



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ

FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE
EDIFICACIONES REGULARES E IRREGULARES MEDIANTE ANÁLISIS
ESTÁTICO LINEAL Y ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)**

TESIS PREVIA A LA TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL

AUTOR

BAZURTO LOPEZ IVAN ISRAEL

ASESOR ACADÉMICO

ING. ABEL ZAMBRANO MEJÍA, MSc.

2024

CERTIFICACIÓN

En calidad de docente tutor(a) de la Facultad de Ingeniería, Industria y Construcción de la Universidad Laica "Eloy Alfaro" de Manabí, CERTIFICO:

Haber dirigido, revisado y aprobado preliminarmente el Trabajo de Integración Curricular bajo la autoría del estudiante Bazurto Lopez Ivan Israel, legalmente matriculado en la carrera de Ingeniería Civil, período académico 2018 (2) – 2024 (2), cumpliendo el total de 192 horas, cuyo tema del proyecto es "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES REGULARES E IRREGULARES MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL Y ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)".

La presente investigación ha sido desarrollada en apego al cumplimiento de los requisitos académicos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico y en concordancia con los lineamientos internos de la opción de titulación en mención, reuniendo y cumpliendo con los méritos académicos, científicos y formales, y la originalidad del mismo, requisitos suficientes para ser sometida a la evaluación del tribunal de titulación que designe la autoridad competente.

Particular que certifico para los fines consiguientes, salvo disposición de Ley en contrario.

Manta, 02 de enero de 2025.

Lo certifico,



Ing. Abel Zambrano Mejía, MSc.

Docente Tutor(a)

Área: Estructuras

Nota 1: Este documento debe ser realizado únicamente por el/la docente tutor/a y será receptado sin enmendaduras y con firma física original.

Nota 2: Este es un formato que se llenará por cada estudiante (de forma individual) y será otorgado cuando el informe de similitud sea favorable y además las fases de la Unidad de Integración Curricular estén aprobadas.

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL EXAMINADOR



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ


FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA

Los miembros del Tribunal Examinador aprueban el Trabajo de Titulación siguiendo la modalidad de Proyecto de Investigación, titulado: “ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES REGULARES E IRREGULARES MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL Y ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)” elaborado por el egresado: BAZURTO LOPEZ IVAN ISRAEL de la Carrera de Ingeniería Civil.

INGENIERO CIVIL

Aprobado por el Tribunal Examinador


Dra. Verónica Ayala Ayón.
Miembro del tribunal


Ing. Dolly Delgado Toala.
Miembro del tribunal

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Yo, Bazarro Lopez Ivan Israel, declaro que soy el autor intelectual del presente trabajo de investigación titulado “Análisis Comparativo Del Desempeño Estructural De Edificaciones Regulares E Irregulares Mediante Análisis Estático Lineal Y Análisis Estático No Lineal (Pushover)”. Confirmando que he contribuido de manera significativamente al origen del contenido de mi trabajo.

Quiero enfatizar que la información presentada es original y no se ha sido plagiado de ninguna otra fuente, salvo las referencias utilizadas que están debidamente citadas en el documento. Por esto, asumo plena responsabilidad por las ideas, resultados y conclusiones exteriorizadas en este trabajo, las cuales presentan un análisis propio y criterio en relación del marco de los objetivos planteados.

Manta, 2 de enero del 2025



Ivan Israel Bazarro Lopez

C.I: 1723394985

DEDICATORIA

A nuestro Dios, quien me ha privilegiado de gozar de buena salud y vida, permitiéndome contar con una familia que me ama y me apoya incondicionalmente, sin el este logro no se habría concretado.

A mi Madre quien ha estado junto a mi desde el día uno, nada de esto sería posible sin su apoyo, dedicación y amor incondicional. Se ha encargado de educarme y guiarme para convertirme en el ser humano que soy en la actualidad.

A mi pareja por su infinito amor y comprensión durante los momentos más ocupados y estresantes de esta carrera. Por aplaudir mis logros y estar presente en los días en los que dudaba si debía continuar. En casi 5 años de mi vida universitaria, siempre ha sacado a relucir lo mejor de mí, motivándome a superarme cada día.

A mis hermanos que son personas que significan mucho en mi vida y a mi sobrino quien llevo a darle alegría a mi vida, siendo un incentivo durante momentos complejos. También extiendo mi dedicatoria a todos mis familiares, quienes, de diversas maneras, contribuyeron y me apoyaron a lo largo de este proceso.

A mis amigos y compañeros, quienes también se han esforzado para culminar una etapa tan importante. Gracias por sus consejos y compañía, junto a ustedes, este camino se volvió más llevadero y enriquecedor, transformando los desafíos en aprendizajes y haciendo de esta experiencia algo verdaderamente inolvidable.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios, por haberme dado la vida y permitirme el haber llegado hasta este momento tan importante de mi formación profesional.

Expreso mi profundo agradecimiento a todos quienes me brindaron su apoyo y los recursos necesarios para culminar esta carrera desafiante y llena de retos. En especial a mi tutor de tesis, el Ing. Abel Zambrano Mejía por ser guía invaluable en etapa final de mi carrera, al Ing. Alex Junqui Cedeño, por sus consejos y oportunidades brindadas a lo largo de mi formación académica, y al Ing. Darío Páez, por compartir sus conocimientos, y apoyo en este último año. Asimismo, extendo mi gratitud a todos los docentes de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, quienes siempre demostraron interés en mi aprendizaje, y dedicaron su tiempo a resolver mis dudas durante este proceso. Aunque no ha sido fácil, sin duda ha sido una de las etapas más enriquecedoras y significativas de mi vida.

También agradezco a todas aquellas personas que, aunque no forman parte de mi familia, ni de la institución, han estado presentes a lo largo de este proceso, brindándome su apoyo y orientación. Gracias a sus consejos y aliento, pude mantenerme enfocado y seguir adelante con mis estudios. Su impulso fue fundamental para alcanzar esta meta, y su contribución, aunque silenciosa, ha dejado una huella significativa en mi camino.

RESUMEN

La concepción de estructuras con geometría asimétrica es denominada como “Estructuras Irregulares” en la mayoría de normas o códigos de diseño, específicamente la Normativa Ecuatoriana de la Construcción penaliza estas concepciones con el fin de tomar en cuenta dichas irregularidades, responsables de un comportamiento deficiente ante la ocurrencia de un sismo. En este contexto, la presente investigación se orienta a evaluar el impacto de las irregularidades sobre el comportamiento sísmico de las edificaciones. Se partió de una estructura totalmente regular a la cual se le introdujeron diversas irregularidades geométricas, conforme a los lineamientos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. El objetivo principal fue comparar el desempeño estructural de diversos modelos, utilizando un análisis lineal y un no lineal de tipo pushover.

Las irregularidades escogidas para la presente investigación fueron; irregularidad geométrica, retrocesos excesivos en las esquinas y discontinuidad en el sistema de piso. En donde se verificó cual de estas tiene mayor impacto en el cumplimiento de las verificaciones exigidas por la Norma Ecuatoriana.

Además, con la ayuda del análisis no lineal de tipo pushover se verificaron rotulas plásticas permitiendo la determinación de mecanismos de fallas. También se determinó la ductilidad de todas las estructuras dando como resultado modelos menos dúctiles con capacidad limitada de disipar energía por medio de deformaciones, y modelos con ductilidad alta, más sin embargo obtienen desplazamientos últimos menores a los de una estructura regular.

Evidenciando que las irregularidades pueden afectar negativamente el comportamiento sísmico de una estructura, limitando su capacidad de desempeño.

En conclusión, las irregularidades estructurales tienen un impacto considerable sobre el comportamiento de las edificaciones, aumentando los riesgos frente a fuerzas laterales.

Una solución práctica, sería la implementación de juntas constructivas, permitiendo dividir la geometría estructural y mejorar la distribución de masa y rigidez, contribuyendo a un comportamiento sísmico más adecuado y seguro.

ABSTRACT

The design of structures with asymmetric geometry is called "Irregular Structures" in most design standards or codes, specifically the Ecuadorian Construction Standard penalizes these concepts in order to take into account these irregularities, responsible for poor performance in the event of an earthquake. In this context, the present research is aimed at evaluating the impact of irregularities on the seismic behavior of buildings. A completely regular structure was started to which various geometric irregularities were introduced, according to the guidelines established in the Ecuadorian Construction Standard. The main objective was to compare the structural performance of various models, using a linear and non-linear pushover analysis.

The irregularities chosen for this investigation were; geometric irregularity, excessive setbacks in the corners and discontinuity in the floor system. Where it was verified which of these has the greatest impact on compliance with the verifications required by the Ecuadorian Standard.

In addition, with the help of non-linear pushover analysis, plastic hinges were verified allowing the determination of failure mechanisms. The ductility of all structures was also determined, resulting in less ductile models with limited capacity to dissipate energy through deformations, and models with high ductility, but nevertheless obtaining lower ultimate displacements than a regular structure.

Evidencing that irregularities can negatively affect the seismic behavior of a structure, limiting its performance capacity.

In conclusion, structural irregularities have a considerable impact on the behavior of buildings, increasing the risks from lateral forces.

A practical solution would be the implementation of construction joints, allowing the division of the structural geometry and improving the distribution of mass and rigidity, contributing to a more adequate and safe seismic behavior.

CONTENIDO

CERTIFICADO DEL TUTOR.....	i
DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	ii
DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTO.....	iv
RESUMEN.....	v
ABSTRACT.....	vii
1 CAPITULO 1.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	3
1.2.1 Objetivo General.....	3
1.2.2 Objetivos Específicos.....	3
1.3 HIPÓTESIS.....	4
CAPITULO 2.....	5
2 MARCO TEÓRICO.....	5
2.1 ESTADO DEL ARTE.....	5
2.2 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	8
2.3 DEFINICIONES.....	10
2.3.1 Análisis Estático Lineal.....	10

2.3.2	Análisis Estático no lineal (Pushover)	10
2.3.3	Irregularidades en Edificaciones.....	10
2.3.4	Curvas de Capacidad.....	10
2.3.5	Ductilidad Estructural.	11
2.3.6	Efectos Torsionales.	11
2.4	PERSPECTIVAS SOBRE IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES DE ACUERDO CON LA NEC – SE – DS 2015, ASCE 7 – 16 Y EUROCÓDIGO 8.....	11
2.5	DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.....	12
2.6	CURVAS DE CAPACIDAD Y ESPECTROS DE CAPACIDAD.....	13
2.6.1	Curvas de capacidad	14
2.6.2	Espectros de Capacidad	14
2.7	ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL.....	15
2.8	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	17
2.9	TÉCNICA DEL PUSHOVER DE ACUERDO A LA NEC – SE – DS.....	20
2.10	GUÍA PARA LA EJECUCIÓN DE ANÁLISIS PUSHOVER SEGÚN FEMA Y ASCE/SEI 41-13.....	22
2.11	OBJETIVOS DE DESEMPEÑO ESPERADOS POR AMENAZA SÍSMICA	23
	CAPITULO 3.....	26
3	MARCO METODOLÓGICO.....	26
3.1	DISEÑO BASADO EN FUERZAS (DBF)- NEC 2015.....	26

3.1.1	DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO.....	27
3.1.2	ZONIFICACIÓN SÍSMICA Y FACTOR DE ZONA “Z”	27
3.1.3	Selección del tipo de suelo.....	29
3.1.4	Coeficientes del perfil de suelo Fa, Fd, Fs.....	30
3.1.5	Componentes horizontales de la Carga sísmica.	31
3.1.6	Categoría de edificio y factor de importancia I.	33
3.1.7	Irregularidad Estructural	34
3.1.8	Factor de Reducción de resistencia sísmica R	37
3.1.9	Cortante basal de diseño	39
3.1.10	Periodo de Vibración.....	40
3.1.11	Coeficiente sísmico K	41
3.1.12	Comprobación de derivas.	41
3.2	DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO.	42
3.2.1	Método de Coeficientes	42
3.3	OBJETIVO DE DESEMPEÑO	47
CAPITULO 4.....		49
4	MODELO 2D DE LAS ESTRUCTURAS BÁSICAS	49
4.1	INTRODUCCIÓN	49
4.2	ESTRUCTURA MODELO	49
4.3	MODELOS ANALIZADOS.....	60

CAPITULO 5.....	62
5 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	62
5.1 PRIMERA ETAPA.....	62
5.2 SEGUNDA ETAPA	66
CAPITULO 6.....	68
6 EVALUACIÓN Y RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	68
6.1 INTRODUCCIÓN	68
6.2 ANÁLISIS ESTÁTICO EQUIVALENTE	69
6.2.1 Definición de Coeficientes sísmicos.....	69
6.2.2 Verificación de Derivas estáticas.	70
6.3 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	71
6.3.1 Definición del espectro de diseño.	72
6.3.2 Periodos de Vibración	75
6.3.3 Modos de Vibración.....	76
6.3.4 Calibración de Cortantes.....	79
6.3.5 Verificación de derivas dinámicas.	82
6.3.6 Irregularidad Torsional.....	83
6.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER.....	89
6.4.1 Curvas de capacidad y puntos de desempeño	89
6.4.2 Rotulas plásticas.....	104

6.4.3 Modelos Bilineales.....	122
CAPITULO 7.....	128
7 CONCLUSIONES	128
8 RECOMENDACIONES.....	131
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	132

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1. Desplazamiento inelástico en la relación fuerza desplazamiento.	18
Figura 2-2. Método de analogía de fuerzas aplicado a un sistema SDOF: (a) Un sistema de un solo grado de libertad; (b) Relación momento versus rotación plástica; (c) Relación entre rotación plástica y desplazamiento inelástico; (d) Fuerza aplicada para satisfacer	19
Figura 3-1. Zonificación sísmica en Ecuador. Fuente: PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE (NEC-SE-DS).....	28
Figura 3-2. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).	32
Figura 3-3. Modelo Elastoplástico. Fuente: (Ottazzi, 2011).....	43
Figura 3-4. Representación bilineal de la curva de capacidad (Johanny fernandez, et. al. 2019).	45
Figura 4-1. Geometría general de la estructura modelo. a) vista en planta, b)Pórticos en dirección Y, c)pórticos en dirección X.....	50
Figura 4-2. Sección de análisis (borde interior).....	55
Figura 4-3. Esquema de losas.	57
Figura 6-1. Espectro de diseño NEC-15. Modelo Regular	73
Figura 6-2. Espectro de diseño NEC-15. Modelos Irregulares	75
Figura 6-3. Calibración de los cortantes: a) modelo regular, b) modelo 1, c) modelo 2, d)modelo 3.	81
Figura 6-4. Niveles de amenaza sísmica utilizados en el análisis. (NEC-SE-DS).	90
Figura 6-5. Curva de capacidad para el modelo regular en dirección x-x.	90

Figura 6-6. Punto de desempeño del modelo regular en dirección X, ante la acción del sismo ocasional.	91
Figura 6-7. Punto de desempeño del modelo regular en dirección x-x, ante la acción del sismo raro.....	92
Figura 6-8. Curva de capacidad para el modelo regular en dirección Y.	92
Figura 6-9. Punto de desempeño del modelo regular en dirección X, ante la acción del sismo ocasional.	93
Figura 6-10. Punto de desempeño del modelo regular en dirección X, ante la acción del sismo raro.....	93
Figura 6-11. Curva de capacidad modelo irregular #1 en dirección X.	94
Figura 6-12. Punto de desempeño modelo irregular #1 en dirección X, ante la acción del sismo ocasional.	95
Figura 6-13. Punto de desempeño modelo irregular #1 en dirección X, ante la acción del sismo raro.....	95
Figura 6-14. Curva de capacidad modelo irregular #1 en dirección Y.....	96
Figura 6-15. Punto de desempeño modelo irregular #1 en dirección Y, ante la acción del sismo ocasional.	96
Figura 6-16. Punto de desempeño modelo irregular #1 en dirección Y, ante la acción del sismo raro.....	97
Figura 6-17. Curva de capacidad modelo irregular #2 en dirección X.	97
Figura 6-18. Punto de desempeño modelo irregular #2 dirección X, ante la acción del sismo ocasional.	98

Figura 6-19. Punto de desempeño modelo irregular#2 en dirección X, ante la acción del sismo raro.....	98
Figura 6-20. Curva de capacidad modelo irregular #2 en dirección Y.....	99
Figura 6-21. Punto de desempeño modelo irregular #2 dirección Y, ante la acción del sismo ocasional.	99
Figura 6-22. Punto de desempeño modelo irregular #2 en dirección Y, ante la acción del sismo raro.....	100
Figura 6-23. Curva de capacidad modelo irregular #3 en dirección X.....	100
Figura 6-24. Punto de desempeño modelo irregular#3 dirección X, ante la acción del sismo ocasional.	101
Figura 6-25. Punto de desempeño modelo irregular #3 en dirección X, ante la acción del sismo raro.....	102
Figura 6-26. Curva de capacidad modelo irregular #3 en dirección Y.....	102
Figura 6-27. Punto de desempeño modelo irregular #3 dirección Y, ante la acción del sismo ocasional.	103
Figura 6-28. Punto de desempeño modelo irregular #3 en dirección Y, ante la acción del sismo raro.....	103
Figura 6-29. Paleta de colores de niveles de desempeño.....	104
Figura 6-30. Rotulas plásticas de los pórticos en dirección X modelo regular, sismo ocasional.	106
Figura 6-31. Rotulas plásticas de los pórticos en dirección X modelo regular, sismo de raro.....	106
Figura 6-32. Rotulas plásticas de los pórticos en Y modelo regular, sismo ocasional. ..	108

Figura 6-33. Rotulas plásticas de los pórticos en dirección Y modelo regular, sismo de diseño.	109
Figura 6-34. Rotulas plásticas en pórticos de dirección X modelo irregular #1, sismo ocasional.	111
Figura 6-35. Rotulas plásticas en pórticos de dirección X modelo irregular #1, sismo raro.	111
Figura 6-36. Rotulas plásticas en pórticos de dirección Y, modelo irregular#1. Sismo Ocasional.....	113
Figura 6-37. Rotulas plásticas en pórticos de dirección Y, modelo irregular#1. Sismo Raro.....	113
Figura 6-38. Rotulas plásticas de los pórticos en dirección X, modelo irregular #2. Sismo ocasional.	115
Figura 6-39. Rotulas plásticas de los pórticos en dirección X, modelo irregular #2. Sismo Raro.....	115
Figura 6-40. Rotulas plásticas de los pórticos en dirección Y, modelo irregular #2. Sismo ocasional.	117
Figura 6-41. Rotulas plásticas de los pórticos en dirección Y, modelo irregular #2. Sismo Raro.....	117
Figura 6-42. Rotulas plásticas en pórticos de dirección X. Sismo Ocasional.....	119
Figura 6-43. Rotulas plásticas en pórticos de dirección X. Sismo Raro.....	119
Figura 6-44. Rotulas plásticas de los pórticos en Y, modelo irregular, Sismo Ocasional.	121
Figura 6-45. Rotulas plásticas de los pórticos en Y, modelos irregulares #3, Sismo Raro	121

Figura 6-46. Modelos bilineales para las estructuras analizadas. Pushover en X..... 122

Figura 6-47. Modelos bilineales para las estructuras analizadas. Pushover en Y. 122

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3-1. Valores de factor Z. Fuente: PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE (NEC-SE-DS).....	28
Tabla 3-2. Clasificación de los perfiles de suelos. Fuente: NEC-SE-DS, 2015.....	29
Tabla 3-3. Tipo de perfil de suelo y Factores de sitio Fa. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)..	30
Tabla 3-4. Tipo de perfil de suelo y Factores de sitio Fd. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)..	31
Tabla 3-5. Tipo de perfil de suelo y Factores de sitio Fs. Fuente : (NEC-SE-DS, 2015) .	31
Tabla 3-6. simbología de ecuaciones del espectro de diseño. Fuente: NEC-SE-DS, 2015	32
Tabla 3-7. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Fuente: NEC-SE-DS, 2015.....	34
Tabla 3-8. Configuraciones estructurales no recomendadas. Fuente: NEC-SE-DS, 2015.	34
Tabla 3-9. Coeficientes de irregularidad en elevación. Fuente: NEC-SE-DS, 2015.	35
Tabla 3-10. Coeficiente de irregularidad en planta. Fuente: NEC-SE-DS, 2015.	36
Tabla 3-11. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles. Fuente: NEC-SE-DS, 2015.....	38
Tabla 3-12. Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.....	38
Tabla 3-13. Coeficientes C_t y α	40
Tabla 3-14. Coeficiente sísmico K.....	41
Tabla 3-15. Valores de Δ_m máximos, expresados como fracción de la altura de piso.	42

Tabla 3-16. Parámetros de modelo y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales para vigas de hormigón armado. Fuente: ASCE 41-13.....	46
Tabla 3-17. Parámetros de modelo y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales para columnas de hormigón armado. Fuente: ASCE 41-13.....	46
Tabla 3-18. Objetivo de Desempeño. Fuente: (Instituto de la Construcción, 2019).....	47
Tabla 3-19. Niveles de amenaza sísmica. Fuente: NEC-SE-DS,2015.	48
Tabla 4-1. Secciones de Vigas y Columnas. Estructura Modelo	51
Tabla 4-2. Cargas Gravitacionales	51
Tabla 4-3. Altura mínima de vigas no pree forzada. Fuente: ACI 318-19	53
Tabla 4-4. Espesor mínimo de las losas de dos direcciones entre los apoyos en todos los lados. Adaptado de ACI318-19	54
Tabla 4-5. Equivalencia de Inercias en Losas	57
Tabla 4-6. Resultados del predimensionamiento de columnas.	59
Tabla 4-7. Modelos analizados considerando irregularidad geométrica, retrocesos en las esquinas y discontinuidad en el sistema de piso, vista tridimensional y en plata.	61
Tabla 6-1. Coeficientes sísmicos de los modelos estructurales.	69
Tabla 6-2. Verificación de derivas estáticas de los modelos estructurales.....	70
Tabla 6-3. Variables para la construcción del Espectro de Diseño. Modelo Regular	72
Tabla 6-4, Variables para la construcción del Espectro de Diseño. Modelos Irregulares .	74
Tabla 6-5. Verificación de periodos según NEC-15.....	76
Tabla 6-6. Modos de Vibración: a)Modelo Regular; b)Modelo 1; c)Modelo 2; d)Modelo 3.....	77
Tabla 6-7. Factores utilizados en la calibración del cortante dinámico con el estático. ...	80

Tabla 6-8. Verificación de derivas dinámicas de los modelos estructurales.	82
Tabla 6-9. Chequeo de torsión accidental modelo regular : a) análisis ante cortante basal, b) análisis ante espectro dinámico.	84
Tabla 6-10. Chequeo de torsión accidental modelo 1 : a) análisis ante cortante basal, b) análisis ante espectro dinámico.....	85
Tabla 6-11. Chequeo de torsión accidental modelo 2 : a) análisis ante cortante basal, b) análisis ante espectro dinámico.....	85
Tabla 6-12. Chequeo de torsión accidental modelo 3 : a) análisis ante cortante basal, b) análisis ante espectro dinámico.....	86
Tabla 6-13. Centro de masas y rigideces. Modelo regular, Modelo 1.	87
Tabla 6-14. Centro de masas y rigideces. Modelo 2 y 3.....	88
Tabla 6-15. Descripción de paleta de colores de rotulas plásticas.	104
Tabla 6-16. Rotulas plásticas en elementos estructurales del modelo regular en dirección x-x.	105
Tabla 6-17. Rotulas plásticas en elementos estructurales del modelo regular en dirección y-y	107
Tabla 6-18. Rotulas plásticas en elementos estructurales, modelo irregular #1. Dirección X.....	109
Tabla 6-19. Rotula plásticas en elementos estructurales, modelo irregular #1. Dirección Y.	111
Tabla 6-20. Rotula plásticas en elementos estructurales, modelo irregular #2. Dirección X	114

Tabla 6-21. Rotulas plásticas en elementos estructurales, modelo irregular #3 en dirección Y.....	116
Tabla 6-22. Rotulas plásticas en elementos estructurales, modelo irregular #3 dirección x-x.....	118
Tabla 6-23. Rotulas plásticas en elementos estructurales, modelo irregular #3 en dirección X.....	120
Tabla 6-24. Normalización de Cortantes en la Base. Dirección X y Y.	123
Tabla 6-25. Ductilidades de los modelos estudiados en dirección X.....	124
Tabla 6-26. Ductilidades de los modelos estudiados en dirección Y.	124
Tabla 6-27. Nivel de desempeño de los modelos estudiados. Dirección X.	126
Tabla 6-28. Nivel de desempeño de los modelos estudiados. Dirección Y.....	126
Tabla 6-29. Resultados de derivas globales en el colapso.	127

1 CAPITULO 1

1.1 INTRODUCCIÓN

La evaluación de la respuesta estructural de las edificaciones es fundamental para garantizar la seguridad y la funcionalidad de las construcciones ante diversas solicitaciones. Las edificaciones pueden clasificarse, según la regularidad en su geometría y distribución de masa, en regulares e irregulares. Esta clasificación tiene peso significativo en el comportamiento estructural y la respuesta sísmica de las edificaciones.

Las estructuras regulares que presentan una distribución uniforme en su masa y rigidez tienden a mostrar un comportamiento predecible ante cargas sísmicas. Por el contrario, las edificaciones irregulares caracterizadas por su variación en planta y elevación presentan desafíos adicionales como; concentraciones de masas, columnas débiles, pisos blandos, riesgos torsionales, falta de redundancia, etc... Lo que nos lleva a obtener una respuesta más compleja y menos predecible.

El análisis estático lineal y el análisis estático no lineal “Pushover” son metodología ampliamente utilizadas para evaluar el desempeño estructural de una edificación. El análisis estático lineal nos proporciona una visión inicial del comportamiento bajo cargas de servicio, brindándonos así desplazamientos y derivas que deberemos de cumplir según la normativa vigente en el Ecuador, la cual se detalla en la NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico, todo esto en el rango lineal. Asimismo, el análisis estático no lineal “Pushover” permite una evaluación más detallada

del comportamiento de los elementos cuando incursionan en el rango inelástico, proporcionando información valiosa sobre la capacidad de deformación y el mecanismo de falla, hablando así de rotulas que aparecen en el sistema a medias que vayamos incrementando la carga. Ambas metodologías proporcionarán las herramientas necesarias para realizar un análisis comparativo entre las dos estructuras. Aunque es previsible que los resultados a obtener sean distintos, el objetivo es cuantificar y comprender la magnitud de las diferencias en la respuesta estructural según su regularidad.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo General

Evaluar el desempeño estructural de edificaciones regulares e irregulares utilizando análisis estático lineal y estático no lineal de tipo Pushover, en el software estructural ETABS.

