue sometida.



CONCLUSIONES

Se realizó el respectivo levantamiento detallado del edificio, obteniendo así las dimensiones de los elementos estructurales que fueron usados para elaborar el modelo estructural del edificio de la carrera de Electricidad, en el programa de ETABS.

Los diseños estructurales y el material de los elementos fueron obtenidos por medio de un estudio de vulnerabilidad del edificio de Eléctrica que se había realizado unos años antes, en donde se obtuvieron los respectivos aceros de los elementos estructurales y la resistencia del hormigón.

Se realizaron los respectivos análisis estructurales, lineales, y también el no lineal estático:

En los análisis lineales con respecto a las derivas de piso, estas cumplieron en ambas direcciones X y Y, no superando el límite de deriva máxima del 2% establecido en la NEC 2015. En cuanto a las verificaciones de irregularidad de la estructura, se determinó que no existe presencia de piso débil ni de piso flexible, no se encontró irregularidad geométrica y la distribución de masa cumple con lo indicado por la norma NEC 2015. En donde sí hay problemas es en la verificación de irregularidad torsional, ya que sí existe irregularidad torsional en la dirección X del análisis.

De acuerdo con la NEC 2015 y la Norma ASCE 41-17, en el análisis realizado al Edificio de Electricidad se determinó que hay incumplimiento de la condición columna fuerte – viga débil, y, por lo tanto, se encontraron rótulas plásticas en las columnas del primer piso comprometiendo a la estructura a un mayor nivel de colapso. El incumplimiento de estas condiciones hace que la estructura presente una alta probabilidad de sufrir daños severos en sus elementos estructurales, comprometiendo así la estabilidad de esta ante el sismo de diseño.

Las ductilidades obtenidas son bajas, por lo que la incursión en el rango inelástico es pequeña y la estructura no sería capaz de experimentar grandes deformaciones y podría llegar al colapso. Se puede afirmar que la estructura estaría necesitando un reforzamiento estructural.



RECOMENDACIONES

De acuerdo con los resultados obtenidos, debido al incumplimiento de la condición de columna fuerte y viga débil surge la recomendación de diseñar un reforzamiento estructural para el edificio de la carrera de Electricidad, en especial para las columnas del primer piso ya que a pesar de que las rótulas cumplan con los niveles de desempeño establecidos estas se encuentran presentes principalmente en las columnas. Con este reforzamiento se podrán superar las deficiencias encontradas y lograr que la estructura cumpla con los objetivos de desempeño que establece la NEC 2015 y la Norma ASCE 41-17.

También se recomienda realizar este tipo de análisis Pushover a los edificios que aún no han sido estudiados para así garantizar la seguridad de vida de la comunidad universitaria ante un probable sismo de gran magnitud que se pueda presentar en el futuro.



BIBLIOGRAFÍAS

- Alcoser y Macías. (2019). *EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ*. Trabajo de Titulación, Manta.
- American Concrete Institute*. (14 de Abril de 2015).
- Arango, S., Paz, A., & Duque, P. (01 de 01 de 2009). *ResearchGate*. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/41816267_Propuesta_metodologica_para_la_evaluacion_del_desempeno_estructural_de_una_estanteria_metalica?tp=eyJjb250ZXh0Ijp7ImZpcnN0UGFnZSI6Ii9kaXJlY3QiLCJwYWdlIjoiX2RpcmVjdCJ9fQ
- ASCE-41. (2017). *American Society of Civil Engineers*.
- Barbat et al., A. H. (2014). *Evaluación del riesgo sísmico de Barcelona*, Madrid.
- Ceballos, A. (2019). *Wix*. Obtenido de <https://andresceballos2019.wixsite.com/inicio/post/un-recorrido-por-nuestra-norma-de-construccion-sismorresistente-o-nsr-10-3>
- Choche, E., & Renzo, D. (2017). *EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL CENTRO DE SALUD SANTA ROSA DE LA CIUDAD DEL CUSCO ANTE LA ACCION DE UN SISMO SEVERO*. Cusco.
- Cype Perú. (15 de Abril de 2023). Obtenido de <https://www.cype.pe/blog/cuales-son-las-diferencias-entre-analisis-estatico-y-dinamico/>
- Espinoza, J. (11 de Julio de 2019). *Linkedin*. Obtenido de <https://es.linkedin.com/pulse/vulnerabilidad-sismica-joseph-anthony-espinoza-victor-espinoza>
- Garofalo, F. (16 de Agosto de 2023). *Inesa*. Obtenido de <https://www.inesa-tech.com/blog/aplicabilidad-de-los-analisis-no-lineales-avanzados-en-el-diseno-y-verificacion-de-estructuras/>
- González R et al., B. L. (01 de 10 de 2007). *ResearchGate*. doi:10.13140/2.1.1030.6881
- González, I., & Castro, G. A. (01 de 06 de 2013). *ResearchGate*. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/332275800_Analisis_Del_Desempeno



Sismorresistente_De_Dos_Configuraciones_De_Racks_Selectivos_Utilizados_En_Chile?_tp=eyJjb250ZXh0Ijp7ImZpcnN0UGFnZSI6Il9kaXJlY3QiLCJwYWdlIjoieX2RpcmVjdCJ9fQ

Guendelman, T., Lindenberg, J., & Guendelman, M. (1997). *Perfil Bio-Sísmico de edificios*. Proc. Séptimas jornadas chilenas de sismología e ingeniería antisísmica.