1.2.2 Objetivos Específicos

Examinar los resultados obtenidos del análisis estático lineal en diversas irregularidades propuestas en la NEC-SE-DS (Peligro Sísmico).

Comparar los mecanismos de fallas a partir del análisis estático no lineal, mediante un modelo de rotulas plásticas.

Realizar simulaciones con carga monotónica a los diferentes modelos, determinando la capacidad de desplazamiento y el comportamiento post-elástico de las edificaciones propuestas.

Determinar diferencias en el nivel de desempeño obtenido en cada una de las configuraciones estructurales analizadas.

Proponer recomendaciones para el diseño sismorresistente de estructuras irregulares.

1.3 HIPÓTESIS

Las estructuras regulares, debido a su uniformidad, son más fáciles de analizar y diseñar, ya que los elementos estructurales tienden a absorber cargas de manera uniforme, lo que permite en algunos casos diseñarlos de forma similar y ahorrar tiempo. En consecuencia, un análisis estático lineal podría ser suficiente para evaluar su desempeño estructural sin tener que llegar a la incursión en la no linealidad. En contraste, las estructuras irregulares, debido a su complejidad y distribución desigual de cargas, requieren un análisis más detallado para comprender su comportamiento. Por lo tanto, es necesario llevar a cabo un análisis estático no lineal ya que nos proporciona una evaluación más precisa de los elementos trabajando en rango no lineal, esto nos ayuda a conocer que tan dúctil es nuestro diseño y así poder ahorrar recursos económicos en su construcción.

CAPITULO 2

2 MARCO TEÓRICO

2.1 ESTADO DEL ARTE

La evolución del diseño estructural y el análisis sísmico en edificaciones ha sido un proceso continuo impulsado por la necesidad de comprender y mitigar los efectos de los terremotos sobre las estructuras. En los inicios del siglo XX, los enfoques se basaban principalmente en métodos lineales que asumían un comportamiento elástico de las edificaciones bajo cargas sísmicas moderadas. Sin embargo, estudios posteriores revelaron que este enfoque no era suficiente para representar la respuesta real de las estructuras durante eventos sísmicos severos, lo que llevó al desarrollo de metodologías no lineales más avanzadas.

El análisis estático no lineal, comúnmente conocido como análisis pushover, emergió como una herramienta clave en el diseño y la evaluación sísmica de estructuras. Este método permite rastrear la transición del comportamiento elástico al inelástico de una estructura sometida a cargas laterales incrementales, proporcionando información sobre la capacidad máxima de resistencia y los posibles mecanismos de falla. Según Mwafy y Elnashai (2001), aunque el análisis estático no lineal es más simple en comparación con el análisis dinámico no lineal, tiene limitaciones en su

capacidad para capturar respuestas complejas inducidas por registros de aceleración sísmica reales. Estas limitaciones resaltan la necesidad de estudios más detallados que combinen enfoques estáticos y dinámicos

El diseño estructural de edificaciones, particularmente en regiones sísmicamente activas, requiere comprender las respuestas dinámicas bajo diferentes condiciones de carga. Las irregularidades geométricas y de rigidez en los edificios han demostrado ser factores determinantes en la vulnerabilidad estructural, afectando significativamente el desplazamiento lateral, la torsión y los esfuerzos internos generados por eventos sísmicos.

La investigación de (Barman, 2019) destaca la influencia de las irregularidades en planta en la respuesta estructural durante sismos. Al analizar edificios con diferentes configuraciones geométricas, como formas en "C", "L", "T", "U", y "+", se observó que las edificaciones irregulares experimentaron mayores desplazamientos y derivas en comparación con las regulares. Estos resultados fueron obtenidos mediante análisis estático lineal utilizando ETABS y considerando normas como el IS 1893:2002.

Por otro lado, (Nareshkumar et al., 2018) investigaron las irregularidades verticales en edificios de concreto armado. Su estudio identificó que las estructuras con pisos suaves son especialmente vulnerables, ya que presentan inestabilidades críticas bajo cargas sísmicas. Utilizando análisis pushover, demostraron que estas irregularidades incrementan las deformaciones plásticas en las columnas y reducen significativamente la capacidad de carga lateral del edificio.

El análisis estático no lineal (pushover) es una herramienta ampliamente utilizada para evaluar el comportamiento sísmico de estructuras más allá de su límite elástico. Sin embargo, métodos convencionales como el análisis con patrones de carga invariantes tienen limitaciones al no considerar la evolución del daño o los efectos de modos superiores de vibración. (Endo et al., 2017)

revisaron enfoques avanzados como el análisis pushover adaptativo y el modal multimodal, que actualizan dinámicamente las distribuciones de carga lateral para reflejar la progresión de daños. Estos métodos han demostrado ser más precisos en la predicción del comportamiento estructural, especialmente en edificaciones históricas y de mampostería.

En el caso de edificios con irregularidades torsionales, (Leslie et al., 2024) propusieron un método innovador para incluir componentes torsionales en el análisis pushover. Mediante el uso de vectores modales, este enfoque permite capturar de forma más realista los efectos de torsión en edificios con geometrías irregulares, acercando los resultados a los obtenidos con análisis dinámico no lineal.

El estudio de (Pujari & Gunjal, 2024) sobre edificios de acero con sistemas de "outrigger" y cinturones muestra cómo estos sistemas mejoran significativamente el desempeño sísmico. Mediante análisis pushover y dinámico, se encontró que los sistemas "outrigger" reducen las derivas y desplazamientos inter - pisos, proporcionando mayor rigidez y estabilidad frente a fuerzas laterales. Esto respalda la adopción de estos sistemas en estructuras de gran altura, especialmente en zonas sísmicas.

Los avances en herramientas de modelado y análisis, como ETABS y SAP2000, han permitido una mejor simulación de la respuesta estructural. La incorporación de metodologías como el análisis adaptativo y el uso de sistemas innovadores como los "outriggers" se perfilan como estrategias clave para diseñar edificios más seguros y resilientes. Además, estudios recientes recomiendan integrar análisis no lineales con enfoques probabilísticos para evaluar la vulnerabilidad estructural frente a múltiples escenarios sísmicos.

2.2 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

El análisis no lineal es crucial para evaluar el comportamiento estructural más allá del rango elástico, considerando deterioros de rigidez y resistencia asociados a deformaciones inelásticas significativas bajo cargas sísmicas extremas. Esto es fundamental en el diseño basado en el desempeño, permitiendo identificar y cuantificar parámetros como las deformaciones en componentes estructurales y no estructurales. Estas técnicas, aún en evolución, requieren habilidades específicas para modelar y validar escenarios complejos de carga, y son esenciales para garantizar la seguridad estructural bajo terremotos severos (Deierlein et al., 2010).

La evaluación de edificaciones irregulares mediante análisis estáticos no lineales (pushover) se destaca como una herramienta efectiva para identificar mecanismos de falla y concentraciones de deformaciones en elementos críticos. Comparado con métodos estáticos lineales, este enfoque ofrece una comprensión más precisa del comportamiento estructural al incorporar el efecto acumulativo de ciclos de carga y degradaciones progresivas de los materiales. Este tipo de análisis es especialmente relevante en estructuras que no cumplen con los requisitos prescriptivos de los códigos de diseño sísmico (Deierlein et al., 2010)

Los enfoques modernos también incluyen el uso de software avanzado para modelar efectos geométricos no lineales, como las deflexiones laterales amplificadas por cargas gravitacionales (efectos P-Delta). Estas herramientas permiten evaluar el impacto de las irregularidades geométricas y de rigidez en la estabilidad global del edificio, proporcionando una base para optimizar tanto el diseño como la retroalimentación del desempeño estructural. En edificaciones de categoría de diseño sísmico D, estas consideraciones son críticas para mantener la funcionalidad y minimizar riesgos de colapso (Deierlein et al., 2010).

El análisis comparativo entre edificaciones regulares e irregulares requiere un entendimiento profundo de los principios de comportamiento sísmico. Las irregularidades geométricas y de rigidez alteran significativamente la distribución de esfuerzos y las deformaciones acumuladas en el sistema estructural. Estos efectos deben modelarse considerando no solo los modos de falla esperados, sino también las interacciones dinámicas que pueden surgir debido a la naturaleza cíclica de las cargas sísmicas (nistgcr10-917-5).

El método pushover se fundamenta en la aplicación de un incremento progresivo de fuerzas laterales para evaluar el límite de resistencia estructural y los modos de deformación predominantes. Este enfoque es particularmente útil para identificar puntos críticos de deformación en estructuras con irregularidades significativas, permitiendo un diseño detallado y dirigido hacia la mitigación de riesgos específicos (Deierlein et al., 2010).

Por otro lado, las normativas como ASCE 7 y ACI 318-19 proporcionan directrices esenciales para la evaluación sísmica de estructuras. Estas incluyen factores de respuesta sísmica (R), de sobre resistencia (Ω), y de amplificación de deformaciones (C_d), los cuales son determinantes en la estimación de fuerzas internas y desplazamientos en estructuras regulares e irregulares. La correcta aplicación de estas normas es clave para garantizar un diseño seguro y eficiente (Rahaf Abu Omar, s/f).

Los modelos no lineales, como los que utilizan formulaciones distribuidas de fibra o de elementos finitos, permiten una representación detallada de la interacción de esfuerzos axiales, de cortante y flexión. Estos modelos son esenciales para capturar efectos de degradación cíclica y asegurar la confiabilidad en el diseño estructural, especialmente en edificaciones irregulares donde los modos de fallo pueden ser complejos (Deierlein et al., 2010).

2.3 DEFINICIONES

2.3.1 Análisis Estático Lineal

Es una técnica de evaluación estructural que asume que los materiales se comportan de forma elástica y que las relaciones entre carga y desplazamiento son proporcionales. Se usa principalmente para estudios iniciales y estructuras regulares donde las deformaciones permanecen en el rango elástico (Chopra, 2017).

2.3.2 Análisis Estático no lineal (Pushover)

Este método simula el comportamiento de las estructuras bajo cargas incrementales que generan deformaciones plásticas. Permite identificar puntos críticos de falla, ductilidad y la capacidad de absorción de energía de una edificación, siendo crucial en el diseño sísmico avanzado (ASCE & FEMA, 2000; Endo et al., 2017).

2.3.3 Irregularidades en Edificaciones.

Las irregularidades, ya sean en planta (distribución geométrica asimétrica) o en altura (variaciones abruptas de masa o rigidez), son factores clave en el comportamiento estructural bajo cargas sísmicas. Estas discontinuidades afectan la distribución de esfuerzos y aumentan la vulnerabilidad estructural (Barman, 2019; Nareshkumar et al., 2018).

2.3.4 Curvas de Capacidad.

Representa gráficamente la relación entre la fuerza aplicada (cortante basal) y el desplazamiento lateral máximo. Proporciona información sobre la resistencia global y los niveles de daño de una estructura bajo carga sísmica (ASCE & FEMA, 2000).

2.3.5 Ductilidad Estructural.

La ductilidad es la capacidad de una estructura de experimentar grandes deformaciones inelásticas sin colapsar. Es un parámetro fundamental en el diseño para zonas sísmicas, ya que permite disipar energía y prevenir fallas catastróficas(Chopra, 2017; Leslie et al., 2024).

2.3.6 Efectos Torsionales.

En estructuras irregulares, las torsiones generadas por distribuciones asimétricas de rigidez o masa son críticas. Capturar estos efectos es fundamental para evaluar el comportamiento sísmico y diseñar estructuras resistentes a fuerzas laterales(Endo et al., 2017; Leslie et al., 2024).

2.4 PERSPECTIVAS SOBRE IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES DE ACUERDO CON LA NEC – SE – DS 2015, ASCE 7 – 16 Y EUROCÓDIGO 8

La NEC-SE-DS, la ASCE 7 y el Eurocódigo 8 adoptan criterios diferenciados para evaluar estas irregularidades, proporcionando parámetros específicos que van más allá de las categorías generales de regularidad e irregularidad. Por ejemplo, el Eurocódigo 8 utiliza índices de irregularidad torsional, como el radio de giro y el cociente torsional, para clasificar estructuras y establecer límites de diseño. Estas herramientas permiten una evaluación más detallada de los efectos de las irregularidades torsionales en la respuesta sísmica(Mrdak et al., 2024).

La ASCE 7, en cambio, enfatiza la importancia de integrar factores de reducción en el diseño, ajustando los coeficientes de comportamiento (q-factors) para reflejar las capacidades reales de ductilidad y sobre resistencia en estructuras con diferentes grados de irregularidad(Anagnostopoulou et al., 2015). Por otro lado, la NEC-SE-DS incorpora análisis estáticos no lineales (pushover) y dinámicos para evaluar el impacto de las irregularidades geométricas y de rigidez en el comportamiento global de la estructura. Este enfoque permite

identificar mecanismos de colapso potenciales y priorizar la redistribución de esfuerzos en elementos críticos

Investigaciones recientes han mostrado cómo las irregularidades en altura afectan el coeficiente de comportamiento en estructuras de concreto armado, destacando que las estructuras regulares en altura tienen un coeficiente mayor que las irregulares. Estos hallazgos son consistentes con los valores límite impuestos por las normativas y subrayan la necesidad de realizar ajustes regionales en las clasificaciones de irregularidad (Mohammad & Aliraza Nikbakhy, 2017).

Además, el análisis de estructuras con irregularidades extremas, como configuraciones torsionalmente sensibles, ha revelado que una modelación tridimensional es esencial para capturar la interacción entre elementos estructurales y evaluar con precisión su desempeño bajo condiciones dinámicas (Mrdak et al., 2024).

Estas normativas también reflejan diferencias significativas en la forma de abordar las irregularidades en entornos urbanos y rurales. El Eurocódigo 8 y la ASCE 7 se centran en áreas metropolitanas con alta densidad de construcción, mientras que la NEC-SE-DS ofrece mayor flexibilidad para zonas rurales de alta sismicidad, como las regiones andinas de Ecuador

2.5 DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

El desempeño inadecuado de las estructuras sismo-resistentes modernas durante eventos sísmicos recientes ha puesto en evidencia las limitaciones y las inconsistencias de los enfoques tradicionales de diseño sísmico. Estas deficiencias no solo han demostrado una menor confiabilidad de lo esperado, sino que también han revelado disparidades significativas entre estructuras con sistemas estructurales similares (Paulay & Priestly, 1992)

Este escenario subraya la necesidad urgente de actualizar y optimizar las metodologías actuales de diseño sísmico. Como parte de este replanteamiento, se destaca la importancia de

integrar una fase conceptual y estratégica en el diseño sísmico, complementando la etapa numérica (Paulay & Priestley, 1992). Este enfoque debe centrarse en el control de la respuesta dinámica de las estructuras sismo-resistentes, tal como lo sugieren las normas actuales de diseño sísmico, incluyendo la ASCE 41 y el Eurocódigo 8 (ASCE/SEI, 2017; Eurocódigo, 2005).

En este contexto, la filosofía del diseño por desempeño ha emergido como una alternativa viable para desarrollar metodologías que permitan la construcción de estructuras más seguras y alineadas con las necesidades de las sociedades contemporáneas (Chopra, 2008). Este enfoque no solo proporciona una visión más realista de las demandas sísmicas, sino que también permite optimizar recursos y garantizar niveles adecuados de seguridad en función de la importancia y uso de cada edificación.

2.6 CURVAS DE CAPACIDAD Y ESPECTROS DE CAPACIDAD

El análisis del desempeño estructural de edificaciones sometidas a eventos sísmicos es una herramienta fundamental en la ingeniería sísmica moderna. Las curvas de capacidad y los espectros de capacidad son herramientas esenciales que permiten evaluar la vulnerabilidad y el comportamiento de las estructuras frente a demandas sísmicas. Estos métodos se fundamentan en el análisis estático no lineal y ofrecen una representación gráfica que facilita el entendimiento de la interacción entre la capacidad estructural y la demanda sísmica (Buendía et al., 2018; Moreno González & Miguel Bairán, 2010).

La importancia de estas herramientas radica en su capacidad para identificar parámetros críticos como la rigidez, la ductilidad y el desplazamiento objetivo, aspectos que son claves para diseñar estructuras más seguras y adaptadas a normativas internacionales como FEMA 440 y

ASCE/SEI. En el contexto ecuatoriano, su aplicación se alinea con las directrices de la NEC-SE-DS, garantizando así una evaluación adecuada del desempeño estructural frente a sismos.

2.6.1 Curvas de capacidad

Las curvas de capacidad representan la relación entre la fuerza aplicada y el desplazamiento obtenido mediante un análisis incremental estático no lineal (Pushover). Este método permite evaluar la capacidad estructural desde el comportamiento elástico hasta el colapso. En la gráfica, se identifican dos zonas principales: el rango elástico, caracterizado por una relación lineal fuerza-desplazamiento, y el rango plástico, donde la capacidad estructural se degrada debido a la formación de rótulas plásticas (Fajfar, 1999; Buendía et al., 2018).

2.6.1.1 Parámetros Clave

La interpretación de las curvas de capacidad se centra en varios parámetros fundamentales:

- **Rigidez inicial:** Refleja la resistencia inicial de la estructura y su capacidad para soportar cargas elásticas (Moreno & Bairán, 2010).
- **Capacidad máxima:** Representa el nivel máximo de fuerza que puede soportar antes de alcanzar el colapso.
- **Desplazamiento objetivo:** Determinado mediante normas como FEMA 440, indica el desplazamiento máximo esperado bajo una demanda sísmica definida (FEMA, 2005).
- **Ductilidad:** Es la razón entre el desplazamiento en el punto de colapso y el desplazamiento elástico, mostrando la capacidad de la estructura para absorber energía.

2.6.2 Espectros de Capacidad

Los espectros de capacidad transforman la curva fuerza-desplazamiento al dominio espectral, representando la capacidad estructural en función de la aceleración espectral (S_a) y el desplazamiento espectral (S_d). Esta representación permite una comparación directa entre la

capacidad estructural y las demandas sísmicas esperadas (Moreno & Bairán, 2010; Fajfar, 1999). El punto de desempeño, ubicado en la intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda, define el nivel de desplazamiento y aceleración esperados para un evento sísmico específico.

2.6.2.1 Parámetros Clave

En el análisis de espectros de capacidad, destacan los siguientes aspectos:

- **Transformación al dominio espectral:** Utiliza un modelo de un grado de libertad (SDOF) equivalente para simplificar el análisis (Fajfar, 1999).
- **Bilinealización:** Simplifica la curva de capacidad para facilitar el cálculo del punto de desempeño y la evaluación de los estados de daño.
- **Factores de amortiguamiento:** Ajustan los espectros de demanda considerando los efectos de amortiguamiento estructural, como lo establecen normas internacionales (ASCE/SEI, 2010).

La utilización conjunta de curvas y espectros de capacidad proporciona una herramienta integral para evaluar y mejorar el desempeño sísmico de las edificaciones. Su aplicación permite diseñar estructuras según criterios de desempeño, comparar la respuesta de edificaciones regulares e irregulares y asegurar el cumplimiento de normativas locales e internacionales. Además, estas herramientas son fundamentales para garantizar la resiliencia sísmica en zonas de alta actividad tectónica, como Ecuador.

2.7 ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL

El análisis estático lineal es una metodología crucial en el diseño y evaluación de estructuras, particularmente en zonas sísmicas. Su relevancia radica en su capacidad para proporcionar una comprensión inicial del comportamiento estructural ante cargas estáticas,

sirviendo como base para análisis más complejos como el análisis estático no lineal o pushover. Este capítulo se enfoca en describir los principios fundamentales del análisis estático lineal y su aplicación en la evaluación de estructuras regulares e irregulares, alineándose con los objetivos generales y específicos de la investigación.

El objetivo principal de este estudio es evaluar y comparar el desempeño estructural de edificaciones regulares e irregulares utilizando tanto análisis estático lineal como análisis estático no lineal. En este contexto, el análisis estático lineal se emplea como una herramienta de partida para entender la distribución de fuerzas, desplazamientos y tensiones dentro de una estructura bajo cargas estáticas proporcionales. Este método permite analizar estructuras regulares e irregulares para identificar cómo las irregularidades geométricas y de masa afectan su respuesta ante cargas sísmicas estáticas equivalentes(Oñate, 2013; Ponnada & Reddi, 2020).

Uno de los objetivos específicos de la investigación es comparar los resultados obtenidos de los análisis estructurales realizados en diversos tipos de irregularidades propuestas en la NEC – SE – DS, específicamente relacionadas con el peligro sísmico. En este sentido, el análisis estático lineal permite evaluar cómo diferentes configuraciones estructurales responden a cargas sísmicas basadas en parámetros definidos por normativas como IS 1893:2016, facilitando una comparación directa entre estructuras regulares e irregulares(Mackerle, 2000; Ponnada & Reddi, 2020).

Además, el análisis estático lineal ofrece una base para realizar simulaciones iniciales que luego se complementan con análisis estático no lineal. Esto incluye determinar la capacidad de desplazamiento y el comportamiento post – elástico de las edificaciones. Mientras que el análisis estático lineal asume elasticidad lineal y pequeñas deformaciones, el análisis no lineal permite explorar el comportamiento real de la estructura ante cargas más severas, incluyendo su capacidad

de absorción de energía y redistribución de fuerzas una vez que se excede el límite elástico (Ilanko, 2005; Ponnada & Reddi, 2020).

En términos de optimización del diseño sismorresistente, el análisis estático lineal proporciona información clave sobre las fuerzas internas y desplazamientos esperados en una estructura, lo que permite identificar puntos críticos donde se requiere reforzamiento. Por ejemplo, en estructuras irregulares con discontinuidades en masa o rigidez, este análisis puede destacar zonas vulnerables que deben ser rediseñadas para mejorar la seguridad sísmica (Ponnada & Reddi, 2020; Shashank & Kavya, 2022).

Por último, el análisis estático lineal se integra con otras técnicas avanzadas para ofrecer recomendaciones específicas sobre el diseño y la optimización de estructuras irregulares. Al combinar los resultados de este análisis con simulaciones no lineales, se puede desarrollar un enfoque integral que no solo evalúe el comportamiento elástico de la estructura, sino también su capacidad de soportar deformaciones significativas durante eventos sísmicos extremos

2.8 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

El Análisis Estático No Lineal (NSP) es una herramienta ampliamente utilizada para evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras, especialmente en edificaciones de concreto reforzado que experimentan respuestas inelásticas. La necesidad de este enfoque surge de la limitación de los métodos elásticos lineales para captar el verdadero desempeño de las estructuras bajo eventos extremos, donde ocurren mecanismos de plastificación localizados. Una de las técnicas más robustas es el Método de Analogía de Fuerzas (FAM), que introduce fuerzas equivalentes en las ubicaciones donde se forman rotaciones plásticas al superar los momentos de fluencia (Li & Wong, 2014a).

En este contexto, las rotaciones plásticas se conceptualizan como concentraciones de deformaciones angulares en las "articulaciones plásticas" de los elementos estructurales, particularmente en marcos resistentes a momentos. Una representación gráfica en el documento muestra vigas sometidas a momentos aplicados en sus extremos, donde se destacan las deformaciones plásticas inducidas después de la formación de las bisagras plásticas.

Estas rotaciones se definen como la diferencia entre la deformación total y la deformación recuperable, estableciendo así una relación no lineal entre la rotación plástica y el momento en la articulación.

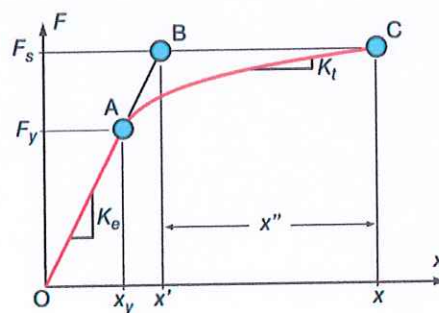


Figura 2-1. Desplazamiento inelástico en la relación fuerza desplazamiento.

El FAM descompone el problema no lineal en un sistema de desplazamientos elásticos e inelásticos. El desplazamiento total, x , se expresa como la suma del desplazamiento elástico, x' , y el desplazamiento inelástico, x'' . La figura correspondiente en la Ilustración 1 representa esta descomposición en un sistema de un solo grado de libertad (SDOF), donde la curva de fuerza-desplazamiento ilustra cómo el desplazamiento inelástico permanece como una deformación residual después de remover las fuerzas aplicadas (Li & Wong, 2014a).

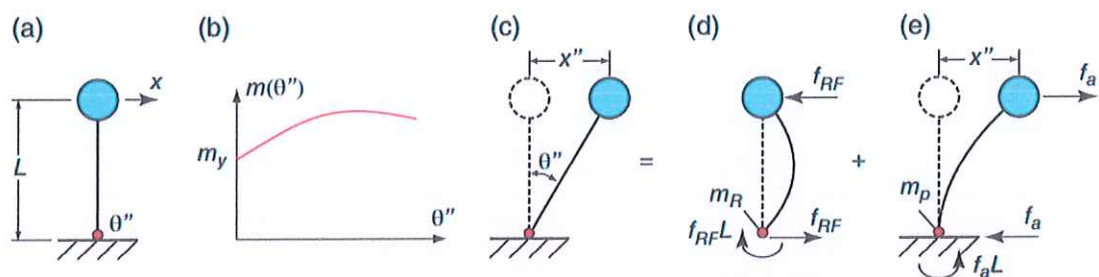


Figura 2-2. Método de analogía de fuerzas aplicado a un sistema SDOF: (a) Un sistema de un solo grado de libertad; (b) Relación momento versus rotación plástica; (c) Relación entre rotación plástica y desplazamiento inelástico; (d) Fuerza aplicada para satisfacer

La aplicación del método en sistemas de múltiples grados de libertad (MDOF) implica el cálculo de momentos en ubicaciones críticas, manteniendo la condición de equilibrio y compatibilidad. El FAM se formula en términos matriciales, permitiendo la solución simultánea de los desplazamientos totales, las rotaciones plásticas y los momentos inducidos. Un diagrama específico presenta cómo las fuerzas equivalentes se aplican en las bisagras plásticas para satisfacer las condiciones de equilibrio, destacando la importancia de la rigidez inicial y post-fluencia (Li & Wong, 2014a).

El FAM, al enfocarse en desplazamientos en lugar de cambios en la rigidez, simplifica la representación del comportamiento no lineal. Esta técnica asegura que las fuerzas inducidas por las rotaciones plásticas se compensen mediante fuerzas equivalentes que preservan el equilibrio. En el análisis de un marco estructural, se ilustran los efectos de las rotaciones plásticas en los extremos de las vigas, donde el momento total se descompone en contribuciones elásticas e inelásticas. Las ecuaciones del método se presentan de forma vectorial, generalizando su aplicación a sistemas más complejos (Li & Wong, 2014b).

El análisis estático no lineal también se implementa mediante el enfoque pushover, donde las cargas laterales incrementales se aplican hasta alcanzar un nivel objetivo de desplazamiento. Este método evalúa la capacidad de deformación de la estructura y permite identificar los

mecanismos de falla que pueden desarrollarse bajo cargas extremas. Figuras del documento muestran las curvas de capacidad estructural, que relacionan el cortante basal con el desplazamiento máximo de techo, facilitando la evaluación del rendimiento sísmico (Fragiadakis et al., 2014).

2.9 TÉCNICA DEL PUSHOVER DE ACUERDO A LA NEC – SE – DS

De acuerdo a lo indicado en la Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, nos establece que la técnica de Pushover es apropiada tanto para Obtener la Curva de Capacidad Lateral posterior al Rango Elástico, así como, la formación secuencial de mecanismos y fallas en los elementos.

El análisis estático incremental, también conocido como técnica de pushover, es un procedimiento ampliamente utilizado en el análisis estructural no lineal para evaluar la capacidad sísmica de edificaciones y determinar su comportamiento bajo cargas laterales crecientes. Consiste en aplicar incrementos de carga lateral a la estructura, considerando las variaciones de rigidez en cada elemento a medida que estos entran en la etapa inelástica. El objetivo principal del análisis es identificar los límites de desplazamiento y carga que la estructura puede soportar antes de alcanzar una condición de inestabilidad o colapso.

La técnica comienza incrementando progresivamente la carga lateral sobre la estructura, generando una curva de capacidad que relaciona el cortante basal con el desplazamiento del techo. En esta curva se pueden identificar puntos críticos, como el límite elástico de los elementos o grupos de elementos y los segmentos de análisis correspondientes. Este procedimiento permite observar cómo se distribuyen las deformaciones y los daños en la estructura, así como determinar qué elementos fallarán primero, facilitando la toma de decisiones para mejorar el desempeño sísmico (MIDUVI & Secretaria de Gestión de Riesgos, 2015).

Para realizar el procedimiento pushover, es necesario contar con información detallada sobre las dimensiones y propiedades del material, especialmente el acero en las secciones estructurales, además de definir las propiedades no lineales de fuerzas y deformaciones en los elementos. Este requisito es fundamental para garantizar la precisión del análisis, ya que el comportamiento no lineal del material afecta directamente la rigidez y capacidad de la estructura (MIDUVI & Secretaria de Gestión de Riesgos, 2015).

Entre los objetivos del análisis se encuentran: determinar la capacidad lateral de la estructura, identificar los elementos más susceptibles de fallar, calcular la ductilidad local y global, y analizar los desplazamientos relativos (derivadas). También se busca verificar conceptos de diseño, como la relación entre vigas débiles y columnas fuertes, y evaluar la degradación global de la resistencia. Este proceso permite chequear los criterios de aceptación a nivel local de cada elemento estructural, proporcionando una visión clara de la vulnerabilidad sísmica de la edificación.

La técnica pushover presenta ventajas significativas en comparación con otros métodos, como el análisis dinámico no lineal. Por ejemplo, su implementación es más sencilla y menos demandante en términos computacionales, ya que se utiliza un espectro de respuesta en lugar de un número elevado de registros de movimientos sísmicos. Esto la convierte en una herramienta accesible para aplicaciones prácticas en la ingeniería estructural, permitiendo obtener resultados aproximados de forma eficiente (MIDUVI & secretaria de Gestión de Riesgos, 2015).

No obstante, la técnica también tiene desventajas, especialmente cuando se aplica a estructuras complejas o de gran altura. Al ser un método aproximado, no siempre representa adecuadamente los efectos dinámicos y las deformaciones cíclicas inducidas por sismos reales.

Además, tiende a perder precisión en escenarios donde los modos superiores de vibración juegan un papel predominante en la respuesta global de la estructura.

2.10 GUÍA PARA LA EJECUCIÓN DE ANÁLISIS PUSHOVER SEGÚN FEMA Y ASCE/SEI 41-13

El análisis Pushover es un método de evaluación estructural no lineal que permite estimar la capacidad de una estructura para resistir cargas sísmicas. Este procedimiento, descrito en los lineamientos de FEMA, como el FEMA 356 y el FEMA P695, se fundamenta en la aplicación de cargas laterales crecientes para evaluar el comportamiento plástico y los mecanismos de falla de una estructura. Su objetivo principal es generar una curva de capacidad que relacione la fuerza aplicada con el desplazamiento obtenido, identificando los puntos críticos donde se desarrollan articulaciones plásticas y estimando el desempeño estructural bajo diferentes niveles de daño (Mahrous et al., 2024).

Para realizar un análisis Pushover, es necesario definir un modelo estructural detallado que incorpore las propiedades no lineales de los materiales y las condiciones geométricas de la estructura. Este modelo debe crearse en un software de análisis estructural, como SAP2000, ETABS o OpenSees, para garantizar precisión y eficiencia en los cálculos (Boskovic et al., 2024). Una vez definido el modelo, se aplica un patrón de carga lateral incremental que puede distribuirse de manera uniforme o triangular a lo largo de la altura del edificio, según lo recomendado por FEMA. Este patrón busca simular las demandas reales impuestas por un sismo en el sistema estructural.

El análisis Pushover genera una curva fuerza-corte vs. desplazamiento, la cual es crucial para evaluar la rigidez, ductilidad y capacidad de absorción de energía de la estructura. Este procedimiento también permite identificar las articulaciones plásticas, que se modelan mediante

curvas fuerza-deformación bilineales para representar el comportamiento no lineal de los elementos estructurales (Tavasoli Yousefabadi, 2024). Al analizar la curva de capacidad, se pueden determinar los niveles de desempeño estructural, como O (Operational), IO (Immediate Occupancy), LS (Life Safety) y CP (Collapse Prevention), los cuales están definidos en el FEMA 356 y ASCE 41-13.

Entre las principales ventajas del análisis Pushover se encuentran su eficiencia y la capacidad para identificar mecanismos de falla progresiva. Sin embargo, también tiene limitaciones importantes, como la incapacidad de capturar efectos dinámicos inerciales complejos, lo que puede influir en la precisión de los resultados si se emplea sin un análisis complementario (Zhuang et al., 2024). Asimismo, es fundamental realizar múltiples simulaciones con diferentes patrones de carga para garantizar resultados más robustos y representativos del comportamiento real de la estructura.

En la literatura reciente, varios estudios han demostrado la aplicabilidad y utilidad del análisis Pushover. Por ejemplo, Mahrous et al. (2024) implementaron el FEMA P695 para evaluar la fragilidad sísmica de estructuras de mampostería reforzada, mientras que Boskovic et al. (2024) compararon este método con el FEMA P154 para evaluar riesgos estructurales en edificios. Por otro lado, Tavasoli Yousefabadi (2024) utilizó el análisis Pushover para cuantificar coeficientes de diseño sísmico en marcos compuestos, destacando su capacidad para evaluar criterios normativos y mejorar la seguridad estructural.

2.11 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO ESPERADOS POR AMENAZA SÍSMICA

El instituto de la construcción 2019, desarrollo la elaboración de los objetivos de desempeño sísmico para edificaciones en América latina y el caribe, tomando como referencias normativas como la Structural Engineers Association of California (SEAOC, 1995) y ASCE 41-

13, donde establece un cuadro de relación entre las amenazas sísmicas, los objetivos de desempeño y el tipo de construcción involucrada. Este marco facilita la determinación del desempeño esperado, tanto en estructuras nuevas como existentes, simplificando el proceso de evaluación para los ingenieros. El cuadro clasifica las amenazas sísmicas en niveles de frecuencia:

- **Frecuente** (50%-30 años)
- **Ocasional** (50%-50 años)
- **Raro** (10%-50 años)
- **Muy Raro** (10%-100 años).

Estas amenazas se vinculan con distintos niveles de desempeño estructural:

1. Operacional (O): Se refiere a construcciones en servicio continuo con daños estructurales y no estructurales despreciables, manteniendo una respuesta elástica con mínimas deformaciones remanentes.
2. Ocupación Inmediata (IO): Representa daños ligeros, como fisuración o fluencia menor en elementos estructurales. El uso puede reanudarse tras el sismo.
3. Seguridad de Vida (LS): Daño moderado donde la estructura sigue siendo estable pero con reducción en rigidez y resistencia. Pueden quedar deformaciones permanentes, y la reparación podría resultar costosa.
4. Prevención de Colapso (CP): Corresponde a daño severo, pero la estructura evita el colapso total. Es posible la caída de elementos no estructurales y se presentan deformaciones significativas.

El gráfico presentado proporciona una representación visual clara de estos objetivos de desempeño, mostrando su relación con la amenaza sísmica y el tipo de construcción. Este tipo de

análisis es fundamental para categorizar edificaciones en función de su criticidad, como: Construcciones básicas, Construcciones esenciales o peligrosas, Construcciones críticas de seguridad.

CAPITULO 3

3 MARCO METODOLÓGICO

En este capítulo se detallará la metodología empleada para llevar a cabo la investigación, describiendo métodos y técnicas utilizadas para interpretar los resultados obtenidos en el análisis estructural de las diferentes estructuras.

El diseño metodológico asegura que los resultados obtenidos sean coherentes y estén respaldados por fuentes confiables y pertinentes en el contexto de la investigación. En este caso se presentarán los datos necesarios para realizar un análisis estático lineal según la NEC-SE-DS, 2015, y la normativa utilizada para procesar los resultados del análisis estático no lineal de tipo Pushover.

3.1 DISEÑO BASADO EN FUERZAS (DBF)- NEC 2015.

La Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC 15) menciona que los métodos estático lineal y pseudo-dinámico son obligatorios para todo tipo de estructuras.

El diseño basado en fuerzas es un método que considera la idea principal de un diseño estático lineal, pues se basa en un comportamiento de esfuerzo-deformación proporcional siguiendo la ley de Hooke. Para lograrlo, es necesario aplicar el siguiente procedimiento de cálculo.

- Determinación del espectro de diseño $S_a(T)$, de acuerdo con las características geotécnicas del sitio en donde se ubicará la estructura.
- Cálculo del periodo fundamental de vibración aproximado T_a (seg).
- Determinación de coeficientes sísmicos en base a los resultados anteriores
- Determinación de las distribuciones verticales y horizontales del cortante basal
- Verificación de los que los índices de derivas y modos de vibrar estén dentro de los permitidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC15).

3.1.1 DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO.

El espectro de diseño puede ser representado como un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, sismológicas y del tipo de suelo en donde se implantará la edificación. Este espectro de respuesta contendrá los picos máximos obtenidos de diferentes edificaciones cuya caracterización será su periodo, es decir para distintos periodos tendremos distintos picos que dependerán de las características antes mencionadas del suelo.

El espectro de respuesta es de tipo elástico con una fracción de amortiguamiento del 5%, utilizado con fines de diseño para presentar los efectos dinámicos del sismo del diseño. La normativa ecuatoriana de la construcción (NEC 15) nos proporciona datos que nos ayudan a modelar el sismo de diseño el cual nace de un estudio de peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura.

3.1.2 ZONIFICACIÓN SÍSMICA Y FACTOR DE ZONA “Z”

La Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC15), divide al Ecuador en 6 zonas sísmica, las cuales son caracterizadas por el valor de factor de zona Z , que representa la

aceleración máxima esperada para el sismo de diseño, que estará expresado en función de la gravedad.

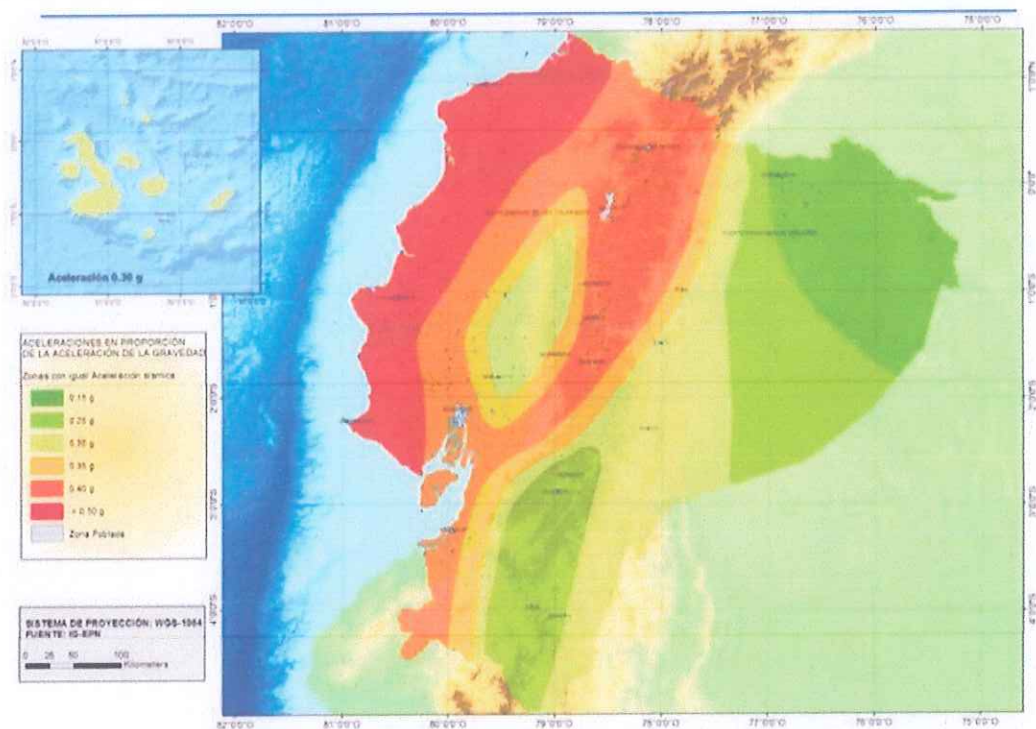


Figura 3-1. Zonificación sísmica en Ecuador. Fuente: PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE (NEC-SE-DS).

Los valores de factor de zona “Z” se muestran a continuación en la Tabla 3-1.

Tabla 3-1. Valores de factor Z. Fuente: PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE (NEC-SE-DS).

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

3.1.3 Selección del tipo de suelo.

La elección del tipo de suelo en donde se implantará la estructura es de suma importancia pues de ello dependerá la elección de ciertos coeficientes de amplificación y comportamiento que ayudaran a modelar nuestro espectro de diseño.

La normativa ecuatoriana de la construcción (NEC 15) clasifica los suelos en 6 tipos de perfiles que podemos encontrar en el Ecuador. Esta clasificación corresponde a los 30 m superiores del perfil, para los perfiles tipo A, B, C, D, y E. Sin embargo, en suelos con perfiles tipo, es necesario tomar más consideraciones que la velocidad de onda (V_s) como se lo hace en los demás perfiles.

Tabla 3-2. Clasificación de los perfiles de suelos. Fuente: NEC-SE-DS, 2015.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil 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 de cortante	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 de cortante.	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 de cortante	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$

		Su < 50 kPa
F	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.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α 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.	

3.1.4 Coeficientes del perfil de suelo Fa, Fd, Fs.

- **Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto**

Tabla 3-3. Tipo de perfil de suelo y Factores de sitio Fa. 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	0,3	0,35	0,4	≥0,5
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,4	1,3	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	0,85
F	Revisar <u>Tabla #2- NEC-SE-DS</u>					

- **Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca**

Tabla 3-4. Tipo de perfil 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	0,3	0,35	0,4	≥0,5
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,36	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	Revisar <u>Tabla #2- NEC-SE-DS</u>					

- **Fs: Comportamiento no lineal de los suelos**

Tabla 3-5. Tipo de perfil de suelo y Factores de sitio Fs. 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	0,3	0,35	0,4	≥0,5
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	1,4
E	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
F	Revisar <u>Tabla #2- NEC-SE-DS</u>					

3.1.5 Componentes horizontales de la Carga sísmica.

En el eje de abscisas de nuestro espectro de respuesta tendremos los valores de los periodos y en el eje de las ordenadas tendremos de las aceleraciones S_a , expresado como

fracción de la aceleración de la gravedad, las cuales son calculadas con los factores demostrados en los incisos anteriores:

- Factor de zona sísmica Z .
- Tipo de perfil de suelo.
- Valores de los coeficientes de amplificación del suelo.

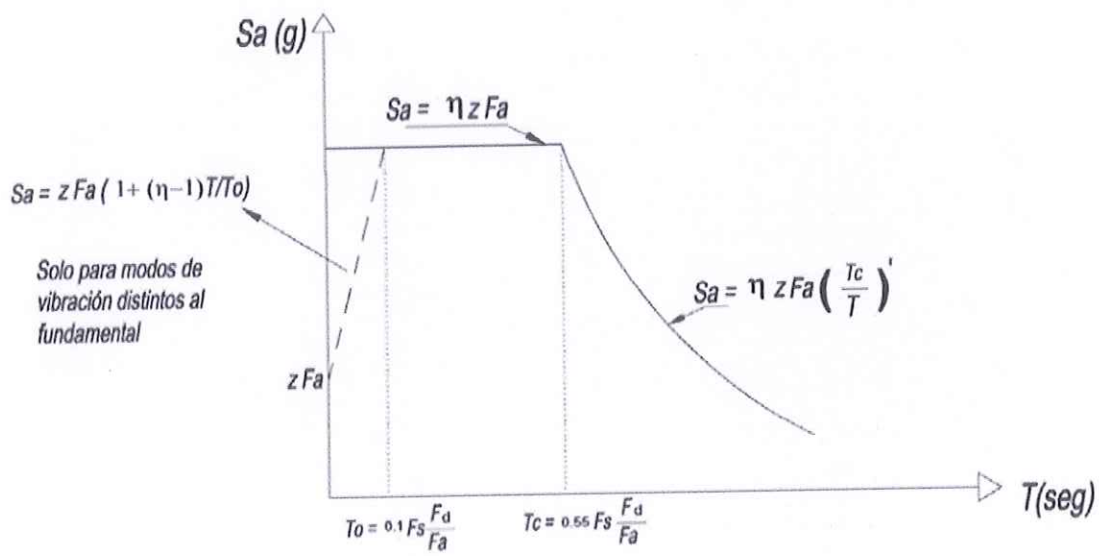


Figura 3-2. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 3-6. simbología de ecuaciones del espectro de diseño. Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Simbología	
η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_d	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

<i>F_s</i>	Coeficiente de amplificación de suelo. Considera 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
<i>S_a</i>	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad <i>g</i>). Depende del período o modo de vibración de la estructura
<i>T</i>	Período fundamental de vibración de la estructura
<i>T₀</i>	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
<i>T_c</i>	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
<i>Z</i>	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad <i>g</i>
<i>r</i>	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E $r = 1.5$ para tipo de suelo E.

3.1.6 Categoría de edificio y factor de importancia I.

El objetivo de este parámetro es incrementar la demanda sísmica con el fin de reforzar la edificación que se esté diseñando, esto va a depender de la ocupación que vaya a tener la misma. Con el propósito de que permanezca operativa o sufran danos leves durante y después de un sismo. También se busca de que los bienes y muebles que se encuentren dentro de la edificación se mantengan en condiciones adecuadas frente a los movimientos dinámicos que experimentara la estructura.

Tabla 3-7. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Fuente: NEC-SE-DS, 2015.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente 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

3.1.7 Irregularidad Estructural

A continuación, se presentan las irregularidades mencionadas en la NEC-SE-DS, 2015 y el coeficiente correspondiente a cada uno de estos:

Configuraciones estructurales no recomendadas:

Tabla 3-8. Configuraciones estructurales no recomendadas. Fuente: NEC-SE-DS, 2015.

Irregularidades en elevación	
<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>	


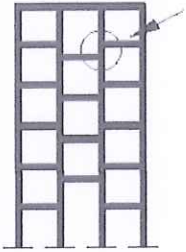
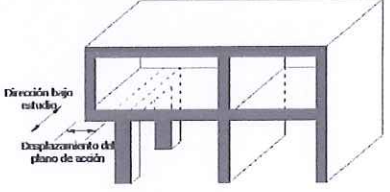
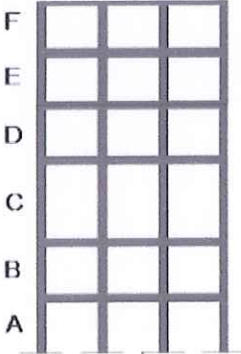
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	 <p>RESISTENCIA PISO B < 0.70 RESISTENCIA PISO C</p>
<p>Columna corta. Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>	
Irregularidades en planta	
<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. 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>Dirección bajo estudio Desplazamiento del plano de acción</p>

Tabla 3-9. Coeficientes de irregularidad en elevación. Fuente: NEC-SE-DS, 2015.

Irregularidades en elevación y coeficiente de configuración estructural	
<p>Tipo 1.- Piso flexible $\phi=0.9$ Rigidez $K_C < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.8 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$ La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	

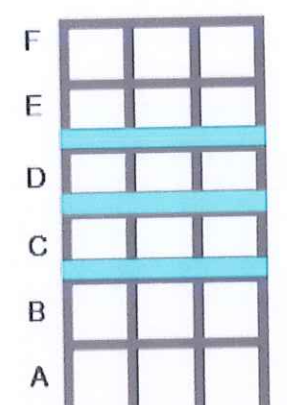
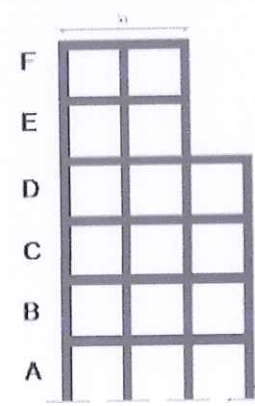
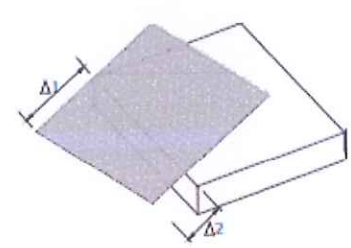
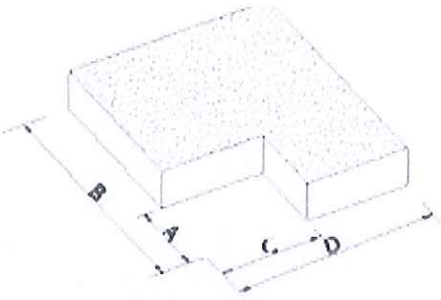
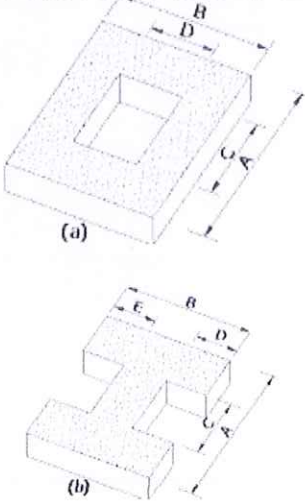
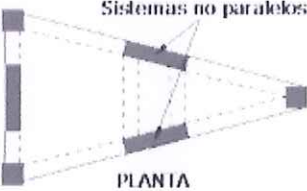
<p>Tipo 2.- Distribución de masa $\phi=0.9$ $m_D > 1.50m_E$ o $m_D > 1.50m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3.- Irregularidad geométrica $\phi=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	

Tabla 3-10. Coeficiente de irregularidad en planta. Fuente: NEC-SE-DS, 2015.

Irregularidad en planta	
<p>Tipo 1.- Irregularidad torsional $\phi=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva 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.</p>	

<p>Tipo 2.- Retrocesos excesivos en las esquinas $\varphi=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3.- Discontinuidades en el sistema de piso $\varphi=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $b) [CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4.- Ejes estructurales no paralelos $\varphi=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	

3.1.8 Factor de Reducción de resistencia sísmica R

El factor R se utiliza con el objetivo de reducir la demanda sísmica dependiendo de la estructura que se esté diseñando, lo cual es permitido siempre y cuando las conexiones se

diseñen de manera que desarrollen un mecanismo de falla dúctil, donde los danos se presenten en elementos detallados.

Se establecen valores de R para dos tipos de sistemas:

- Sistemas estructurales dúctiles
- Sistemas estructurales de ductilidad limitada

Tabla 3-11. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles. Fuente: NEC-SE-DS, 2015.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadores (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda	5

Tabla 3-12. Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	



Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

3.1.9 Cortante basal de diseño

El cortante basal es un método de análisis que aplica fuerzas laterales equivalentes a la estructura, de manera tal que cada piso es desplazado por un cortante que se van acumulando desde el último nivel hasta la base de la edificación.

A continuación, se presenta la fórmula para determinar el cortante basal según la NEC, 2015.

$$V = C * W$$

$$V = \frac{I * Sa}{\phi_P * \phi_E * R} * W$$

$$C = \frac{I * Sa}{\phi_P * \phi_E * R}$$

Donde:

Sa: Espectro de diseño en aceleración

ϕ_P y ϕ_E : Coeficientes de configuración en planta y elevación

I: Coeficiente de importancia; se determina en la sección

R: Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección

V: Cortante basal total de diseño

W: Carga sísmica reactiva; véase en la sección

3.1.10 Periodo de Vibración

El periodo de vibración de una estructura define que tan flexible o rígida es una edificación, es un factor importante para el análisis sísmico, pues permite el cálculo de las fuerzas sísmica a aplicar sobre la estructura.

Podemos calcularla de dos maneras:

3.1.10.1 Método 1

Se determina mediante la siguiente expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

T: Período de vibración

C_t: Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n^α: Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura.

Los valores de C_t y α se encuentran en la Tabla 3-13

Tabla 3-13. Coeficientes C_t y α.

Tipo de estructura	C _t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para otras estructuras basadas en muros y mampostería estructurales.	0.055	0.75

3.1.10.2 Método 2

La NEC-SE-DS, 2015 establece que el periodo de vibración puede ser calculado como 1.3 veces el periodo obtenido en el método 1.

De esta manera este método se convierte en el máximo permitido según la Normativa.

3.1.11 Coeficiente sísmico K

El coeficiente sísmico K, está en función del periodo fundamental de la estructura, los valores se señalan en la Tabla 3-14.