Justo, E. D., Delgado, A., & Bascon, M. (13 de Marzo de 2012). Obtenido de <https://personal.us.es/ejem/wp-content/uploads/2016/02/T06-Realidad-y-modelo-estructural.pdf>

Meli, R. (2001). *Diseño Estructural*. México: Limusa.

Mohele, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*.

NEC-SE-DS. (2015). *NEC-SE-DS*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

NEC-SE-RE. (2015). Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/6.-NEC-SE-RE-Riesgo-sismico.pdf>

Rodriguez, Y. (2023). *EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO DE MANTA, ECUADOR*. Tesis Maestría .

Safina, S. (21 de 02 de 2002). Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico. *Universitat Politècnica de Catalunya*. doi:10.5821/dissertation-2117-93538

TEP205. (10 de Abril de 2018). Obtenido de <https://www.iaph.es/rehabitar/relatoria/ensayos-no-destructivos>

Toapanta, D., & Velez, D. (30 de Enero de 2024). *Tesis de grado*. Obtenido de <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/27029/1/UPS-CT011212.pdf>

UCR. (5 de octubre de 2018). Obtenido de <http://www.lanamme.ucr.ac.cr/sitio-nuevo/images/ensayos/6-estructuras/6.14-6.17.pdf>



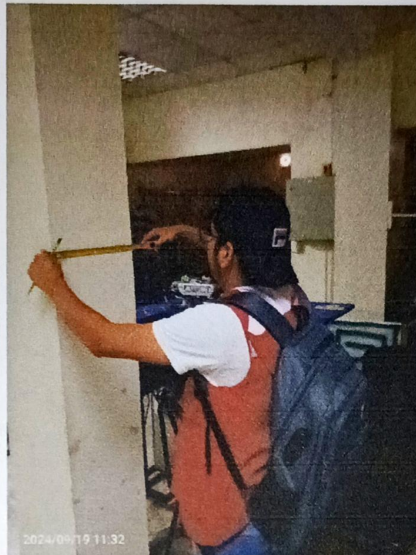
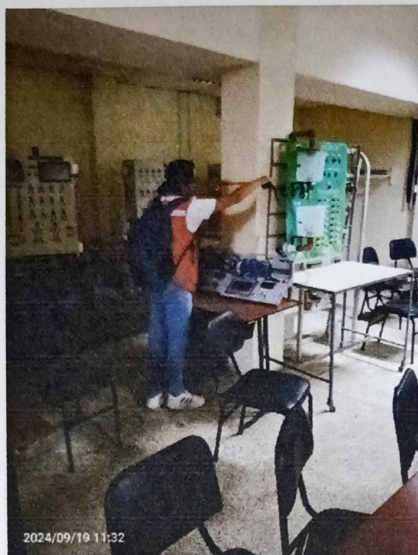
UNDRR. (2017). *United Nations Office for Disaster Risk Reduction*. Obtenido de <https://www.preventionweb.net/understanding-disaster>

Verdesoto, J. P. (12 de Enero de 2021). *lemag*. Obtenido de <https://lemag.ird.fr/es/mapa-de-peligrosidad-sismica-de-ecuador>

Viera, L., Quizanga, D., & Andino, J. (30 de Junio de 2020). *Revsita Digital*.
doi:<https://doi.org/10.29166/revfig.v1i1.2186>

ANEXOS

Anexo 1. Levantamiento de las dimensiones de los elementos estructurales.





Anexo 2. Cálculo del factor a utilizar para encontrar el punto de desempeño ante la acción del sismo moderado, en relación con el sismo de diseño.

Sismo de diseño o severo (10% de excedencia en 50 años)

$$P_{\text{diseño}} := 0.10$$

$$t_d := 50$$

$$a_{\text{diseño}} := 0.50 \cdot g = 4.903 \frac{m}{s^2}$$

Probabilidad de excedencia del 10 %

Vida útil (años)

Aceleración del sismo de diseño

$$T_{\text{diseño}} := \frac{-t_d}{\ln(1 - P_{\text{diseño}})} = 474.561$$

Sismo moderado (20% de excedencia en 50 años)

$$P_{\text{moderado}} := 0.20$$

$$t_m := 50$$

Probabilidad de excedencia del 20 %

Vida útil (años)

$$T_{\text{moderado}} := \frac{-t_m}{\ln(1 - P_{\text{moderado}})} = 224.071 \quad \text{Período de retorno en años}$$

$$a_{\text{moderado}} := \left(\frac{T_{\text{moderado}}}{T_{\text{diseño}}} \right)^{0.4} \cdot a_{\text{diseño}} = 3.632 \frac{m}{s^2} \quad \text{Aceleración del sismo moderado}$$

$$F_{\text{moderado}} := \frac{a_{\text{moderado}}}{a_{\text{diseño}}} = 0.741$$

Factor a utilizar para el punto de desempeño bajo la acción del sismo moderado