Tabla 3-14. Coeficiente sísmico K.

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

3.1.12 Comprobación de derivas.

Se debe calcular el desplazamiento máximo relativo para cada dirección de análisis, siguiendo la siguiente ecuación:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Donde:

Δ_M : Deriva máxima

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

reducidas

R: Factor de reducción de resistencia sísmica

3.1.12.1 Límites permisibles de derivas de piso

La máxima deriva en cada dirección de análisis, no superara los límites establecidos en la Tabla 3-15, donde el resultado de la deriva se expresa como un porcentaje de la altura de piso.

Tabla 3-15. Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso.

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

3.2 DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO.

Existen diferentes normativas para el procesamiento de datos de un análisis estático no lineal de tipo pushover, sin embargo, en la presente investigación se utilizará un modelo de rotulas plásticas, verificando puntos de desempeño a través del método del coeficiente propuesto por el FEMA 356 y ASCE/SEI 41-13.

3.2.1 Método de Coeficientes

El método de coeficientes es el método principal descrito en FEMA 356, que luego fue revisado y modificado por la normativa ASCE/SEI 41-13, manteniendo el mismo enfoque donde modifica la respuesta elástica lineal del sistema de 1GDL multiplicándola por una serie de coeficientes que ayudan a desarrollar una estimación del desplazamiento elástico e inelástico, que se denomina *Desplazamiento Objetivo*. (Sucasaca, Luque Solis, & , 2019)

Para poder definir el punto de desempeño ante cada demanda sísmica analizada se debe obtener la curva de fuerza- deformación idealizada (curva bilineal), para ello se necesita realizar un procedimiento grafico e iterativo que iguale de manera aproximada las áreas generadas por los dos segmentos de la representación bilineal, tanto por debajo como por arriba de la curva de capacidad (Sucasaca, Luque Solis, & , 2019).

De esta manera nos aseguramos de que la energía disipada por la estructura (área bajo de la curva de capacidad) sea igual a la energía disipada por la curva bilineal, lo que nos llevaría a representar un modelo elástico-perfectamente plástico como se muestra en la Figura 3-3. Este modelo es el más simplificado en relación con las curvas bilineales, pues desprecia la resistencia superior de la fluencia y el aumento de esfuerzo del material por endurecimiento por deformación.

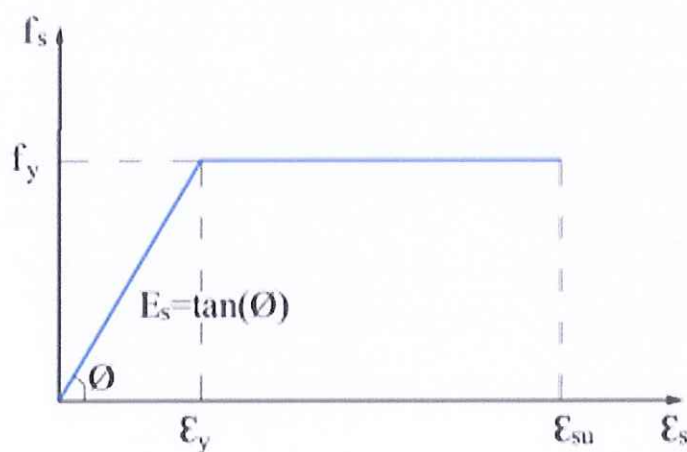


Figura 3-3. Modelo Elastoplástico. Fuente: (Ottazzi, 2011).

El procedimiento propuesto por el FEMA 356 para encontrar la curva bilineal en la gráfica de capacidad (pushover) es el siguiente:

- Definimos el valor D_u , que se muestra en la gráfica Figura 3-4 y el V_u que se refiere al máximo desplazamiento y cortante que la edificación puede soportar antes de entrar a la etapa de colapso.
- Calcular el área bajo la curva de la gráfica de capacidad de la estructura.
- Se debe estimar un cortante de fluencia, este valor se elige arbitrariamente y se ajusta mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva y la curva bilineal representada.

- Calcular la pendiente K_e de la curva representativa bilineal. Se obteniendo, uniendo una línea desde el punto O en el origen , hasta el punto sobre la curva de capacidad, este punto se calcula como 0.6 del cortante de fluencia V_y : Para ello se debe seguir los siguientes pasos:

- A partir de la curva de capacidad se determina un desplazamiento $D_{0.6}$ correspondiente a un cortante de $0.6V_y$.
- La K_e corresponde a la rigidez secante de la estructura y se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{D_{0.6}^i}$$

Donde el superíndice indica el paso i del proceso iterativo.

- Calcular el desplazamiento de fluencia D_y^i , definida como:

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i}$$

El punto A de la Figura 3-4 corresponde al punto de fluencia efectiva de la estructura, mismo que señala en que desplazamiento y ante que cortante la estructura empieza a incursionar en el rango plástico FEMA (440).

- Establecer la curva bilineal, mediante las rectas OA, y AB Figura 3-4
- Calcular el factor reductor α de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{V_u}{V_y} - 1}{\frac{D_u}{D_y} - 1}$$

- Determinar el área bajo la curva bilineal OAB, $A_{bilineal}$

- Calcular el error ε en la curva bilineal como:

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100$$

Si el error excede de una toleración preestablecida, se requiere de un proceso iterativo, esto es:

- Determinar un nuevo valor para la fuerza lateral en la fluencia de la curva bilineal.

$$V_y^{i+1} = V_y^i * \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}}$$

- Con este nuevo valor de cortante basal de fluencia volvemos a repetir los pasos de 4 al 8.

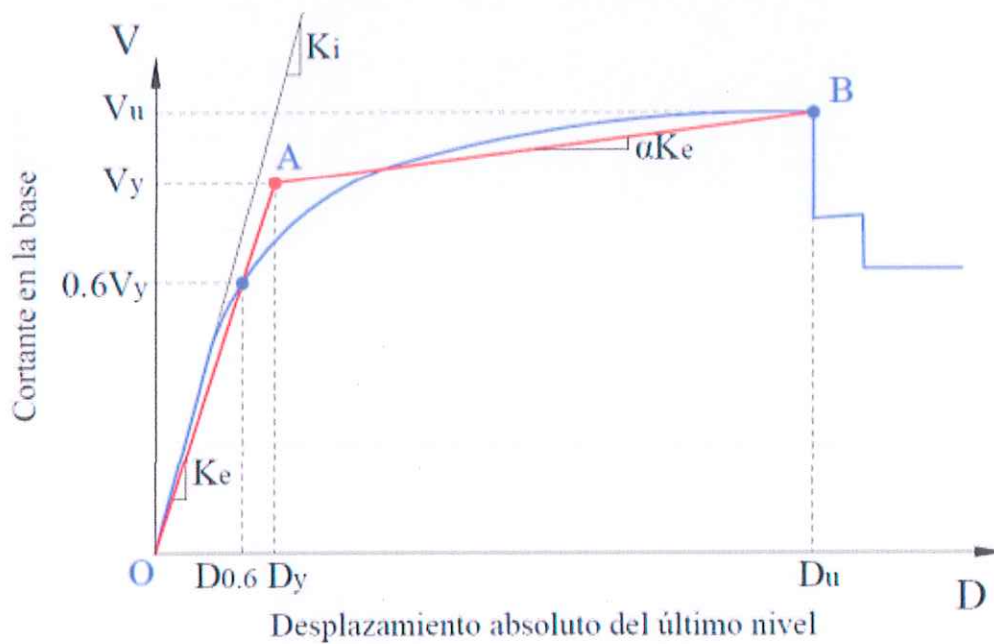


Figura 3-4. Representación bilineal de la curva de capacidad (Johanny fernandez, et. al. 2019).

Tabla 3-16. Parámetros de modelo y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales para vigas de hormigón armado. Fuente: ASCE 41-13.

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{P}{A_s f'_c}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_s d \sqrt{f'_c}}$						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c is in lb/in^2 (MPa) units.

Tabla 3-17. Parámetros de modelo y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales para columnas de hormigón armado. Fuente: ASCE 41-13.

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Condition i. ²								
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$							
≤0.1	≥0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤0.1	-0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥0.6	-0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. ²								
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$	$\frac{V}{b_s d \sqrt{f'_c}}$						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. ²								
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ²								
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f'_c is in lb/in^2 (MPa) units.

3.3 OBJETIVO DE DESEMPEÑO

La Institución de la construcción, 2019, realizó una investigación acerca de los objetivos de desempeño sísmico para edificaciones en América Latina y el Caribe, basándose en diferentes normativas como la ASCE/SEI 41-13, y SEAOC (1995). En esta se define una matriz de desempeño sísmico para estructuras como se muestra en la Tabla 3-18.

Se define al objetivo de desempeño como el comportamiento esperado de un edificio ante diferentes demandas sísmicas.

Los objetivos de desempeño se clasifican en desempeño básico, desempeño esencial y desempeño de seguridad crítica. Estos dos últimos corresponden a niveles de desempeño superiores, categoría que se usa en estructuras con un nivel de importancia alto, como sería el caso de hospitales, centro de bomberos, entre otros.

Tabla 3-18. Objetivo de Desempeño. Fuente: (Instituto de la Construcción, 2019).

		Niveles de daño			
		Despreciable	Leve	Moderado	Severo
Demanda sísmica	Frecuente (menor)	a	b	c	d
	Ocasional (moderado)	e	f	g	h
	Raro (severo)	i	j	k	l
	Muy raro (extremo)	m	n	o	p
Operacional (O)		Ocupación Inmediata (IO)	Seguridad de vida (LS)	Prevención de colapso (CP)	
Niveles de Desempeño					

Los puntos a, f, k, p corresponden a un nivel de desempeño sísmico básico (Instituto de la Construcción, 2019), mientras que las letras e, j, o, i, n, m corresponden a un nivel de desempeño sísmico superior. Las letras faltantes en la matriz corresponden a un desempeño sísmico no se aceptado para edificaciones nuevas.

En el caso de las demandas sísmicas se utilizará los niveles de sismos expuestos en la NEC-SE-DS, 2015, en donde se define el sismo con el intervalo de recurrencia y la probabilidad de excedencia como se observa en la Tabla 3-19.

Tabla 3-19. Niveles de amenaza sísmica. Fuente: NEC-SE-DS,2015.

Niveles de Movimiento Sísmico	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno T, (años)	Tasa anual de excedencia (frecuencia)
Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
Raro (severo)	10%	475	0.00211
Muy raro (extremo)	2%	2500	0.00040

CAPITULO 4

4 MODELO 2D DE LAS ESTRUCTURAS BÁSICAS

4.1 INTRODUCCIÓN

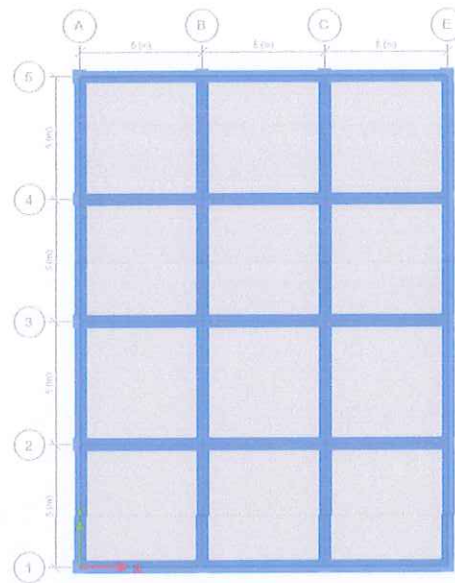
El presente capítulo trata sobre la modelación de las estructuras a analizar, pues es aquí donde se determinarán las secciones de los elementos estructurales de cada modelo. En primera instancia se evalúa una estructura modelo totalmente regular a la cual se le añadirán algunas irregularidades mencionadas en la NEC-SE-DS-2015. Serán analizados 4 modelos en total, con ello precisaremos diferentes comportamientos estructurales ante un mismo análisis, en donde se especificará como afecta cada irregularidad en el comportamiento estructural de la edificación. Para ello se determinarán las cargas gravitacionales y transversales de la estructura modelo, el refuerzo longitudinal y transversal de las respectivas secciones y su geometría en general.

4.2 ESTRUCTURA MODELO

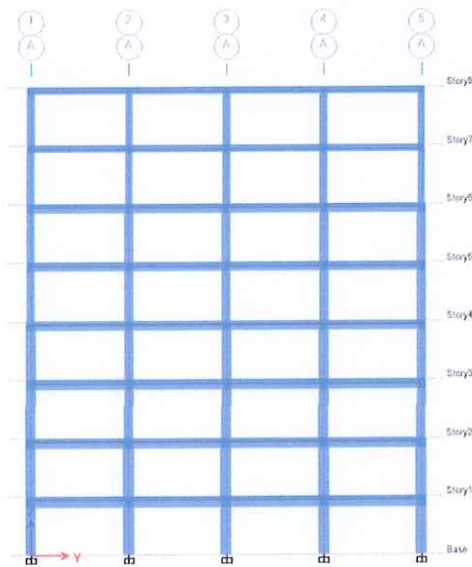
El presente arquetipo constará de 4 vanos en el eje Y, 3 en el eje X y 8 pisos con ejes verticales continuos y con una altura de entrepiso común de 3m, como se ilustra en la Figura 4-1. El modelo también será analizado como uso residencial, con un nivel de importancia igual a 1, implantado en la ciudad de Manta, con un suelo tipo D y una cubierta inaccesible.

A continuación, se presente la geometría típica de una estructura regular.

a)



b)



c)

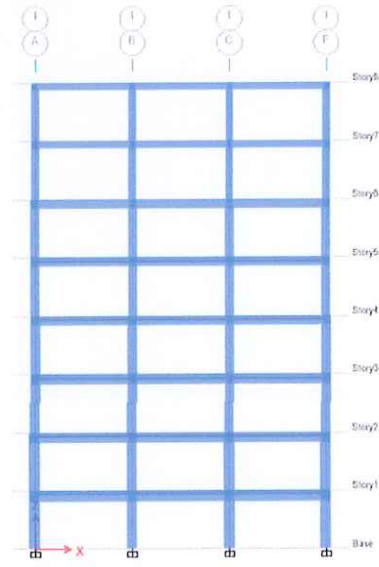


Figura 4-1. Geometría general de la estructura modelo. a) vista en planta, b) Pórticos en dirección Y, c) pórticos en dirección X.

Elaboración: Israel Bazurto

Antes de realizar el análisis estructural en el software comercial ETABS 22.3.0, se determinaron las secciones de los elementos como se ilustra en la Tabla 4-1. Del programa se puede visualizar las cargas por peso propio de los elementos estructurales como se observa en la Tabla 4-2.

Tabla 4-1. Secciones de Vigas y Columnas. Estructura Modelo

Nivel (m)	Secciones (cm)	
	Columnas	Vigas
3,00	55x55	45x55
6,00	55x55	40x50
9,00	50x50	40x45
12,00	50x50	40x45
15,00	45x45	35x40
18,00	45x45	35x40
21,00	40x40	30x35
24,00	40x40	30x35

Elaboración: Israel Bazurto.

Tabla 4-2. Cargas Gravitacionales

Soy	Object Type	Material	Weight-tonf	Floor Area m ²
Story8	Column	CONC	23,06659	300
Story8	Beam	CONC	35,97667	300
Story8	Floor	CONC	130,18206	300
Story7	Column	CONC	23,06659	300
Story7	Beam	CONC	35,97667	300
Story7	Floor	CONC	130,18206	300
Story6	Column	CONC	29,19365	300
Story6	Beam	CONC	53,37843	300
Story6	Floor	CONC	130,18206	300
Story5	Column	CONC	29,19365	300
Story5	Beam	CONC	53,37843	300
Story5	Floor	CONC	130,18206	300
Story4	Column	CONC	36,04154	300
Story4	Beam	CONC	67,03727	300
Story4	Floor	CONC	130,18206	300
Story3	Column	CONC	36,04154	300
Story3	Beam	CONC	67,03727	300
Story3	Floor	CONC	130,18206	300
Story2	Column	CONC	43,61027	300
Story2	Beam	CONC	82,03686	300
Story2	Floor	CONC	130,18206	300
Story1	Column	CONC	43,61027	300
Story1	Beam	CONC	82,03686	300

Story1	Floor	CONC	130,18206	300
Sum	Column	CONC	263,82411	2400
Sum	Beam	CONC	476,85847	2400
Sum	Floor	CONC	1041,45648	2400
PESO EN TONELADAS POR PISO				
	$\sum Wt(columnas)$	$\sum Wt(vigas)$	$\sum Wt(losa)$	$\sum Wt(sobrecarga)$
Nivel +3,00	43,61027	82,03686	130,18206	120
Nivel +6,00	43,61027	82,03686	130,18206	120
Nivel +9,00	36,04154	67,03727	130,18206	120
Nivel +12,00	36,04154	67,03727	130,18206	120
Nivel +15,00	29,19365	53,37843	130,18206	120
Nivel +18,00	29,19365	53,37843	130,18206	120
Nivel +21,00	23,06659	35,97667	130,18206	120
Nivel +24,00	23,06659	35,97667	130,18206	60

Elaboración: Israel Bazurto.

El sistema estructural es una edificación basada en pórticos de 4 y 3 vanos de 5 metros cada uno, dando un área total por planta de 300m²; se realizó la revisión del cálculo de los momentos nominales que ocurren en las caras del nodo, revisando que la capacidad de la columna que llega al nudo sea mayor que 1.20 veces la capacidad de la viga, según lo estipula la (Guía de Hormigón Armado, 2016), asegurándonos de cumplir el criterio de columna fuerte-viga débil.

A fin de obtener resultados más coherentes y cercanos a la realidad se agrietaron previamente las secciones de las vigas y las columnas, de manera que su I_e (inercia efectiva) sea del 60% y 80% respectivamente, como lo especifica la NEC-SE-DS.

Las secciones presentadas en la Tabla 4-1 nacen a partir de un predimensionamiento de secciones que dependerán de las cargas y solicitaciones que tenga la estructura, para ello el predimensionamiento de aquellas secciones, obedecen a la teoría mencionada en el ACI 318-19, donde se menciona la altura mínima para vigas con distintas condiciones de apoyo como se muestra en la Tabla 4-3.

Tabla 4-3. Altura mínima de vigas no pree forzada. Fuente: ACI 318-19

Condiciones de apoyo	Altura mínima, $h^{[1]}$
Simplemente apoyada	L/16
Con un extremo continuos	L/18.5
Ambos extremos continuos	L/21
En voladizo	L/8

Para la presente evaluación se tomó como condición de apoyo un extremo continuo. La luz más larga en nuestro modelo es de 5 metros, calculando obtenemos:

$$h_{min} = \frac{5}{18.5} = 0.27m \approx 0.30m$$

Según las condiciones del ACI 318-19 obtenemos un peralte mínimo de viga de 30cm, sin embargo, por parámetros a cumplir de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción que fueron mencionados en el capítulo 2, el peralte de las vigas será aumentado a 55cm en los pisos inferiores y se irá reduciendo de manera gradual a medida que el modelo gana altura.

El pre-dimensionamiento de la losa obedece, entre otros factores, el parámetro α , que indica el espesor mínimo de una losa maciza y también si la losa funciona apoyada en vigas. Según las recomendaciones del ACI 318-19, si este valor es mayor que 0.2, se considera que la losa estará efectivamente apoyada en vigas, lo que implica una distribución adecuada de los esfuerzos. En esta investigación, se llevó a cabo este cálculo siguiendo el procedimiento establecido en el ACI 318-19.

Tabla 4-4. Espesor mínimo de las losas de dos direcciones entre los apoyos en todos los lados. Adaptado de ACI318-

$\alpha_{fm}^{[1]}$	Espesor mínimo, h, mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1		(a)
$2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ln(0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) ^{[1],[2]}
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ln(0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta}$	(d)
		90	(e)

El cálculo de β corresponde a la relación de la luz libre en la dirección larga con la luz libre de la dirección corta de la losa, este cálculo también nos orienta a deducir si nuestra losa trabajara en dos o en una dirección, según lo estipula el ACI 318-19.

El valor de α_{fm} corresponde al promedio de los α_f que serán calculadas para todas las vigas en el borde del panel.

$$\bar{Y}_{sb} = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A}$$

$$I_y = \sum_{i=1}^n (I_{iy} + A_i Y_i^2)$$

$$I_s = \frac{b * h^3}{12}$$

$$\alpha_f = \frac{I_s b}{I_y}$$

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_{f1} + \alpha_{f2} + \alpha_{f3} + \alpha_{f4}}{4}$$

Donde:

\bar{Y}_{sb} = Posición del centro de gravedad vertical de la viga "T"

I_y = Relación entre la sumatoria de las inercias

Y_i = Posición del centro de gravedad vertical, respecto del eje de referencia de la figura i.

$Area_i$ = Área de las secciones i

I_s = Inercia gruesa de la figura 2 (parte inferior de la viga)

α_{fm} = Parámetro que determina el espesor mínimo de una losa en dos direcciones

maciza.

De acuerdo con las ecuaciones antes mencionadas se determinó el factor α para el panel más crítico del modelo y así obtener el peralte mínimo para nuestra losa maciza.

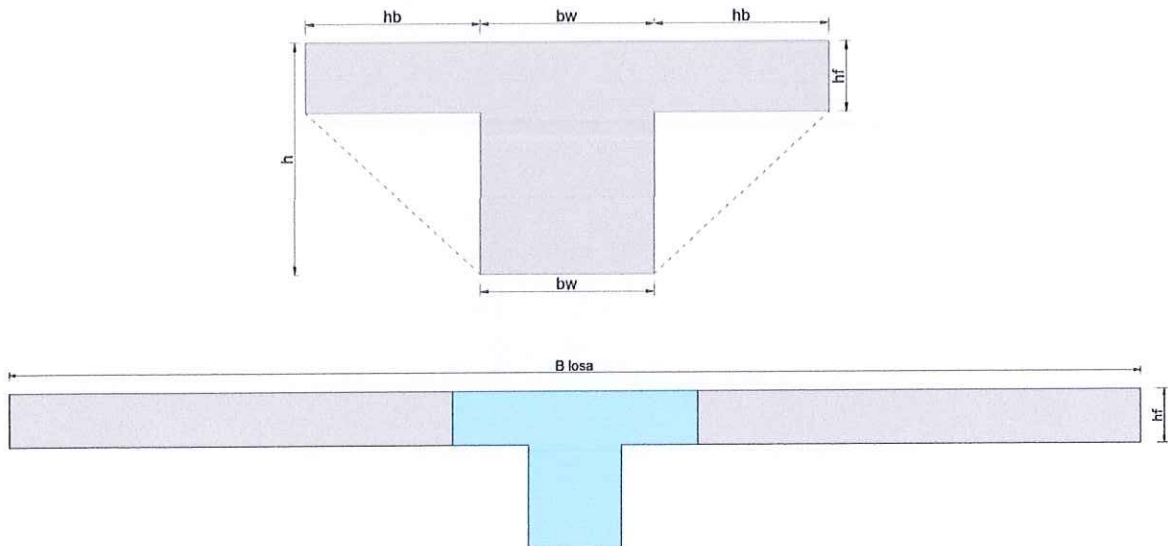


Figura 4-2. Sección de análisis (borde interior).

Elaboración: Israel Bazurto.

PANEL INTERIOR

	b(cm)	h(cm)		dimensión (cm)
Viga exterior 1	25	40	hf asumida=	12
viga interior 1	25	40	bw=	25
Viga exterior 2	25	40	hb=	28
Viga interior 2	25	40	b losa =	450 cm

Figura	Área	Yi	AI Yi	Yi-y _{sb}	A*(yi-y _{sb}) ²	Ioy
1	972	34	33048	8,373205742	68147,47831	11664
2	700	14	9800	-11,62679426	94627,64131	45733,3
\bar{Y}_{sb}	25,62679426					
I _{sb} =	220172,453					
I _s =	64800					
α_{f1} =	3,40					
α_{fm}	3,40					

Elaboración: Israel Bazurto.

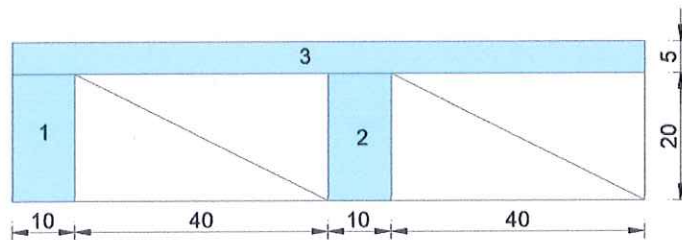
Para un α_{fm} mayor a 2 utilizamos la ecuación:

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$$

$$h = \frac{4700\left(0.8 + \frac{420}{1400}\right)}{36 + 9(5/4)}$$

Reemplazando obtenemos un peralte mínimo de losa maciza igual a 11 cm. Sin embargo, optaremos por un peralte de 18.06 cm que es equivalente a una losa alivianada de 25cm, el método de equivalencia se presenta a continuación:

Esquema de losas.



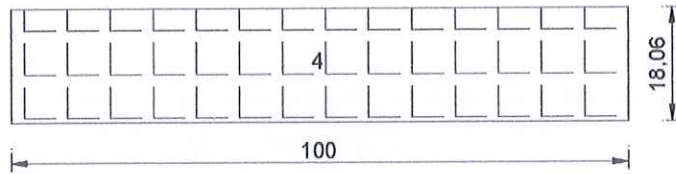


Figura 4-3. Esquema de losas.

Elaboración: Israel Bazurto.

Tabla 4-5. Equivalencia de Inercias en Losas

Figura	Área	Xi	Yi	Ai Xi	Ai Yi	Xc-Xi	Yac-Yi	Ai Yi ²	Iox
1	200	5	10	1000	2000	36,1	6,9	9645,1	6666,7
2	200	55	10	11000	2000	-13,9	6,9	9645,1	6666,7
3	500	50	22,5	25000	11250	-8,9	-5,6	15432,1	1041,7

$\bar{X} =$	41,11111
$\bar{Y} =$	16,94444

Ix =	49097,2
------	---------

Figura	Area	Xi	Yi	Ai Xi	Ai Yi	Xc-Xi	Yc-Yi	Ai Yi ²	Iox
4	1806	50	9,03	90305,9	16309,25	0	0	0	49097,2

$\bar{X} =$	50
$\bar{Y} =$	9,03

Ix =	49097,2
------	---------

Elaboración: Israel Bazurto.

Como se observa las inercias en ambas losas son iguales lo que nos certifica que la altura equivalente es correcta. Además, podemos confirmarlo con la ecuación que nos determina la inercia en sentido X de un elemento rectangular:

$$I_x = \frac{b * h^3}{12}$$

Despejando la altura y reemplazando la inercia de una losa aligerada de 25 cm podemos calcular la altura equivalente de dicho elemento.

$$h = \sqrt[3]{\frac{I_x * 12}{b}}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{Ix * 12}{b}} = 18.06$$

Para el caso del prediseño de las columnas se utilizó como referencia la ecuación proveniente del ACI 318-19 en las secciones 22.4.2.1 y 22.4.2.2, la cual define el área gruesa de una columna en función de la carga axial que estará sometida la misma.

$$A_g = \frac{P_u}{0.445f'_c + 0.005fy}$$

Donde:

A_g = Area gruesa de la sección.

P_u = Carga axial del área tributaria

f'_c = Resistencia a la compresion del concreto

fy = Esfuerzo a la fluencia del acero.

Los coeficientes 0.445 y 0.005 aplicados a f'_c y fy respectivamente, están vinculadas al comportamiento de una columna sometida a compresion, lo que implica que estos valores son una reducción del esfuerzo máximo del concreto y del acero, con el objetivo de asegurar un diseño seguro.

Se tomo una sobrecarga teórica de 200 kg/m² para el caso de los acabados de cubierta, 400 kg/m² para los acabados de interiores y 1.9 del peso de la losa para la carga contribuyente de las columnas y vigas.

Obteniendo así la siguiente tabla:

Acero	4200 kgf/cm ²
Hormigón	210 kgf/cm ²
Recubrimiento	4 cm

Solicitaciones	Valor [kgf/m²]
-----------------------	----------------------------------

Losa Aligerada H=25 cm	375 kg/m ²
Acabados de cubierta	200 kg/m ²
Acabados en interiores	400 kg/m ²
Viva interior	200 kg/m ²
Viva cubierta no accesible	70 kg/m ²
Vigas y columnas	712,5 kg/m ²

Tabla 4-6. Resultados del predimensionamiento de columnas.

Piso	Área tributaria (m ²)	Carga distribuida (kgf/m ²)	Carga axial por nivel (kgf)	Pu (kgf)	Ag (cm ²)	b1 (cm)	b2 (cm)	Ag,dis (cm ²)
1	22,50	2105,00	47362,50	368820,00	3222,54	60	60	3600
2	22,50	2105,00	47362,50	321457,50	2808,72	55	55	3600
3	22,50	2105,00	47362,50	274095,00	2394,89	50	50	2500
4	22,50	2105,00	47362,50	226732,50	1981,06	45	45	2500
5	22,50	2105,00	47362,50	179370,00	1567,23	40	40	1600
6	22,50	2105,00	47362,50	132007,50	1153,41	35	35	1600
7	22,50	2105,00	47362,50	84645,00	739,58	30	30	900
8	22,50	1657,00	37282,50	37282,50	325,75	20	20	900

Elaboración: Israel Bazurto.

El prediseño de elementos estructurales de una edificación antes de su respectivo modelado es de gran utilidad pues nos ayuda a tomar decisiones sobre las secciones óptimas para nuestro diseño. En el caso de las columnas optamos por secciones que van desde los 60 x 60 cm hasta los 35 x 35 cm, esto con el fin de ser eficientes en el diseño sin malgastar recursos, asemejando a un diseño real.

En los próximos capítulos se mostrará cómo se comporta esta edificación ante la demanda sísmica, la cual se encuentra relacionada con el sitio de implantación, mostrándonos así resultados de derivas, periodos y modos de vibrar.

A su vez se detallarán resultados de un análisis estático no lineal de tipo pushover, con el fin de verificar el comportamiento de la edificación en el rango inelástico, comprobando

deformaciones máximas ante fuerzas laterales, puntos de desempeño y diferentes mecanismos de falla valoradas en este tipo de análisis.

4.3 MODELOS ANALIZADOS

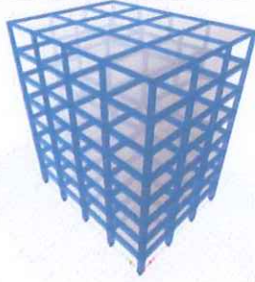
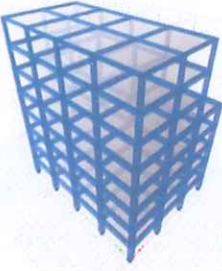
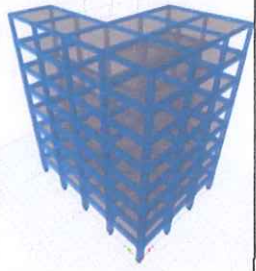

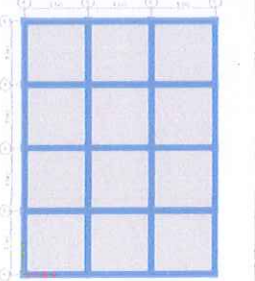
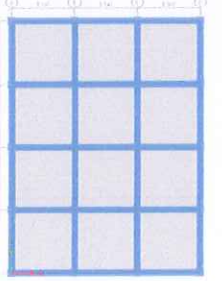
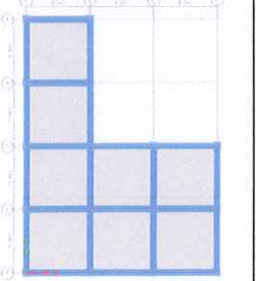
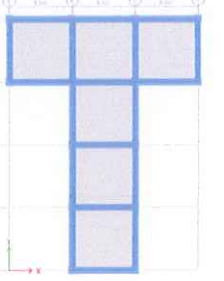
La estructura modelo mostrada anteriormente será llamada a lo largo de la investigación como “Modelo Regular”, ya que como se mencionó su centro de masas coincide con el de rigidez, estando ambos localizados en el centro de la planta, lo que nos dice también que es regular en ambos sentidos (X, Y).

En seguida, en el modelo de referencia serán introducidos diferentes tipos de irregularidades en planta y en elevación, definidas en la norma sismo resistente (NEC-SE-DS) como “retrocesos excesivos en las esquinas”, “Discontinuidad en el sistema de piso” e “Irregularidad geométrica”. Estas irregularidades fueron mencionadas en el capítulo 2, con una descripción breve del porque son consideradas como irregularidades en la (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015).

Así mismo, la normativa nos proporciona un coeficiente de configuración estructural que se traduce como una penalización al diseño con el fin de tomar en consideración la discontinuidad que ocasiona una irregularidad.

A continuación, en la Tabla 4-7 se presentan los modelos utilizados para la siguiente investigación.

Tabla 4-7. Modelos analizados considerando irregularidad geométrica, retrocesos en las esquinas y discontinuidad en el sistema de piso, vista tridimensional y en planta.

	Modelo Regular	Modelo 1 (Irregularidad Geométrica)	Modelo 2 (Retrocesos excesivos en las esquinas)	Modelo 3 (Discontinuidad en el sistema de piso)
Vista Tridimensional				
Vista en planta				

CAPITULO 5

5 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

5.1 PRIMERA ETAPA.

La Normativa Ecuatoriana de la Construcción nos indica que el análisis estático lineal es necesario para todo tipo de estructura, sin embargo, cuando contamos con irregularidades en nuestro modelo es necesario someterlo a un análisis pseudo-dinámico en donde tendremos en consideración una acción dinámica en el análisis.

Para el respectivo estudio utilizaremos el software estructural comercial ETABS 22.3.0, siguiendo los siguientes pasos:

- Empezaremos definiendo los materiales a utilizar en nuestro modelo, en nuestro caso todos los elementos son de hormigón armado, por consiguiente, utilizaremos una resistencia a la compresión del hormigón $f'c$ igual a 210 kg/cm^2 , y un acero de refuerzo de 4200 kg/cm^2 . (Ver anexo 1).
- Definidos los materiales, empezamos a crear secciones de los elementos estructurales que serán parte de nuestra edificación, mismos que fueron mencionados en el capítulo 3 de la presente investigación (Ver anexo 1). En esta misma sección debemos agrietar las

inercias en vigas y columnas como lo menciona la Normativa Ecuatoriana de la Construcción.

Es preciso recordar que el programa de análisis estructural ETABS puede diseñar y chequear el acero de refuerzo, para la presente investigación le pediremos al programa que nos diseñe el acero longitudinal de los elementos horizontales (Vigas).

En el caso de las columnas se manejará con la cuantía que recomienda la NEC-SE-DS, 2015, en donde se menciona que para el refuerzo longitudinal en estos elementos puede emplearse del 1% al 3% del área gruesa de la sección.

- Para el modelado de las losas, se realizará como una losa maciza equivalente de tipo Shell thin. (Ver Anexo 1).

Establecidos los materiales y las secciones de los elementos, solo nos queda armar la edificación de manera tal que respetemos las luces entre vanos y alturas de entrepiso, en nuestro caso se usaran las medidas detalladas en la sección 3.2.

- A continuación especificaremos nuestros patrones de carga, es importante definir estos patrones ya que siempre que nosotros queramos introducir cargas, sean estas distribuidas o puntuales, debemos especificar a que grupo de carga pertenecen las mismas. Se definirá seis patrones de carga; peso propio, carga viva interior, acabados, carga viva en cubierta, sismo en X, y sismo en Y. (Ver anexo 2). Debemos recordar que la única carga intrínseca en nuestro modelo será el peso propio de los elementos estructurales por ello debe tener como valor de multiplicador igual a 1. Y en los patrones de carga del sismo, debemos introducir los coeficientes sísmicos “C” y “K” que se calcula a partir de la ecuación mostrada en el capítulo 2 para el cortante basal. (Ver anexo 2).

- Ahora bien, colocaremos las cargas por losas a la estructura, cabe destacar que el uso de la edificación se dará como residencia por lo tanto se usará las cargas estipuladas en la NEC-SE-CG.
- Debemos recordar que según la Guía de Hormigón Armado NEC-15, se recomienda reducir las rigideces de las conexiones entre viga y columnas al 50%. (Ver Anexo 2).
- Antes de correr el programa debemos recordar que los elementos horizontales de nuestra edificación se comportaran axialmente regidos, por lo tanto, debemos asignar diafragmas que nos permita modelar este comportamiento, se debe asignar un diafragma distinto por losa, ya que cada losa tendrá un propio desplazamiento experimentado a partir de un cortante. (Ver Anexo 2).

En este punto podemos empezar a correr el programa y verificar derivas elásticas en el modelo.

En esta etapa hemos cumplido con el análisis estático equivalente que pide la norma (NEC-SE-DS), se realice obligatoriamente para todo tipo de estructuras. A partir de aquí podemos comenzar con un análisis Pseudo dinámico o Modal Espectral.

- Lo primero será definir el espectro de diseño para nuestra edificación, como se mencionó en el capítulo 2, el espectro de diseño contiene los picos máximos de aceleraciones para distintos tipos de edificaciones cuya caracterización es su periodo. (Ver Anexo 3).
- Este espectro dependerá de diferentes factores como lo estipula la Normativa Ecuatoriana de la Construcción, algunos de estos parámetros son; condición geológica, condición sismológica y tipo de suelo en donde se implantará la edificación, revisar capítulo 2.

Cabe mencionar que el análisis está dado como si la estructura fuera a implantarse en la ciudad de Manta, en suelo de tipo D, con un factor de importancia igual a 1, ya que la edificación se evaluara como de uso residencial.

- Introducimos el espectro al ETABS, y creamos dos casos de cargas de tipo “Response spectrum”, estos nos ayudaran a conocer los desplazamientos máximos de la estructura ante las máximas aceleraciones del sismo de diseño. (Ver Anexo 3).

Con estos parámetros lo siguiente a realizar será correr los casos de carga modal, y modal espectral, en ellos podremos verificar modos de vibración, periodos y derivas inelásticas por efectos del sismo, que como se menciona en el capítulo 2, estos deberán cumplir ciertas limitaciones.

Verificados los periodos, derivas y modos de vibrar podemos dar por terminado nuestro análisis modal-espectral y empezar con el diseño del acero en nuestros elementos de hormigón armado, considerando y siempre precavidos de los esfuerzos actuantes por flexión, torsión y corte en el caso de las vigas y por momento y carga axial en el caso de las columnas, pues lo que se espera de la estructura es que su comportamiento sea dúctil, asegurando el desalojo total de los habitantes antes del colapso.

La colocación de refuerzo a tracción en los elementos estructurales obedece la teoría de la normativa ACI 318-19, cumpliendo con A_{Smin} , A_{Smax} , y cuantías en el caso de las vigas y en el caso de las columnas el área de acero no menor al 1% del área gruesa de la sección, esto con el fin de lograr una buena conexión en el nudo, obtenido como resultado una viga más débil que la columna. Esta premisa se corroborará con los momentos máximos en el nudo, donde los momentos máximos probables en la columna deben ser un 20% mayor al de las vigas. (Guía de hormigón armado, 2006).

5.2 SEGUNDA ETAPA

En esta segunda etapa se detallará paso a paso el procedimiento realizado en el Software comercial ETABS para lograr un análisis con carga monolítica que lleve a la edificación a incursionar en el rango no lineal, con el fin de identificar los elementos que llegan primero a la plasticidad, verificando la ductilidad de todos los modelos y el surgimiento de rotulas plásticas.

Aumentaremos la carga lateral en cada paso del análisis, hasta que la estructura alcance el desplazamiento objetivo o colapse, para llevar a cabo el análisis seguiremos los pasos indicados a continuación:

- El primer paso será crear un caso de carga no lineal, que permita indicarle al programa que, al producirse la acción del sismo, la estructura estará cargada por el propio peso de los elementos, es decir no comenzara desde una condición inicial sin carga, sino que las fuerzas cortantes se realizaran tomando en cuenta el propio peso de la estructura, lo que hará que el análisis sea más representativo a la realidad. (Ver Anexo 4).
- Luego asignaremos rotulas plásticas en nuestros elementos estructurales (Ver Anexo 4). El software comercial ETABS tiene intrínsecamente incluida normativas para realizar un análisis no lineal, en esta investigación usaremos la guía del ASCE 41-13 para llevar a cabo este análisis, los parámetros utilizados para asignar las rotulas se detalla en la Tabla 3-16 y Tabla 3-17.
- Ahora bien, debemos asignar las fuerzas laterales a los puntos de análisis, en este caso se calculará las cortante basales a partir del propio peso de la edificación, recordando que la fórmula para el cálculo del cortante es igual a $V=C*W$, donde W sería la carga reactiva sísmica o peso propio y C, el coeficiente sísmico.

- Una vez calculados los cortante por piso, definiremos un nuevo patrón de carga de tipo sísmico, que permita ingresar las cargas laterales al usuario, de esta manera asignaremos las cargas en los diafragmas antes definidos. (Ver Anexo 4).
- Seguidamente, crearemos un nuevo caso de carga para el análisis del pushover en sí, donde definiremos que es un caso no lineal y que tendrá como condición inicial el propio de la edificación, en este apartado podremos definir el desplazamiento objetivo que esperamos que tenga nuestra edificación, se recomienda utilizar el 2% de la altura total de la estructura.
- Antes de correr el programa es necesario introducir un nuevo espectro de respuesta, este espectro viene siendo el del sismo de diseño, pero sin la reducción que se le asigna en el análisis lineal (factor de reducción se R). Esto se realiza con el fin de encontrar el punto de desempeño en la curva de capacidad de los modelos analizados, estas graficas se presentarán en el apartado de resultados.

CAPITULO 6

6 EVALUACIÓN Y RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

6.1 INTRODUCCIÓN

Como bien se ha mencionado, la normativa ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-DS) tiene diferentes tipos de análisis para distintas edificaciones, el estudio más básico y que toda edificación debe cumplir es el denominado análisis estático equivalente, el cual nos muestra resultados de desplazamientos a partir de someter la estructura a fuerza lateral conocida en la NEC-SE-DS como cortante basal, el cual nace a partir una fuerza reactiva sísmica que multiplica a un coeficiente sísmico que dependerá de algunos factores que se mencionan en el capítulo 2, y que serán mostrados mas adelante para el respectivo análisis.

A partir de allí según la NEC-SE-DS el siguiente análisis a realizar es el pseudo-dinamico el cual como se detalló en el capítulo 2 es una aproximación simplificada al análisis dinámico completo (que simula el comportamiento del edificio bajo una aceleración sísmica que varía a lo largo del tiempo), el análisis pseudo-dinamico utiliza combinaciones de un análisis estático pero con un enfoque dinámico simplificado, así logramos evaluar el comportamiento sísmico de un edificio ahorrando tiempo computacional.

Se presentarán los resultados obtenidos para cada modelo estructural, mismos que serán sometidos a tres análisis distintos: estático equivalente, pseudo-dinámico y pushover. A través de estos enfoques, se evaluará el comportamiento de cada modelo ante distintos tipos de carga, permitiendo identificar puntos claves sobre su desempeño y las diferencias significativas entre los modelos regulares e irregulares.

6.2 ANÁLISIS ESTÁTICO EQUIVALENTE

Tal como se indicó previamente es un método tradicional para el análisis de estructuras, ya que al ser un procedimiento simplificado nos proporciona una idea rápida de cómo se comportará la edificación evaluada. Además, la metodología de este estudio se basa en simplificar las fuerzas sísmicas que se generarían en un terremoto, a cargas estáticas equivalentes.

A continuación se muestra los coeficientes sísmicos utilizados para cada modelo, así como los resultados de las derivas estáticas en cada una de las direcciones estudiadas.

6.2.1 Definición de Coeficientes sísmicos

A continuación se muestra la Tabla 6-1 que describe los coeficientes sísmicos utilizados en cada modelo.

Tabla 6-1. Coeficientes sísmicos de los modelos estructurales.

	C	K
Modelo Regular	0.100	1.23
Modelo 1	0.111	1.23
Modelo 2	0.111	1.23
Modelo 3	0.111	1.23

Se aprecia que los modelos en donde existe la presencia de irregularidades el coeficiente sísmico “C”, es más grande que en el modelo regular, esto se debe a que el coeficiente esta influenciado directamente con los valores de Φ_P , y Φ_E , descrito en el capítulo 2.

El coeficiente K, está relacionado directamente con el periodo de vibración de la estructura (T), teniendo en cuenta que el periodo esta influenciado directamente por la altura el coeficiente será el mismo para todos los modelos. (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015).

6.2.2 Verificación de Derivas estáticas.

La deriva se define como el desplazamiento relativo entre dos puntos de una estructura bajo la acción de una carga externa, para nuestro caso sería el sismo. Su fórmula se detalla en el capítulo 2, así como las consideraciones a tener para su respectivo calculo.

Tabla 6-2. Verificación de derivas estáticas de los modelos estructurales.

Modelo Regular					
$\delta(x)$	0.003369	$\Delta M(x)$	0.0201	2.01%	CUMPLE*
$\delta(Y)$	0.003177	$\Delta M(Y)$	0.0190	1.90%	CUMPLE

Modelo 1					
$\delta(x)$	0.003817	$\Delta M(x)$	0.0229	2.29%	NO CUMPLE
$\delta(Y)$	0.003452	$\Delta M(Y)$	0.0207	2.07%	NO CUMPLE

Modelo 2					
$\delta(x)$	0.00374	$\Delta M(x)$	0.002244	2.22%	NO CUMPLE
$\delta(Y)$	0.003449	$\Delta M(Y)$	0.0206	2.06%	NO CUMPLE

Modelo 3					
$\delta(x)$	0.003805	$\Delta M(x)$	0.0228	2.28%	NO CUMPLE
$\delta(Y)$	0.003094	$\Delta M(Y)$	0.0185	1.85%	CUMPLE

Se verifica que, en la mayoría de las estructuras con irregularidades, las derivas no cumplen con el límite permitido establecido en la Norma Ecuatoria de la Construcción.

No obstante, en el modelo 3, que presenta una irregularidad en planta de tipo *Discontinuidad en el sistema de piso*, se evidencia que en la dirección Y, cumple perfectamente con el límite de deriva, mientras que en la dirección X, el valor excede el límite del 2%. Este primer escenario nos da una idea preliminar de las direcciones débiles de los modelos.

6.3 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

En este apartado se darán a conocer los resultados de los modelos evaluados ante la demanda sísmica del espectro de diseño, que como se menciona en el capítulo 2, dependerá de algunos factores de sitio en donde se implantará la edificación.

Además de esto se hablará sobre un punto clave en el diseño de estructuras sismorresistentes, como son los modos de vibración.

Los modos de vibrar de una estructura son el comportamiento global de la edificación, en ella podemos validar la dirección más débil de los modelos, si contaremos con torsión o no y en que porcentajes presenciaremos este fenómeno.

A continuación se expone los factores y coeficientes usados para el cálculo del espectro de diseño, que no es más que la reducción del espectro de un sismo raro con un periodo de retorno de 475 años. (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

6.3.1 Definición del espectro de diseño.

En el capítulo 2, se define al espectro de diseño como un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, sismológicas y del tipo de suelo en donde se implantará la edificación. Por ello se muestran la Tabla 6-3 y Tabla 6-4 en donde se especifican los factores utilizados para la formación del espectro para el modelo regular y los modelos irregulares.

Todos estos parámetros fueron detallados en las secciones del capítulo 2.

Espectros de diseño – Modelo Regular

Tabla 6-3. Variables para la construcción del Espectro de Diseño. Modelo Regular

PARÁMETRO	COMENTARIO	VALOR
Lugar de Implantación	-	Manta
Factor de importancia	I	1,000
Categoría Sísmica	Zona sísmica	VI
Factor de zona	Z	0,500
Perfil del Suelo	Suelo Tipo	D
Coef. Amplificación del suelo en la zona de periodo corto	Fa	1,120
Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd	1,110
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs	1,400
Factor usado en el espectro de diseño elástico	r	1,000
relación de amplificación espectral	η	1,800
Altura de la edificación en metros	hn	24,000
Tipo Estructura: Pórticos Espaciales de H.A. sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores		
Coeficiente que depende del tipo de edificio	Ct	0,055
	α	0,900
Periodo de Vibración Método 1	Ta	0,961
Periodo de Vibración Método 2	1.3 * Ta	1,249
Periodo Límite de Vibración	To	0,139
Periodo de Vibración	Ta	0,961
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	Tc	0,763

Coefficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T	k	1,230
Aceleración Espectral	Sa (Ta)	0,801
Coefficiente de Reducción de Respuesta Estructural	R	8
Irregularidad en planta	ΦP	1,000
Irregularidad en elevación	ΦE	1,000

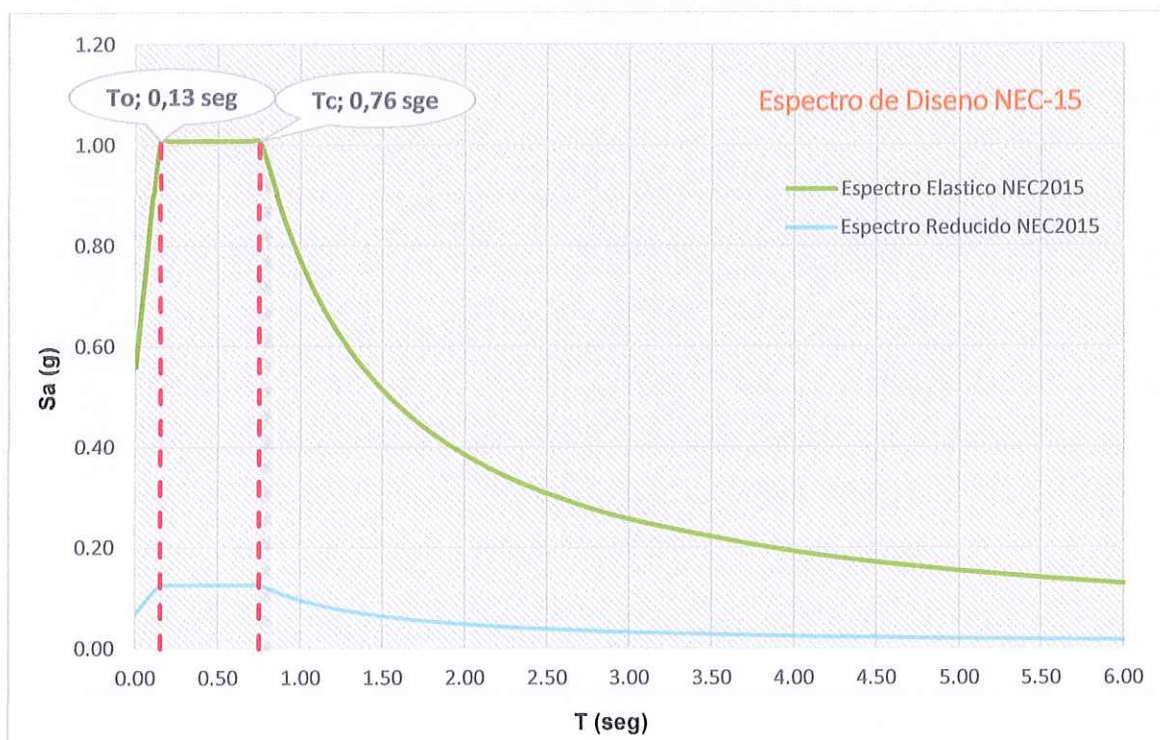


Figura 6-1. Espectro de diseño NEC-15. Modelo Regular

En la Figura 6-1 se muestra la gráfica de un espectro elástico e inelástico para la estructura regular del sismo de diseño, cabe mencionar que en esta etapa del análisis (modal espectral), se referirá al espectro inelástico o reducido como el espectro de diseño. Mas adelante utilizaremos el espectro real o elástico para el análisis basados en desempeño.

En los análisis basados en fuerzas se reduce el espectro del sismo de 475 años con el fin de tener en consideración la incursión de los elementos estructurales en el rango inelástico, sin

tener que llegar a un análisis más detallado con rotulas plásticas y mecanismos de fallas en la estructura, por esta razón resulta que el análisis estático equivalente y modal espectral son más conservadores que los análisis no lineales.

Espectros de diseño – Modelos Irregulares

Tabla 6-4, Variables para la construcción del Espectro de Diseño. Modelos Irregulares

PARÁMETRO	COMENTARIO	VALOR
Lugar de Implantación	-	Manta
Factor de importancia	I	1,000
Categoría Sísmica	Zona sísmica	VI
Factor de zona	Z	0,500
Perfil del Suelo	Suelo Tipo	D
Coef. Amplificación del suelo en la zona de periodo corto	Fa	1,120
Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd	1,110
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs	1,400
Factor usado en el espectro de diseño elástico	r	1,000
relación de amplificación espectral	η	1,800
Altura de la edificación en metros	hn	24,000
Tipo Estructura: Pórticos Espaciales de H.A. sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores		
Coeficiente que depende del tipo de edificio	Ct	0,055
	α	0,900
Periodo de Vibración Método 1	Ta	0,961
Periodo de Vibración Método 2	1.3 * Ta	1,249
Periodo Límite de Vibración	To	0,139
Periodo de Vibración	Ta	0,961
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	1,230
Aceleración Espectral	Sa (Ta)	0,801
Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural	R	8
Irregularidad en planta	ΦP	1,000
Irregularidad en elevación	ΦE	0,900

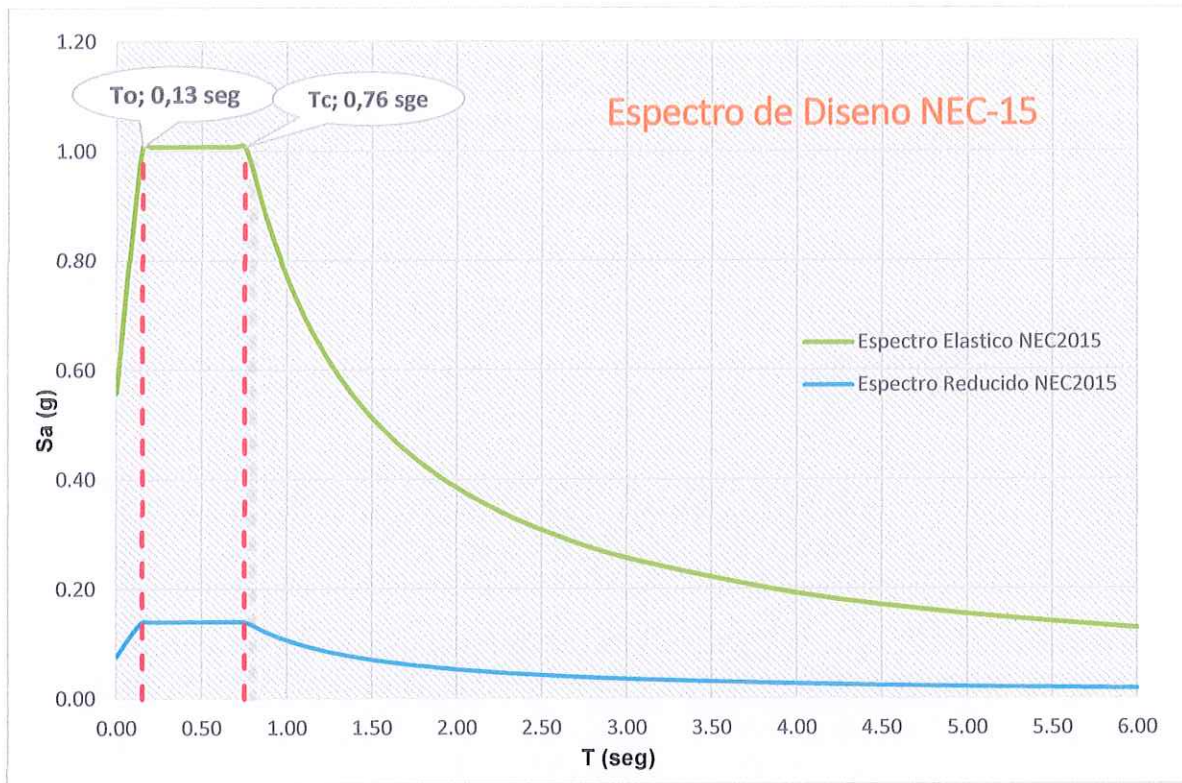


Figura 6-2. Espectro de diseño NEC-15. Modelos Irregulares

6.3.2 Periodos de Vibración

La NEC-15 define los periodos de vibración como el tiempo que tarda la estructura en completar un ciclo de oscilación ante una perturbación. Está ligada directamente a las masas que se le coloque a la edificación en la etapa de diseño, con la altura y con la rigidez con la que se le añade a la estructura.

Podemos decir que una estructura con periodo de vibración muy largo será mucho más flexible, y generalmente las fuerzas sísmicas son mucho menores, por lo tanto, se resume en que tendremos una menor fuerza lateral y un mayor desplazamiento. Lo contrario pasaría si la estructura cuenta con un periodo de vibración muy corto.

En la Tabla 6-5, se muestran los resultados obtenidos de los periodos fundamentales de los diferentes modelos, a raíz del análisis modal espectral realizado en software estructural ETABS 22.3.0. Y se obtuvieron los siguientes valores, así mismo se hizo la respectiva revisión de periodos mínimos y máximos para cada modelo, de acuerdo con lo especificado por la NEC-SE-DS, 2105.

Tabla 6-5. Verificación de periodos según NEC-15.

	T (seg)		
	min	máx.	modal
Modelo regular	0,96 seg	1,24 seg	1,15 seg
Modelo 1	0,96 seg	1,24 seg	1,04 seg
Modelo 2	0,96 seg	1,24 seg	1,11 seg
Modelo 3	0,96 seg	1,24 seg	1,09 seg

Donde, el T_{modal} es el valor obtenido por el análisis modal, en este caso, aunque algunos modelos presenten irregularidades, se encuentran dentro de los límites obtenidos calculados de acuerdo con las especificaciones de la NEC-SE-DS, 2015.

6.3.3 Modos de Vibración.

Según la NEC-SE-DS, 2015 los modos de vibración se refieren a las formas en las que una estructura puede vibrar cuando es sometida a una carga sísmica, también menciona que se debe considerar los modos de vibración en donde la participación de la masa completa el 90%.

Para un desempeño sísmico ideal se considera que el primer y el segundo modo de vibrar sean totalmente traslacional y tercero rotacional.

En la Tabla 6-6, se muestran los resultados obtenidos de los modos de vibración de los diferentes modelos, a raíz del análisis modal espectral realizado en software estructural ETABS 22.3.0. Y se obtuvieron los siguientes valores, así mismo se hizo la respectiva revisión y comparación para cada modelo, de acuerdo con lo especificado por la NEC-SE-DS, 2015.

Tabla 6-6. Modos de Vibración: a)Modelo Regular; b)Modelo 1; c)Modelo 2; d)Modelo 3.

a)

Case	Mode	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Modal	1	0,7223	0	0	0,7223	0	0
Modal	2	0	0,7231	0	0,7223	0,7231	0
Modal	3	0	0	0,7188	0,7223	0,7231	0,7188
Modal	4	0,1326	0	0	0,8549	0,7231	0,7188
Modal	5	0	0,1321	0	0,8549	0,8552	0,7188
Modal	6	0	0	0,1332	0,8549	0,8552	0,8519
Modal	7	0,0558	0	0	0,9107	0,8552	0,8519
Modal	8	0	0,0557	0	0,9107	0,9109	0,8519
Modal	9	0	0	0,0572	0,9107	0,9109	0,9092

b)

Case	Mode	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Modal	1	0,6917	0	0	0,6917	0	0
Modal	2	0	0,6309	0,0786	0,6917	0,6309	0,0786
Modal	3	0	0,0691	0,6049	0,6917	0,7	0,6836
Modal	4	0,1469	0	0	0,8386	0,7	0,6836
Modal	5	0	0,1383	0,0044	0,8386	0,8383	0,6879
Modal	6	0	0,0025	0,1436	0,8386	0,8408	0,8315
Modal	7	0,0633	0	0	0,9019	0,8408	0,8315
Modal	8	0	0,0604	0,0006	0,9019	0,9012	0,8321
Modal	9	0	0,0025	0,0662	0,9019	0,9037	0,8983
Modal	10	0,0305	0	0	0,9324	0,9037	0,8983
Modal	11	0	0,029	0,0002	0,9324	0,9327	0,8984
Modal	12	0	0,0003	0,0305	0,9324	0,933	0,9289

c)

Case	Mode	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Modal	1	0,7153	3,33E-06	0,0016	0,7153	3,33E-06	0,0016
Modal	2	9,24E-06	0,7091	0,0094	0,7153	0,7091	0,0109

Modal	3	0,0019	0,0096	0,7011	0,7172	0,7187	0,712
Modal	4	0,1352	0	1,14E-05	0,8524	0,7187	0,712
Modal	5	0	0,1329	0,0013	0,8524	0,8517	0,7133
Modal	6	1,43E-06	0,0012	0,1356	0,8524	0,8528	0,8489
Modal	7	0,0567	1,72E-05	0,0001	0,9091	0,8528	0,849
Modal	8	2,43E-05	0,0565	0,0003	0,9091	0,9093	0,8493
Modal	9	0,0001	0,0002	0,0581	0,9093	0,9096	0,9074

d)

Case	Mode	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Modal	1	0,6852	0	0,0283	0,6852	0	0,0283
Modal	2	0	0,7166	0	0,6852	0,7166	0,0283
Modal	3	0,0297	0	0,6821	0,7149	0,7166	0,7104
Modal	4	0,134	0	0,0025	0,8489	0,7166	0,7129
Modal	5	0	0,1349	0	0,8489	0,8515	0,7129
Modal	6	0,0021	0	0,1349	0,851	0,8515	0,8479
Modal	7	0,0571	0	0,0003	0,908	0,8515	0,8481
Modal	8	0	0,0572	0	0,908	0,9087	0,8481
Modal	9	0,0002	0	0,0584	0,9082	0,9087	0,9065

Elaboración: Israel Bazurto.

Como se visualiza en la Tabla 6-6, el primer modo de vibrar para todos los modelos se encuentra en la dirección X, por lo tanto, se comprueba que la dirección más débil de las estructuras evaluadas se encuentran en esta dirección.

Para el modelo regular el primer modo es totalmente traslacional, lo que nos indica que en la dirección X no tendremos presencia de torsión, para el modelo 1 sucede algo similar en esta dirección. Sin embargo, en los modelos 2 y 3 se nota la participación de masas en otras direcciones esto se debe al tipo de irregularidad con el que se cuenta, lo que se debe destacar es el porcentaje de participación, obteniendo 0.16% y 2.83 para el modelo 2 y 3 respectivamente en la dirección torsional Z.

En cuanto al segundo modo de vibrar el modelo regular y el modelo 3 tienen un comportamiento traslacional en dirección Y, mientras que el modelo 1 y 2 a pesar de que también

son traslacionales en esta dirección, presentan porcentajes de participaciones de masa en rotación (Z), de 7.8% y 0.9% respectivamente.

Aunque los porcentajes de partición modal en dirección Z no son tan elevados como los que podríamos encontrar en edificaciones con otros tipos de irregularidades o en estructuras con irregularidades mas exigentes, es importante analizar los porcentajes de torsión accidental que presentan los modelos, con la finalidad de tomar decisiones en el diseño.

Asimismo, para la dirección Z se muestra en la Tabla 6-6 que el modelo regular y el modelo 2 son totalmente rotacionales, mientras que el modelo 1 y 3 presentan participaciones de masa en otras direcciones, debido a la configuración estructural con la que se cuenta.

6.3.4 Calibración de Cortantes

Según la NEC-SE-DS, 2015 existen varios procedimientos dinámicos de cálculo de las fuerzas sísmicas, uno de ellos es el ajuste del corte de los resultados obtenidos por análisis dinámico.

La normativa menciona que se debe ajustar el cortante dinámico obtenido a través del espectro de diseño, al cortante estático obtenido en el análisis estático equivalente, de manera tal que al dividirlos cumplan las siguientes relaciones:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares)
- < 85% del cortante V obtenido por el método estático (estructuras irregulares)

A continuacion se presenta en la Tabla 6-7 el cumplimiento de estas relaciones en el análisis de cada uno de los modelos, así como también los factores necesarios utilizados para cumplir con la calibración.

Tabla 6-7. Factores utilizados en la calibración del cortante dinámico con el estático.

Factores \ Modelos	Modelos Regular	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Dirección X	1,26	1,25	1,46	1,33
Dirección Y	1,23	1,33	1,43	1,23

Como se conoce el espectro de diseño, en el eje de las ordenadas se encuentran los valores de la pseudoaceleración, mismos que están en función de la gravedad, por lo tanto, estos factores calculados aumentan la carga lateral dinámica a la que será sometida la edificación.

En la Figura 6-3 se muestran los resultados de cada calibración, obteniendo como resultado de las relaciones $V_{dinamico}/V_{estatico}$ un 85% en las estructuras con irregularidades y 80% para la estructura modelo.

a)

Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	-265,1145	0
Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	0	-265,1145
Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	0	-265,1145
Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	0	-265,1145
Sismo X moda...	LinRespSpec	Max		213,0233	0
Sismo Y mod...	LinRespSpec	Max		0	212,5444

$$\frac{V_{dinamico}}{V_{estatico}} \geq 80\% \quad (\text{estructura regular})$$

$$X = \frac{213.02}{265.11} = 80\% \quad \text{Cumple}$$

$$Y = \frac{212.54}{265.11} = 80\% \quad \text{cumple}$$

b)

Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	-263,406	0
Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	0	-263,406
Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	0	-263,406
Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	0	-263,406
Sismo X moda...	LinRespSpec	Max		224,2366	7,106E-06
Sismo Y mod...	LinRespSpec	Max		0	224,8995

$$\frac{V_{dinamico}}{V_{estatico}} \geq 85\% \quad (\text{estructura irregular})$$

$$X = \frac{224.236}{263.406} = 85\% \quad \text{Cumple} \qquad Y = \frac{224.899}{263.406} = 85\% \quad \text{cumple}$$

c)

Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	-183,9584	0
Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	0	-183,9584
Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	0	-183,9584
Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	0	-183,9584
Sismo X moda...	LinRespSpec	Max		157,3737	1,1153
Sismo Y mod...	LinRespSpec	Max		1,089	157,0283

$$\frac{V_{dinamico}}{V_{estatico}} \geq 85\% \quad (\text{estructura irregular})$$

$$X = \frac{157.37}{183.95} = 86\% \quad \text{Cumple} \qquad Y = \frac{157.028}{183.958} = 85\% \quad \text{cumple}$$

d)

Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	-143,3803	0
Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	0	-143,3803
Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	0	-143,3803
Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	0	-143,3803
Sismo X moda...	LinRespSpec	Max		122,8124	0
Sismo Y mod...	LinRespSpec	Max		0	123,0628

$$\frac{V_{dinamico}}{V_{estatico}} \geq 85\% \quad (\text{estructura irregular})$$

$$X = \frac{122.81}{143.38} = 86\% \quad \text{Cumple} \qquad Y = \frac{123.06}{143.38} = 86\% \quad \text{cumple}$$

Figura 6-3. Calibración de los cortantes: a) modelo regular, b) modelo 1, c) modelo 2, d) modelo 3.

Una vez calibrados los cortantes, podemos comprobar desplazamientos máximos y verificar si se cumple con lo estipulado en la NEC-SE-DS, 2015, que establece que ningún tipo de deriva debe sobrepasar el 2%. Sin embargo, al calibrar el cortante de esta manera nos aseguramos de que las derivas dinámicas serán menores que las estáticas.

El cumplimiento de derivas dinámica se muestra a continuación en la Tabla 6-8.

6.3.5 Verificación de derivas dinámicas.

Los máximos desplazamientos relativos ante la demanda del espectro de diseño se muestran a continuación:

Tabla 6-8. Verificación de derivas dinámicas de los modelos estructurales.

Modelo Regular					
$\delta(x)$	0.002634	$\Delta M(x)$	0.0158	1.58%	CUMPLE
$\delta(Y)$	0.02517	$\Delta M(Y)$	0.0151	1.51%	CUMPLE

Modelo 1					
$\delta(x)$	0.003374	$\Delta M(x)$	0.0202	2.02%	CUMPLE*
$\delta(Y)$	0.003336	$\Delta M(Y)$	0.0200	2.00%	CUMPLE

Modelo 2					
$\delta(x)$	0.002799	$\Delta M(x)$	0.01679	1.67%	CUMPLE
$\delta(Y)$	0.002743	$\Delta M(Y)$	0.01645	1.64%	CUMPLE

Modelo 3					
$\delta(x)$	0.003268	$\Delta M(x)$	0.01960	1.96%	CUMPLE
$\delta(Y)$	0.002333	$\Delta M(Y)$	0.01399	1.39%	CUMPLE

Los resultados de derivas dinámicas mostrados en la Tabla 6-8, confirma que las fuerzas laterales a causa del cortante basal son mucho más agresivas, pues en ese caso la mayoría de derivas no cumplían con el límite del 2%.

No obstante, las derivas dinámicas cumplen perfectamente con todos los modelos analizados, aunque por normativa el diseño de los modelos sería deficientes, es interesante conocer el comportamiento de la estructura, para así saber en qué dirección rigidizar y no solo aumentar todas secciones, lo que se traduciría en aumento de costos.

Lo recomendable sería conocer que elementos o pórticos están recibiendo la mayor carga sísmica, aumentar la rigidez y así lograr estar dentro de los límites declarados por la Norma Ecuatoriana NEC-SE-DS, 2015.

6.3.6 Irregularidad Torsional

En la literatura, el ASCE 7-16 define de dos maneras la irregularidad por torsión, la primera es cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura es 1.2 veces mayor a la deriva promedio calculada en los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia, denominando a esta condición como *irregularidad torsional*. Sin embargo, cuando supera 1.4 veces la deriva promedio calculada en los extremos de la edificación con respecto al mismo eje, se la considera como *irregularidad torsional extrema*, y requieren de otras características para ser consideradas aptas en zonas altamente sísmicas.

La NEC-SE-DS, 2015 solo considera un tipo de irregularidad por torsión, la cual se presenta cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura es 1.2 veces mayor a la deriva promedio calculada en los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia, ante esta condición la Normativa Ecuatoriana también la denomina *irregularidad torsional*.

A continuación se presenta la relación entre la máxima deriva de piso y el promedio de las derivas con respecto al mismo eje de referencia para cada modelo propuesto, esta

verificación se realiza para cada dirección de análisis y para todas las fuerzas laterales antes calculadas (Cortante basal, Espectro de Respuesta).

Modelos Regular

Tabla 6-9. Chequeo de torsión accidental modelo regular : a) análisis ante cortante basal, b) análisis ante espectro dinámico.

		ANÁLISIS - FUERZAS LATERALES (CORTANTE BASAL)						
		DIRECCIÓN X-X			DIRECCIÓN Y-Y			
a)	Piso	h (m)	Max	Avg	Drift Max/ Avg Drift	Max	Avg	Drift Max/ Avg Drift
			Drift X-X	Drift X-X		Drift Y-Y	Drift Y-Y	
	Piso 8	3	0,008346	0,008119	1,03	0,007946	0,007818	1,02
	Piso 7	3	0,009804	0,009524	1,03	0,009285	0,009127	1,02
	Piso 6	3	0,010107	0,009805	1,03	0,00953	0,00936	1,02
	Piso 5	3	0,009889	0,009581	1,03	0,009292	0,009119	1,02
	Piso 4	3	0,010072	0,00975	1,03	0,00948	0,009298	1,02
	Piso 3	3	0,008821	0,008533	1,03	0,008283	0,00812	1,02
	Piso 2	3	0,008191	0,007916	1,04	0,007744	0,007589	1,02
	Piso 1	3	0,004395	0,004246	1,04	0,004191	0,004107	1,02

		ANÁLISIS - FUERZAS LATERALES (ESPECTRO DINÁMICO)						
		DIRECCIÓN X-X			DIRECCIÓN Y-Y			
b)	Piso	h (m)	Max	Avg	Drift Max/ Avg Drift	Max	Avg	Drift Max/ Avg Drift
			Drift X-X	Drift X-X		Drift Y-Y	Drift Y-Y	
	Piso 8	3	0,007349	0,007349	1	0,007054	0,007054	1
	Piso 7	3	0,007902	0,007902	1	0,00755	0,00755	1
	Piso 6	3	0,007754	0,007754	1	0,007388	0,007388	1
	Piso 5	3	0,007419	0,007419	1	0,007054	0,007054	1
	Piso 4	3	0,00754	0,00754	1	0,007187	0,007187	1
	Piso 3	3	0,006665	0,006665	1	0,006338	0,006338	1
	Piso 2	3	0,006271	0,006271	1	0,006005	0,006005	1
	Piso 1	3	0,003391	0,003391	1	0,003275	0,003275	1

Modelo 1

Tabla 6-10. Chequeo de torsión accidental modelo 1 : a) análisis ante cortante basal, b) análisis ante espectro dinámico.

		ANÁLISIS - FUERZAS LATERALES (CORTANTE BASAL)					
		DIRECCIÓN X-X			DIRECCIÓN Y-Y		
a) Piso	h (m)	Max	Avg	Drift Max/ Avg Drift	Max	Avg	Drift Max/ Avg Drift
		Drift X-X	Drift X-X		Drift Y-Y	Drift Y-Y	
Piso 8	3	0,009888	0,009553	1,04	0,008921	0,00882	1,01
Piso 7	3	0,01145	0,011047	1,04	0,010291	0,010122	1,02
Piso 6	3	0,010821	0,010435	1,04	0,010357	0,009935	1,04
Piso 5	3	0,009045	0,008749	1,03	0,009793	0,00832	1,18
Piso 4	3	0,009525	0,009206	1,04	0,010156	0,008787	1,16
Piso 3	3	0,008558	0,008265	1,04	0,008982	0,00788	1,14
Piso 2	3	0,008062	0,00778	1,04	0,008456	0,007467	1,13
Piso 1	3	0,004355	0,0042	1,04	0,004592	0,004066	1,13

		ANÁLISIS - FUERZAS LATERALES (ESPECTRO DINAMICO)					
		DIRECCIÓN X-X			DIRECCIÓN Y-Y		
b) Piso	h (m)	Max	Avg	Drift Max/ Avg Drift	Max	Avg	Drift Max/ Avg Drift
		Drift X-X	Drift X-X		Drift Y-Y	Drift Y-Y	
Piso 8	3	0,009568	0,009568	1	0,009279	0,009132	1,016
Piso 7	3	0,010122	0,010122	1	0,010008	0,009642	1,038
Piso 6	3	0,008991	0,008991	1	0,009705	0,008932	1,087
Piso 5	3	0,007222	0,007222	1	0,008974	0,007216	1,244
Piso 4	3	0,007563	0,007563	1	0,009261	0,00757	1,223
Piso 3	3	0,00685	0,00685	1	0,008219	0,006843	1,201
Piso 2	3	0,006537	0,006537	1	0,007805	0,006576	1,187
Piso 1	3	0,003556	0,003556	1	0,004259	0,003609	1,18

Modelo 2

Tabla 6-11. Chequeo de torsión accidental modelo 2 : a) análisis ante cortante basal, b) análisis ante espectro dinámico.

		ANÁLISIS - FUERZAS LATERALES (CORTANTE BASAL)					
		DIRECCIÓN X-X			DIRECCIÓN Y-Y		
a) Piso	h (m)	Max	Avg	Drift Max/ Avg Drift	Max	Avg	Drift Max/ Avg Drift
		Drift X-X	Drift X-X		Drift Y-Y	Drift Y-Y	
Piso 8	3	0,00932	0,008799	1,06	0,008685	0,008276	1,05
Piso 7	3	0,010901	0,010268	1,06	0,010107	0,009597	1,05
Piso 6	3	0,011219	0,010529	1,07	0,010348	0,009804	1,06

Piso 5	3	0,010965	0,01026	1,07	0,010075	0,009531	1,06
Piso 4	3	0,011037	0,010366	1,07	0,01021	0,009669	1,06
Piso 3	3	0,009699	0,009086	1,07	0,008945	0,008457	1,06
Piso 2	3	0,008751	0,008299	1,05	0,008235	0,007821	1,05
Piso 1	3	0,004489	0,004278	1,05	0,004372	0,004177	1,05

		ANÁLISIS - FUERZAS LATERALES (ESPECTRO DINAMICO)					
		DIRECCIÓN X-X			DIRECCIÓN Y-Y		
b) Piso	h (m)	Max	Avg	Drift Max/ Avg Drift	Max	Avg	Drift Max/ Avg Drift
		Drift X-X	Drift X-X		Drift Y-Y	Drift Y-Y	
Piso 8	3	0,008732	0,008379	1,04	0,00861	0,007965	1,08
Piso 7	3	0,009537	0,009049	1,05	0,009263	0,00853	1,09
Piso 6	3	0,00941	0,008872	1,06	0,009071	0,008337	1,09
Piso 5	3	0,009011	0,00847	1,06	0,008655	0,007949	1,09
Piso 4	3	0,009041	0,00854	1,06	0,00875	0,008052	1,09
Piso 3	3	0,007997	0,007548	1,06	0,007724	0,007103	1,09
Piso 2	3	0,00729	0,006981	1,04	0,007191	0,006648	1,08
Piso 1	3	0,0038	0,003701	1,03	0,003842	0,003574	1,08

Modelo 3

Tabla 6-12. Chequeo de torsión accidental modelo 3 : a) análisis ante cortante basal, b) análisis ante espectro dinámico.

		ANÁLISIS - FUERZAS LATERALES (CORTANTE BASAL)					
		DIRECCIÓN X-X			DIRECCIÓN Y-Y		
a) Piso	h (m)	Max	Avg	Drift Max/ Avg Drift	Max	Avg	Drift Max/ Avg Drift
		Drift X-X	Drift X-X		Drift Y-Y	Drift Y-Y	
Piso 8	3	0,009388	0,008465	1,11	0,007859	0,007675	1,02
Piso 7	3	0,010929	0,009796	1,12	0,009029	0,008804	1,03
Piso 6	3	0,011414	0,010147	1,13	0,009281	0,009037	1,03
Piso 5	3	0,011308	0,009988	1,13	0,009087	0,008838	1,03
Piso 4	3	0,011343	0,010059	1,13	0,009203	0,008944	1,03
Piso 3	3	0,009983	0,008827	1,13	0,008058	0,007826	1,03
Piso 2	3	0,008874	0,007968	1,11	0,007409	0,007196	1,03
Piso 1	3	0,004512	0,004132	1,09	0,003926	0,003814	1,03

		ANÁLISIS - FUERZAS LATERALES (ESPECTRO DINAMICO)					
		DIRECCIÓN X-X			DIRECCIÓN Y-Y		
b) Piso	h (m)	Max	Avg	Drift Max/ Avg Drift	Max	Avg	Drift Max/ Avg Drift
		Drift X-X	Drift X-X		Drift Y-Y	Drift Y-Y	
Piso 8	3	0,008943	0,007585	1,18	0,006563	0,006563	1
Piso 7	3	0,009763	0,00817	1,20	0,007	0,007	1
Piso 6	3	0,009803	0,008123	1,21	0,006905	0,006905	1
Piso 5	3	0,009527	0,007848	1,21	0,006637	0,006637	1
Piso 4	3	0,009527	0,007884	1,21	0,00671	0,00671	1
Piso 3	3	0,008427	0,00697	1,21	0,005917	0,005917	1
Piso 2	3	0,007567	0,006359	1,19	0,005501	0,005501	1
Piso 1	3	0,003875	0,003317	1,17	0,002934	0,002934	1

Asimismo, en la Tabla 6-13 y Tabla 6-14 se muestran los centros de masas y rigideces de los modelos analizados, con ello se realizará una relación y comparativa con los porcentajes de torsión calculados anteriormente para cada una de las estructuras.

Tabla 6-13. Centro de masas y rigideces. Modelo regular, Modelo 1.

		CENTRO DE MASAS Y RIGIDECES							
		MODELO REGULAR				MODELO 1			
Piso	h (m)	Xcm	Ycm	Xcr	Ycr	Xcm	Ycm	Xcr	Ycr
		m	m	m	m	m	m	m	m
Piso 8	3	7,5	10	7,5	10	5	10	5,71	10
Piso 7	3	7,5	10	7,5	10	5	10	6,23	10
Piso 6	3	7,5	10	7,5	10	5	10	6,91	10
Piso 5	3	7,5	10	7,5	10	7,25	10	7,48	10
Piso 4	3	7,5	10	7,5	10	7,5	10	7,5	10
Piso 3	3	7,5	10	7,5	10	7,5	10	7,5	10
Piso 2	3	7,5	10	7,5	10	7,5	10	7,5	10
Piso 1	3	7,5	10	7,5	10	7,5	10	7,5	10

Se verifican que en la estructura modelo (regular), no se cuenta con torsión accidental pues su centro de masa coincide con el centro de rigidez lo que nos proporciona porcentajes bastante bajos en relación a la Tabla 6-9, esto no sucede en los otros modelos. En el modelo 1 se observa que a partir del quinto piso los centroides en dirección X no coinciden

proporcionándonos porcentajes máximos de 1,04 en dirección X frente a las fuerzas laterales del cortante basal, y 1,24 en dirección Y, bajo las fuerzas laterales generadas por el espectro de diseño. Esto indica que la edificación presenta torsión accidental en el quinto piso, lo que debería ser considerado durante el proceso de diseño.

Es importante señalar que, aunque los centros de masas y rigideces coincidan en la dirección Y, se debe chequear obligatoriamente los porcentajes de torsión en ambas direcciones., En este caso, aunque los centros de masas y rigideces sean coincidentes en esta dirección no asegura que no la posibilidad de presentar torsión.

Tabla 6-14. Centro de masas y rigideces. Modelo 2 y 3.

		CENTRO DE MASAS Y RIGIDECES							
		MODELO 2				MODELO 3			
Piso	h (m)	Xcm	Ycm	Xcr	Ycr	Xcm	Ycm	Xcr	Ycr
		m	m	m	m	m	m	m	m
Piso 8	3	6,2192	7,8148	5,9928	7,4954	7,5	12,3455	7,5	12,9074
Piso 7	3	6,2188	7,8512	5,9684	7,4688	7,5	12,3253	7,5	12,969
Piso 6	3	6,2195	7,8677	5,9653	7,4758	7,5	12,3151	7,5	12,9691
Piso 5	3	6,2186	7,8783	5,9732	7,5047	7,5	12,3104	7,5	12,9363
Piso 4	3	6,2195	7,8859	5,9885	7,5497	7,5	12,305	7,5	12,8815
Piso 3	3	6,2178	7,8865	6,0095	7,6041	7,5	12,3068	7,5	12,811
Piso 2	3	6,2188	7,8933	6,0566	7,7126	7,5	12,3019	7,5	12,6698
Piso 1	3	6,2199	7,9008	6,1313	7,8769	7,5	12,2964	7,5	12,4587

En la Tabla 6-14 se indican los centros de masas y rigideces en ambas direcciones para el modelo 2 y 3, en donde se aprecia que en el modelo 2, los centroides tienen ciertas variaciones en ambos sentidos de análisis, es necesario realizar la revisión de torsión como lo muestra la Tabla 6-11, en donde se indica que este modelo no sobrepasa los límites establecidos en la NEC-SE-DS, 2015. Obteniendo como porcentaje máximo de 1,07 en dirección X, y 1.09 en dirección Y.

Asimismo, se chequea los centros de masas y rigideces en el modelo 3, donde se observa variaciones solo en la dirección Y por la forma de la estructura, en la dirección X, el centro de masas coincide con el centro de rigidez. Revisando la Tabla 6-12, se verifican porcentajes máximos en dirección X, de 1.21 ante fuerzas laterales del espectro de diseño, y 1.03 en dirección Y, bajo las fuerzas laterales del cortante basal. Por lo tanto, esta estructura presenta torsión en dirección X, a pesar de que en este sentido los centroides coinciden.

6.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER

6.4.1 Curvas de capacidad y puntos de desempeño

En cada modelo se logró obtener la curva de capacidad, misma que se origina a partir del monitoreo del desplazamiento en un punto cercano o igual al centro de masas en la cubierta de la edificación. Luego se verifican las curvas bilineales fuerza-desplazamiento aplicando el método de los coeficientes detallado en el capítulo 2, proveniente del ASCE41-13 para el sismo Ocasional y el sismo Raro.

En el capítulo 2 se muestra la Tabla 3-19 con los niveles de movimiento sísmico según la NEC-SE-DS, 2015, sin embargo, el análisis por desempeño se realizará para dos tipos de sismos, el ocasional con un periodo de retorno de 225 años, y el raro con un periodo de retorno de 475 años NEC15. Los espectros del este sismo que serán usados en la presente investigación se presentan en la Figura 6-4, y el cálculo del factor para encontrar el espectro representativo del sismo Ocasional se detalla en el Anexo 5.

Asimismo, se presenta el punto de desempeño para cada modelo, como para cada nivel de sismicidad considerado en la Figura 6-4.

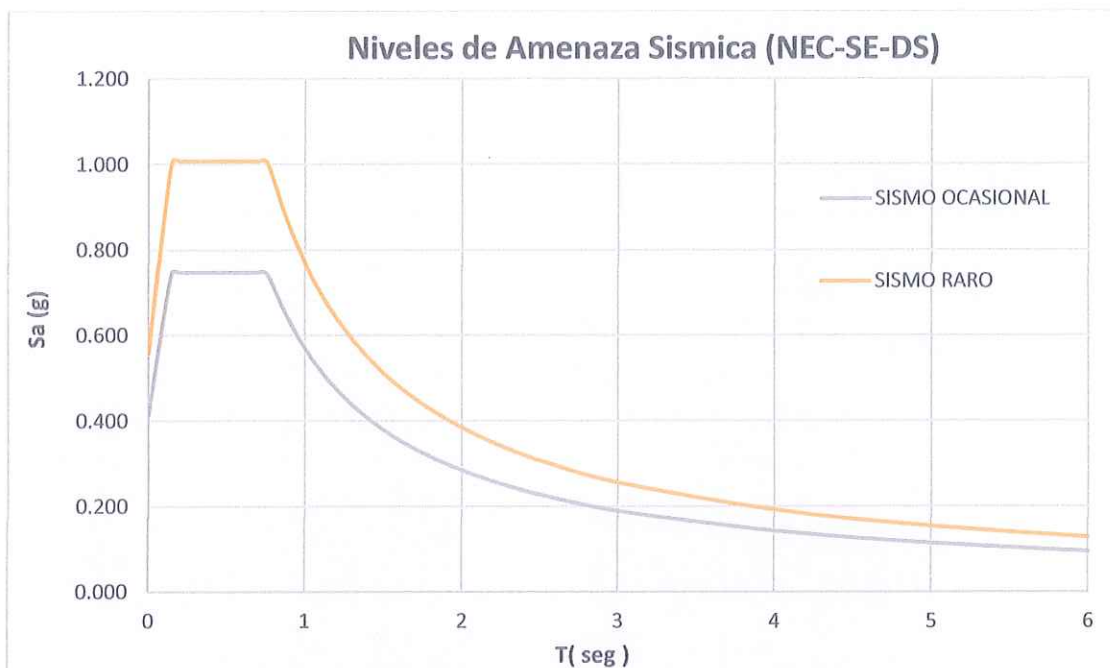


Figura 6-4. Niveles de amenaza sísmica utilizados en el análisis. (NEC-SE-DS).

- **Modelo regular en la dirección X**

En la Figura 6-5 se presenta la curva de capacidad del modelo idealizado en dirección X.

Se observa como la estructura no presenta descensos en la zona de fluencia, alcanzando un desplazamiento máximo de 45.84 cm ante un cortante de 477.37 Tonf.



Figura 6-5. Curva de capacidad para el modelo regular en dirección x-x.

La curva de capacidad es tomada para la verificación del punto de desempeño ante las diferentes demandas antes mencionadas, para ello se busca representar una curva bilineal de Fuerza-Desplazamiento como se presenta en la Figura 6-6.

Para este análisis en específico se tiene que, ante la demanda del sismo ocasional, el punto de desempeño de nuestro modelo se encuentra en un desplazamiento de 21,71 cm provocado por una fuerza de corte basal de 450.036 Tonf.

Asimismo, se puede apreciar como el punto de fluencia ante esta demanda se alcanza con un desplazamiento de 10.97cm, el cual es generado por una fuerza lateral (corte basal) de 412.28 Tonf, lo que representa el 0.90% del cortante en el punto de desempeño.

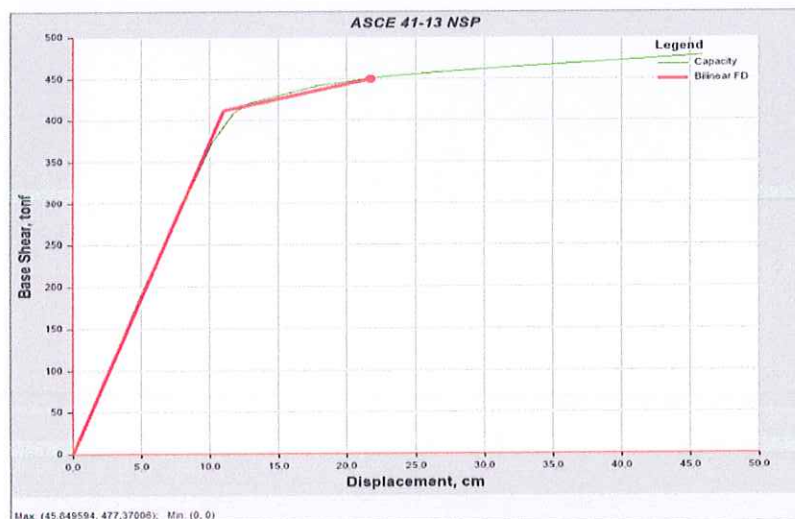


Figura 6-6. Punto de desempeño del modelo regular en dirección X, ante la acción del sismo ocasional.

Por otra parte, ante la acción del sismo de raro, se muestra la Figura 6-7, donde el punto de desempeño se encuentra dentro de la curva de capacidad. De acuerdo con la curva bilineal formada, nuestro desempeño se encuentra en un desplazamiento de 30.09 cm ante un cortante de 461.48 Tonf.

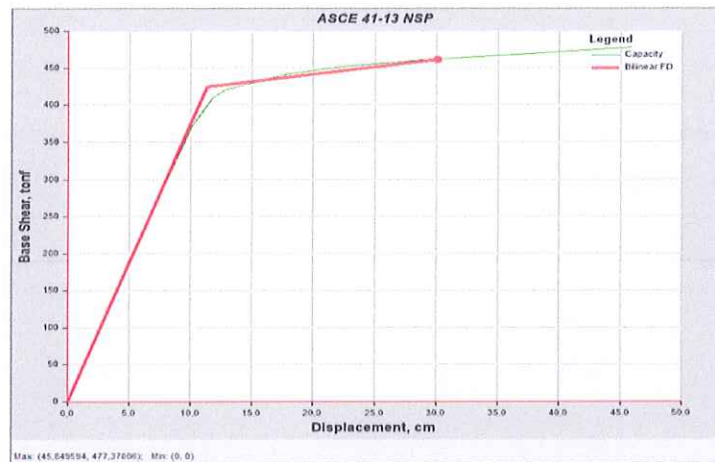


Figura 6-7. Punto de desempeño del modelo regular en dirección x-x, ante la acción del sismo raro.

De manera preliminar se puede mencionar que el modelo se encuentra dentro de un comportamiento aceptable para edificaciones nuevas y de desempeño básico.

- **Modelo regular en la dirección Y**

Se aprecia que la edificación obtiene un mayor desempeño en esta dirección, obteniendo un desplazamiento máximo de 52,25 cm, después de este desplazamiento, termina colapsando con un cortante de 496.84 Tnf. Como se logra observar en la Figura 6-8 la ductilidad de la estructura permite superar el 2% de su altura en desplazamiento, comportándose de una manera esperada para una edificación de este tipo.

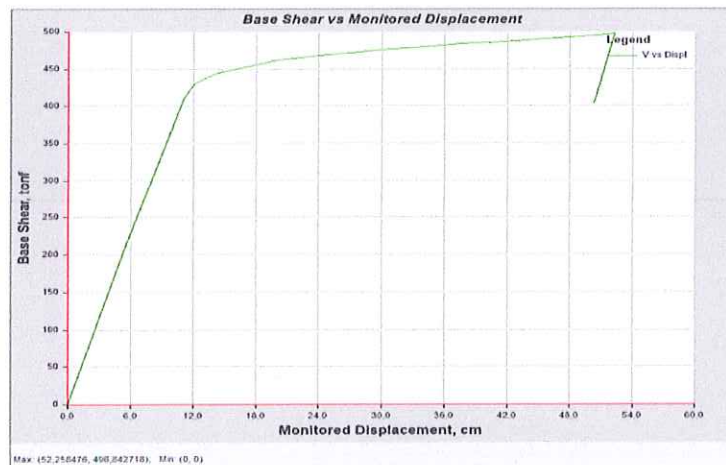


Figura 6-8. Curva de capacidad para el modelo regular en dirección Y.

Ante la acción del sismo ocasional, se observa en la Figura 6-9 que el punto de desempeño si se encuentra dentro de la gráfica de capacidad y de acuerdo con la curva bilineal su ubicación está en un desplazamiento igual a 23.06cm, con un cortante de 466.77 Tonf.

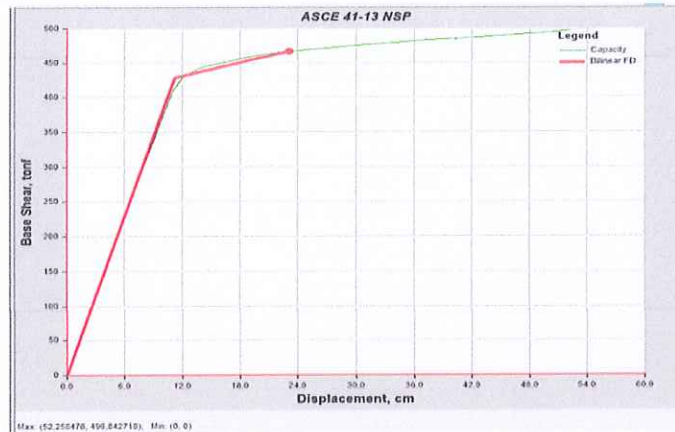


Figura 6-9. Punto de desempeño del modelo regular en dirección X, ante la acción del sismo ocasional.

Para el sismo raro se muestra en la Figura 6-10, que el punto de desempeño se encuentra bastante alejado del colapso de la estructura, de acuerdo con la curva bilineal este punto se encuentra en un desplazamiento de 31.57cm, con un cortante de 477.22 Tonf.

En la curva se puede observar un punto importante como es la fluencia ante la demanda sísmica, la cual se encuentra en un desplazamiento de 11.69 cm con una fuerza lateral de 477.22 Tonf.



Figura 6-10. Punto de desempeño del modelo regular en dirección X, ante la acción del sismo raro.

- **Modelo irregular #1 en la dirección X**

En la Figura 6-11, se observa la curva de capacidad del modelo, que presenta irregularidad geométrica según lo estipulado en la Norma Técnica Ecuatoriana. En esta curva, se aprecia un ligero desplome de capacidad antes de alcanzar el colapso total. Este punto, aunque no sea la rotura de la edificación se considerara como el punto de quiebre, y en base a este se verificaran los resultados de desempeño para las demandas sísmicas antes mencionadas.

Por lo tanto, se considera un desplazamiento máximo de 36.92cm, con un cortante 451.52 Tonf.



Figura 6-11. Curva de capacidad modelo irregular #1 en dirección X.

Para este modelo en la dirección de análisis, se verifica en la Figura 6-12 que el punto de desempeño en presencia de un sismo ocasional se encuentra a un desplazamiento de 21.24 cm, ocasionado por un cortante de 435.77 Tonf.



Figura 6-12. Punto de desempeño modelo irregular #1 en dirección X, ante la acción del sismo ocasional.

Igualmente, en la Figura 6-13 podemos verificar que, para el sismo de diseño el punto de desempeño no llega al colapso de la edificación, la ductilidad del diseño de pórticos resistentes a momentos permite a la edificación soportar un poco más allá de la demanda de un sismo raro. Obteniendo así un desplazamiento de 29.31 cm, provocado por un cortante de 444.36 Tonf, mientras que el punto de fluencia se ubica en un desplazamiento de 11.12cm, generado por un cortante de 413.26 Tonf.



Figura 6-13. Punto de desempeño modelo irregular #1 en dirección X, ante la acción del sismo raro.

- **Modelo irregular #1 en la dirección Y**

Se muestra en la Figura 6-14 la curva de capacidad del modelo irregular #1 en dirección Y. Donde se aprecia que el desempeño estructural en este sentido es menor en comparación al análisis en sentido X, la edificación presenta unos ligeros descensos de capacidad cuando incursiona en la zona plástica, logrando llegar a un desplazamiento máximo de 32.81 cm ante un corte basal de 694 Tonf.



Figura 6-14. Curva de capacidad modelo irregular #1 en dirección Y.

En la curva bilineal de la Figura 6-15 se aprecia el punto donde la edificación empieza a incursionar en el rango inelástico, ante un sismo ocasional, llegando al punto de desempeño con un desplazamiento de 10.02 cm, causado por un cortante de 630 Tonf.



Figura 6-15. Punto de desempeño modelo irregular #1 en dirección Y, ante la acción del sismo ocasional.

De la misma forma en la Figura 6-16, la estructura empieza a fluir con un desplazamiento de 10.03cm, a causa de un cortante de 552.56 Tonf. Llegando al punto de desempeño con un desplazamiento de 26.34cm, generado por un cortante de 671.93 Tonf, todo esto antes de llegar al colapso, con una demanda sísmica correspondiente a un sismo raro con un periodo de retorno de 475 años.

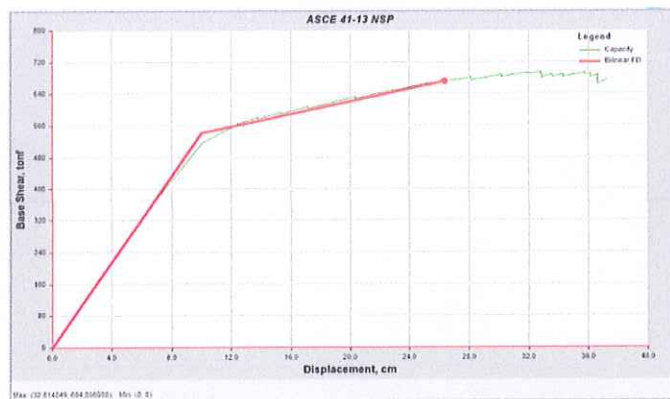


Figura 6-16. Punto de desempeño modelo irregular#1 en dirección Y, ante la acción del sismo raro.

- **Modelo Irregular #2 en la dirección X.**

En la Figura 6-17, se observa la curva de capacidad del modelo 2, que presenta retrocesos excesivos en las esquinas según lo estipulado en la Norma Técnica Ecuatoriana. En esta curva, se aprecian ligeros descensos hasta alcanzar un desplazamiento máximo 44,84 cm con un cortante de 325.75 Tonf.



Figura 6-17. Curva de capacidad modelo irregular #2 en dirección X.

El desplazamiento y el corte basal correspondiente al punto de desempeño para un sismo ocasional se verifica en la Figura 6-18, obteniendo como resultado un desplazamiento de 20,88cm, ante una fuerza de corte basal de 310.69 Tonf. Además, también se observa el punto de fluencia, con un movimiento de 9.77cm, causado por un cortante de 282.62 Tonf.

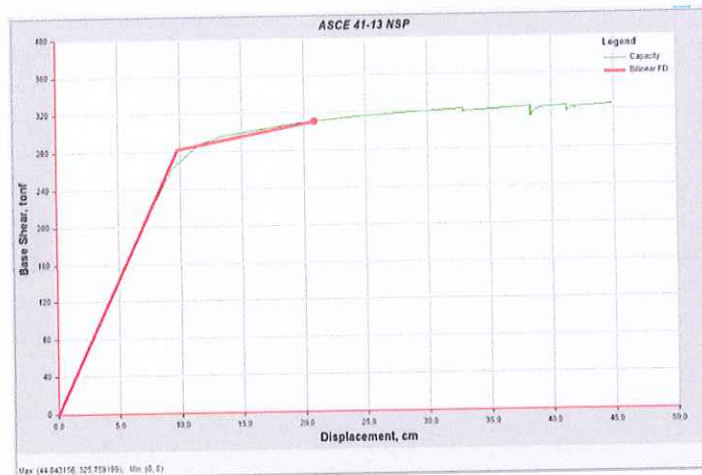


Figura 6-18. Punto de desempeño modelo irregular #2 dirección X, ante la acción del sismo ocasional.

En la Figura 6-19, se comprueba que el punto de desempeño para un sismo raro se encuentra dentro la curva de capacidad de la edificación. Mediante la curva bilineal se monitorea el punto de fluencia que es generado con un cortante de 290.40 Tonf, hasta llegar al punto de desempeño con un desplazamiento de 29.32cm, a causa de un cortante de 320.13 Tonf.



Figura 6-19. Punto de desempeño modelo irregular#2 en dirección X, ante la acción del sismo raro.

- **Modelo Irregular #2 en la dirección Y.**

Para el análisis en sentido Y, la curva de capacidad se presenta en la Figura 6-20, donde se muestra un mejor desempeño estructural en comparación a la dirección X, alcanzando un desplazamiento máximo de 49.10cm, a causa de un cortante de 359.41 Tonf.



Figura 6-20. Curva de capacidad modelo irregular #2 en dirección Y.

Para un sismo ocasional, nuestro modelo comienza a ingresar en la zona plástica cuando el cortante es igual a 310.86 Tonf provocando un desplazamiento de 10.55cm. Posteriormente alcanza un punto de desempeño en donde el cortante es igual a 336.26 Tonf, y el desplazamiento en la cubierta es de 21.67cm.

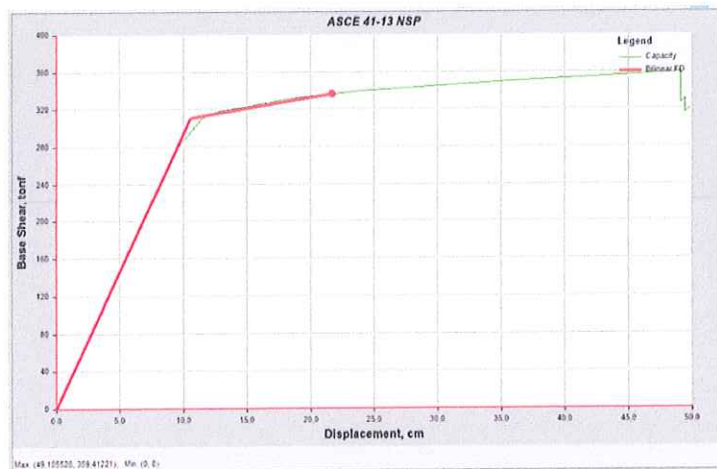


Figura 6-21. Punto de desempeño modelo irregular #2 dirección Y, ante la acción del sismo ocasional.

De la misma forma para un sismo raro, el punto de desempeño se encuentra dentro de la curva de capacidad, y está dado por un cortante de 344.74 Kgf, el cual genera un desplazamiento de 29.8cm. También se percibe que el inicio del rango plástico esta dado por un cortante de 317.66 Tonf y desplazamiento de 10.79cm.

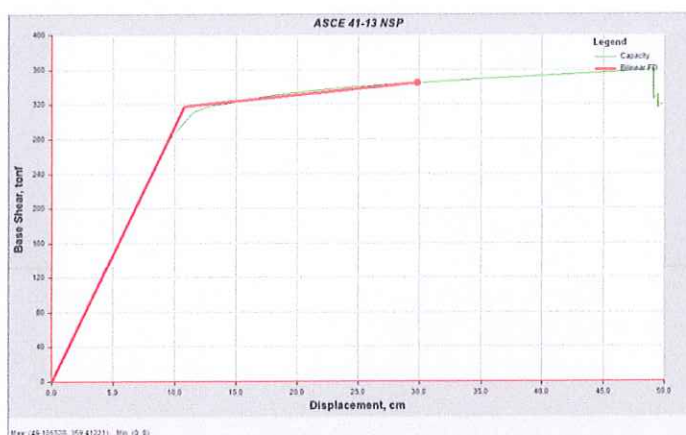


Figura 6-22. Punto de desempeño modelo irregular #2 en dirección Y, ante la acción del sismo raro.

- **Modelo Irregular #3 en la dirección X.**

En la Figura 6-23, se muestra la curva de capacidad de la estructura que presenta discontinuidad en el sistema de piso según lo menciona la Norma Técnica Ecuatoriana. Se observa que la estructura llega a un desplazamiento máximo de 36.66cm ante una fuerza de corte basal de 257.21 Tonf.



Figura 6-23. Curva de capacidad modelo irregular #3 en dirección X.

Aplicando el método de los coeficientes podemos obtener el punto de desempeño ante la acción del sismo de ocasional y de diseño.

En la Figura 6-24 para el sentido de análisis X, se percibe que el punto de desempeño se encuentra en un desplazamiento de 23.86cm, ocasionado ante una fuerza lateral de 246.42 Tonf. Con lo cual verificamos que el desempeño de la edificación se encuentra dentro de la capacidad que tiene la estructura.

También podemos destacar que el modelo ingresa a la zona de plasticidad ante un cortante de 225.63 Tonf y cuando la cubierta superior se ha desplazado 10.82cm desde su punto de ubicación inicial.



Figura 6-24. Punto de desempeño modelo irregular#3 dirección X, ante la acción del sismo ocasional.

Ante la acción del sismo raro, se muestra en la Figura 6-25 que se encuentra el punto de desempeño cuando la estructura experimenta un desplazamiento de 32.20 cm provocado por un cortante de 252.98 Tonf, mientras que el punto de fluencia se encuentra en un desplazamiento de 11.06 cm, provocado por una fuerza de corte basal de 229.62 Tonf.

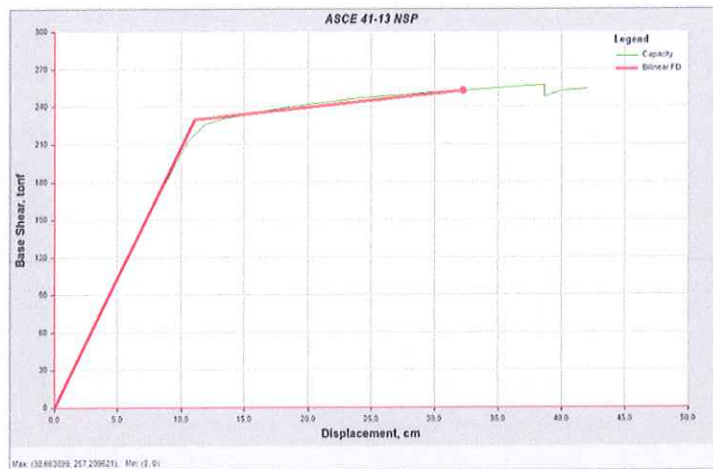


Figura 6-25. Punto de desempeño modelo irregular #3 en dirección X, ante la acción del sismo raro.

- **Modelo Irregular #3 en la dirección Y.**

En la Figura 6-26 se muestra la capacidad de la edificación para desplazarse ante una fuerza lateral hasta el punto de colapso. Se observa que la estructura presenta un mejor desempeño en comparación a la dirección X, logrando llegar a un desplazamiento de 45.03cm, generado por un cortante de 279.41 Tonf.



Figura 6-26. Curva de capacidad modelo irregular #3 en dirección Y.

Como era de esperarse, en la Figura 6-27 se observa que el punto de desempeño ante el sismo moderado se encuentra dentro de la curva de capacidad, y se ubica en un desplazamiento de 21.51 cm , provocado por un cortante de 261.99 Tonf.

Además, también se observa el punto de fluencia, con un desplazamiento de 9.60 cm, a causa de un cortante de 240.4 Tonf.



Figura 6-27. Punto de desempeño modelo irregular #3 dirección Y, ante la acción del sismo ocasional.

Para el sismo raro el punto de desempeño también se encuentra dentro de la curva de capacidad, obteniéndolo con un desplazamiento de 29.31 cm, suscitado por una fuerza de corte basal de 268.59 Tonf.



Figura 6-28. Punto de desempeño modelo irregular #3 en dirección Y, ante la acción del sismo raro.

6.4.2 Rotulas plásticas

Para el chequeo de los criterios de aceptación de los elementos estructurales de los modelos analizados, se asignaron rotulas plásticas de acuerdo con la Tabla 3-16 y Tabla 3-17, presentadas en el capítulo 2, correspondientes a las tablas 10-7 y 10-8 de la normativa ASCE 41-13.

Seguido de la ejecución del análisis, se verifican rotulas plásticas en los elementos, mismas que son evaluadas mediante una paleta de colores como se muestra en la Figura 6-29, los colores indican en qué desempeño se encuentra cada elemento estructural, dicha paleta se describe en la Tabla 6-15.



Figura 6-29. Paleta de colores de niveles de desempeño.

Tabla 6-15. Descripción de paleta de colores de rotulas plásticas.

Color	Descripción del rango de cada color
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
Rusia	Desde el nivel de desempeño de prevención al colapso hasta el colapso

- Modelo Regular, *pushover en dirección X*

A continuación se presentan los resultados de las rotulas plásticas manifestadas en el análisis *pushover en dirección X* para la estructura modelo. Como se previsualizo en la Figura 6-6 y la Figura 6-7, la demanda sísmica se encuentra dentro de la capacidad de la estructura, sin embargo, estas graficas nos genera una idea global del desempeño de la edificación.

En la Tabla 6-16 se presentan los pasos del análisis pushover, en donde se exhibe el desplazamiento con su cortante respectivo y el número de rotulas plásticas generadas para cada paso analizado, así mismo se clasifican las rotulas plásticas según en el nivel de desempeño en el que se encuentren.

Tabla 6-16. Rotulas plásticas en elementos estructurales del modelo regular en dirección x-x.

Step	Observ. (Punto de desempeño.)	Monitored Displ (cm)	Base Force (Tnf)	A-IO	IO- LS	LS- CP	>CP	Total	Deriva global.
0	-	0	0	816	0	0	0	816	0,00%
1	-	4,8	182,40	816	0	0	0	816	0,20%
2	-	5,23	198,81	816	0	0	0	816	0,22%
3	-	10,10	373,40	816	0	0	0	816	0,42%
4	-	11,73	409,21	816	0	0	0	816	0,49%
5	-	12,82	420,97	816	0	0	0	816	0,53%
6	-	17,97	441,76	812	4	0	0	816	0,75%
7	S. Ocasional	22,80	452,46	768	48	0	0	816	0,95%
8	-	28,07	459,37	690	126	0	0	816	1,17%
9	S. Raro	33,37	464,92	639	177	0	0	816	1,39%
10	-	38,66	470,35	607	209	0	0	816	1,61%
11	-	38,66	470,07	607	209	0	0	816	1,61%
12	-	39,03	470,68	606	210	0	0	816	1,63%
13	-	39,63	471,31	605	211	0	0	816	1,65%
14	-	39,63	471,17	605	211	0	0	816	1,65%
15	-	40,07	471,81	604	212	0	0	816	1,67%
16	-	45,11	476,60	576	240	0	0	816	1,88%
17	-	45,84	477,37	576	240	0	0	816	1,91%
18	-	45,45	460,19	576	237	3	0	816	1,89%

En esta tabla se destaca la fila del paso #7 correspondiente al desplazamiento aproximado del punto de desempeño ante un sismo ocasional, obteniendo el número total de rotulas generadas en este paso y la deriva global en la cota de análisis, a su vez el Paso# 9 representa el desplazamiento aproximado al punto de desempeño en presencia de un sismo raro, con las rotulas generadas en este paso y la deriva global en el punto de evaluación.

En la Figura 6-30 y Figura 6-31 se muestran los pórticos de la dirección X con sus respectivas rotulas plásticas, generadas ante las demandas sísmicas antes mencionadas.

De manera preliminar se verifican que las rotulas se muestran en las vigas mas no en las columnas, permitiendo a la estructura desarrollar un mecanismo plástico o mecanismo de viga.

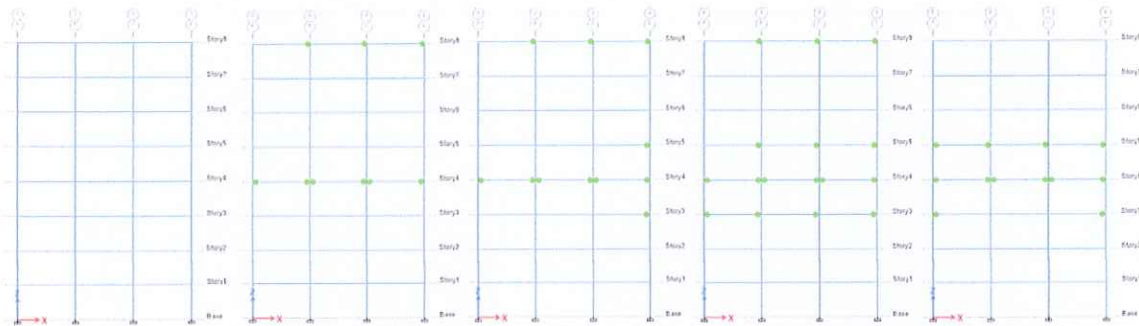


Figura 6-30. Rotulas plásticas de los pórticos en dirección X modelo regular, sismo ocasional.

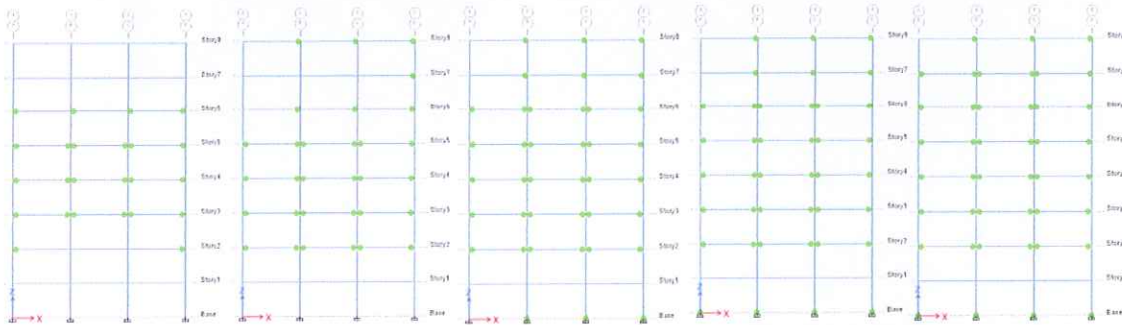


Figura 6-31. Rotulas plásticas de los pórticos en dirección X modelo regular, sismo de raro.

Se evalúa el objetivo de desempeño, el cual implica que para una edificación nueva con un nivel de importancia igual a 1 es necesario alcanzar al menos un desempeño básico, el cual como se mostró en la Tabla 3-18, ocupa los puntos a,f,k y p, de acuerdo al nivel de sismicidad al que se vea expuesto.

En este sentido la Figura 6-30 indica que para el sismo ocasional se presentan 48 rotulas en vigas centrales y perimetrales de los pórticos en la dirección de análisis, y el color de estas nos indica que el nivel de desempeño no supera el de seguridad de vida por lo tanto se considera de Ocupación Inmediata (IO), según la Tabla 6-15.

Por otro lado, en la Figura 6-31 se muestra la presencia de 177 rotulas, la mayor parte de estas se encuentran en vigas de pisos intermedios y superiores, sin embargo, en los pórticos 3,4 y 5 se cuenta con rotulas en la base de las columnas, no obstante, esto no genera una inestabilidad en la resistencia de la estructura, indica que el modelo en general comienza a ceder de manera progresiva.

Los puntos de plastificación formados ante acción del sismo raro son de color verde, por lo tanto, según Tabla 6-15, no sobrepasan la línea de seguridad de vida, encontrándose en un nivel de desempeño de ocupación inmediata.

- Modelo Regular, *pushover en dirección Y*

Como se mostró anteriormente se realizó el mismo análisis para la dirección Y, en este caso se encontraron los puntos de desempeño ante las demandas sísmicas antes mencionadas.

En la Tabla 6-17 se presentan los pasos del análisis pushover, en donde se exhibe el desplazamiento con su cortante respectivo y el número de rotulas plásticas generadas por cada paso, nivel de desempeño y deriva global en el punto de análisis.

En esta tabla se destaca la fila del paso #7 correspondiente al desplazamiento aproximado del punto de desempeño ante un sismo ocasional, y a su vez el Paso# 9 representa el desplazamiento aproximado al punto de desempeño en presencia de un sismo raro, con sus respectivas rotulas y las derivas globales para el punto de evaluación.

Tabla 6-17. Rotulas plásticas en elementos estructurales del modelo regular en dirección y-y

Step	Observ. (Punto de desempeño)	Monitoreo d Displ (cm)	Base Force (Tnf)	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total	Deriva global.
0	-	0,00)	0,00	816	0	0	0	816	0,00%
1	-	5,25	200,98	816	0	0	0	816	0,22%
2	-	5,68	217,38	816	0	0	0	816	0,24%

3	-	11,03	409,97	816	0	0	0	816	0,46%
4	-	12,11	429,95	816	0	0	0	816	0,50%
5	-	14,06	443,60	816	0	0	0	816	0,59%
6	-	20,24	462,48	810	6	0	0	816	0,84%
7	S. Ocasional	25,53	470,50	785	31	0	0	816	1,06%
8	-	30,97	476,59	653	163	0	0	816	1,29%
9	S. Raro	32,28	477,97	649	167	0	0	816	1,35%
10	-	32,28	477,68	649	167	0	0	816	1,35%
11	-	37,64	483,29	600	216	0	0	816	1,57%
12	-	40,26	485,85	593	223	0	0	816	1,68%
13	-	40,26	484,96	593	223	0	0	816	1,68%
14	-	40,61	485,67	591	225	0	0	816	1,69%
15	-	43,73	488,78	571	245	0	0	816	1,82%
16	-	43,73	488,73	571	245	0	0	816	1,82%
17	-	49,89	494,59	543	273	0	0	816	2,08%
18	-	52,26	496,84	538	278	0	0	816	2,18%
19	-	50,39	404,64	538	269	9	0	816	2,10%

En la Figura 6-32 y Figura 6-33 se muestran los pórticos de la dirección de análisis con la formación de rotulas plásticas para cada demanda.

Para el caso del sismo ocasional se verifican la formación de 31 rotulas plásticas que no sobrepasan el límite de seguridad de vida según la Tabla 3-15. El desarrollo de estas rotulas se muestra en vigas de los pisos intermedios y superiores, con excepción del pórtico 1 en el cual no se desarrolla ninguna plastificación, en este escenario la deriva global demuestra ser del 1.08%.

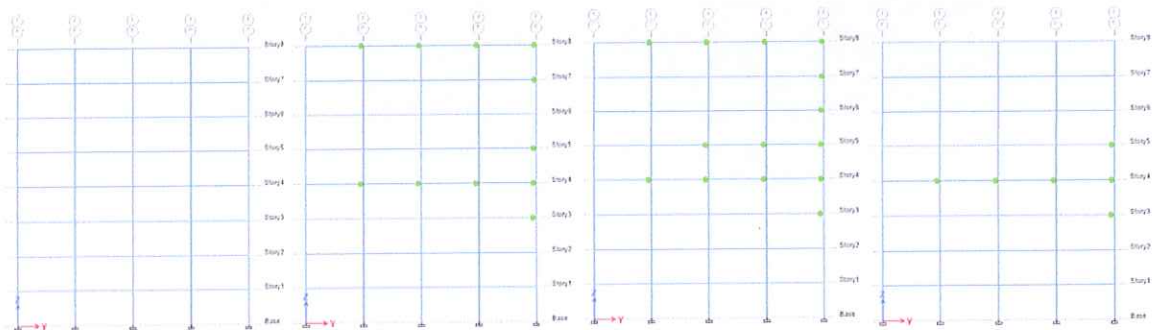


Figura 6-32. Rotulas plásticas de los pórticos en Y modelo regular, sismo ocasional.

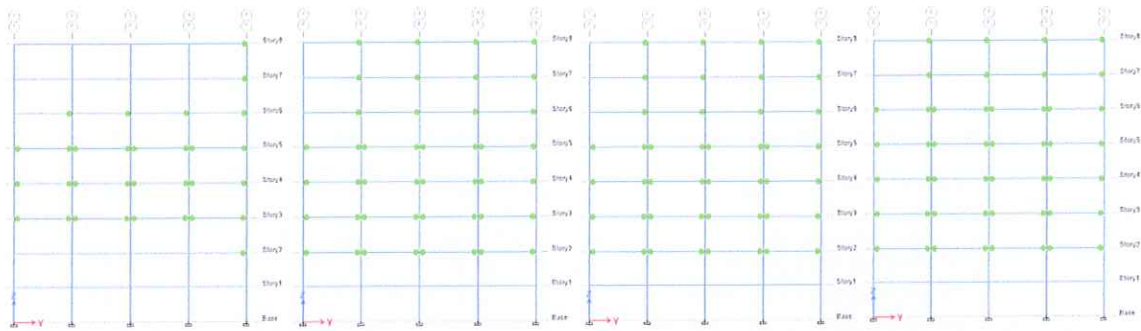


Figura 6-33. Rotulas plásticas de los pórticos en dirección Y modelo regular, sismo de diseño.

Verificando el nivel de desempeño ante un sismo raro se muestra en la Figura 6-33 que en este supuesto se cuenta con la formación de 167 rotulas, que al igual en la dirección X no sobrepasa el nivel de seguridad de vida ante esta demanda, ocupando el cuadro de la letra “f” en la matriz de desempeño, correspondiente a Ocupación Inmediata (IO), como se muestra en la Tabla 6-15 y Tabla 3-18.

Es importante mencionar que en esta dirección aun no comienza la cedencia progresiva en la base de las columnas del primer piso, esto se debe a que en este sentido la estructura cuenta con una mayor rigidez, contando con una deriva global de 1.35% generada por el nivel de sismo raro.

- **Modelo 1, pushover en dirección X**

Se realiza el mismo procedimiento que en los casos anteriores, detallando el cuadro de rotulas plásticas, desplazamientos, niveles de desempeño y derivas globales como se refleja en la Tabla 6-18.

Tabla 6-18. Rotulas plásticas en elementos estructurales, modelo irregular #1. Dirección X.

Step	Observ. (Punto de desempeño)	Monitored Displ (cm)	Base Force (Tnf)	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total	Deriva global.
0	-	0,00	0,00	732	0	0	0	732	0,00%
1	-	4,50	167,24	732	0	0	0	732	0,19%

2	-	5,02	186,69	732	0	0	0	732	0,21%
3	-	9,60	351,40	732	0	0	0	732	0,40%
4	-	11,25	393,06	731	1	0	0	732	0,47%
5	-	12,71	411,75	728	4	0	0	732	0,53%
6	-	14,16	420,79	726	6	0	0	732	0,59%
7	-	19,01	433,07	723	9	0	0	732	0,79%
8	S. Ocasional	24,03	439,14	692	40	0	0	732	1,00%
9	S. Raro	29,82	444,77	584	148	0	0	732	1,24%
10	-	36,04	451,03	521	211	0	0	732	1,50%
11	-	36,04	443,58	520	210	0	2	732	1,50%
12	-	36,04	432,39	520	208	0	4	732	1,50%
13	-	36,25	437,24	520	208	0	4	732	1,51%
14	-	36,25	420,02	519	207	0	6	732	1,51%
15	-	36,73	431,16	519	207	0	6	732	1,53%
16	-	37,57	442,44	519	207	0	6	732	1,57%
17	-	38,03	445,52	518	208	0	6	732	1,58%
18	-	38,42	446,74	518	208	0	6	732	1,60%
19	-	38,92	447,44	518	208	0	6	732	1,62%
20	-	38,92	444,29	518	207	1	6	732	1,62%
21	-	39,35	446,39	518	207	1	6	732	1,64%
22	-	42,61	450,41	513	212	1	6	732	1,78%
23	-	43,16	450,82	512	213	1	6	732	1,80%
24	-	43,71	451,52	512	213	1	6	732	1,82%
25	-	40,67	342,83	512	212	2	6	732	1,69%

Se destacan los desplazamientos más próximos a los puntos de desempeño generadas por la demanda sísmica evaluada, obtenido de esta manera el Paso8 y Paso9 como referentes.

Se evalúa el nivel de desempeño según la formación de rotulas en la figura 41, en esta se aprecia que se presentan rotulas en vigas de color verde, indicándonos que tampoco sobrepasa la línea de seguridad de vida, como se detalló en la Tabla 6-15. Asimismo, la deriva global en el punto de análisis es de 1%.

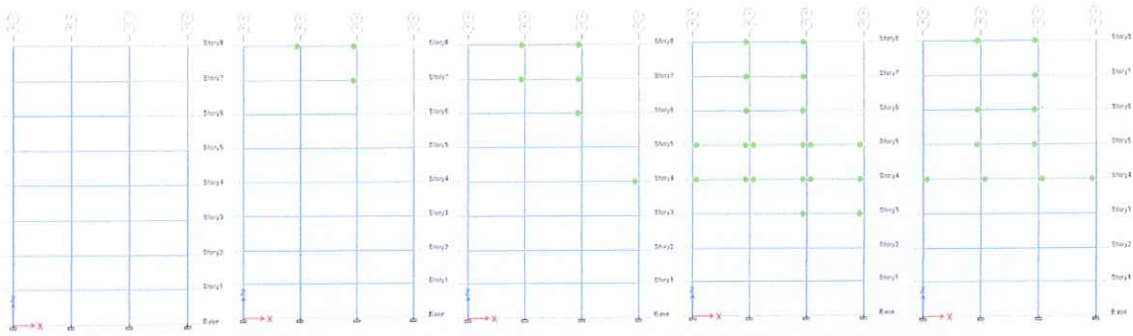


Figura 6-34. Rotulas plásticas en pórticos de dirección X modelo irregular #1, sismo ocasional.

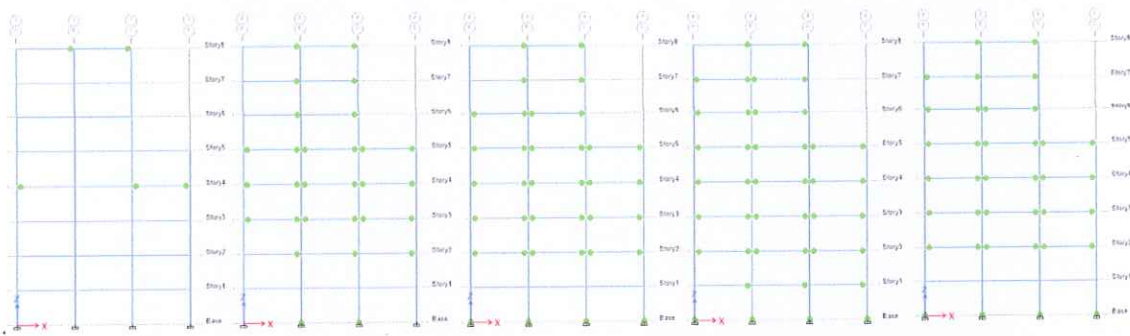


Figura 6-35. Rotulas plásticas en pórticos de dirección X modelo irregular #1, sismo raro.

En cambio, ante la presencia del sismo raro denotamos que un mayor número de elementos inician el proceso de plastificación, obtenido un total de 148 rotulas, las cuales, como se muestra tampoco superan el nivel de Seguridad de Vida, cabe destacar el aumento de rotulas en los últimos pórticos, esto se debe a la irregularidad con la que se cuenta y la torsión generada por la misma.

- **Modelo 1, pushover en dirección Y**

De igual manera que en los anteriores análisis, se detalle en la Tabla 6-19 los números de pasos realizados para cada desplazamiento y con ello las rotulas formadas, nivel de desempeño y deriva global en el punto de análisis.

Tabla 6-19. Rotula plásticas en elementos estructurales, modelo irregular #1. Dirección Y.

Step	Observ. (Punto de desempeño)	Monitored Displ cm	Base Force Kgf	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total	Deriva global.
0	-	0,00	0,00	732	0	0	0	732	0,00%

1	-	2,25	121,53	732	0	0	0	732	0,09%
2	-	6,85	368,64	732	0	0	0	732	0,29%
3	-	10,06	516,59	732	0	0	0	732	0,42%
4	-	12,40	563,47	732	0	0	0	732	0,52%
5	-	13,74	579,93	732	0	0	0	732	0,57%
6	-	13,74	576,96	732	0	0	0	732	0,57%
7	-	15,35	593,42	732	0	0	0	732	0,64%
8	-	15,35	589,25	732	0	0	0	732	0,64%
9	-	17,19	607,47	732	0	0	0	732	0,72%
10	-	17,19	603,35	732	0	0	0	732	0,72%
11	S. Ocasional	20,34	632,89	711	21	0	0	732	0,85%
12	-	20,34	628,80	710	22	0	0	732	0,85%
13	-	22,91	650,56	695	37	0	0	732	0,95%
14	-	22,91	646,65	695	37	0	0	732	0,95%
15	-	25,25	666,84	666	66	0	0	732	1,05%
16	-	25,25	665,12	666	66	0	0	732	1,05%
17	S. Raro.	27,10	676,65	650	82	0	0	732	1,13%
18	-	27,10	675,08	650	82	0	0	732	1,13%
19	-	28,16	681,10	635	97	0	0	732	1,17%
20	-	28,16	674,56	634	98	0	0	732	1,17%
21	-	30,15	686,72	593	139	0	0	732	1,26%
22	-	30,15	682,10	590	142	0	0	732	1,26%
23	-	31,92	693,37	554	178	0	0	732	1,33%
24	-	31,92	691,68	554	178	0	0	732	1,33%
25	-	32,03	692,23	553	179	0	0	732	1,33%
26	-	32,03	690,21	553	179	0	0	732	1,33%
27	-	32,81	694,01	537	195	0	0	732	1,37%
28	-	32,81	687,86	537	195	0	0	732	1,37%
29	-	32,89	688,50	537	195	0	0	732	1,37%
30	-	32,89	681,25	536	196	0	0	732	1,37%
31	-	33,60	689,17	529	203	0	0	732	1,40%
32	-	33,61	683,10	527	205	0	0	732	1,40%
33	-	34,32	689,08	519	213	0	0	732	1,43%
34	-	34,32	683,02	519	213	0	0	732	1,43%
35	-	35,80	693,73	500	232	0	0	732	1,49%
36	-	35,80	688,71	499	233	0	0	732	1,49%
37	-	36,17	691,90	496	236	0	0	732	1,51%
38	-	36,17	682,54	496	236	0	0	732	1,51%
39	-	36,65	686,40	495	237	0	0	732	1,53%
40	-	36,65	665,92	495	235	2	0	732	1,53%
41	-	37,27	675,05	493	237	2	0	732	1,55%
42	-	35,75	588,34	493	235	4	0	732	1,49%

Se destacan los desplazamientos más próximos a los puntos de desempeño generados por las demandas sísmica evaluadas, obtenido de esta manera el Paso11 y Paso17 como referentes.

Para la evaluación del punto de desempeño ante un sismo ocasional, la Figura 6-36 muestra la presencia de rotulas plásticas en vigas y en columnas, obteniendo como resultado 21 rotulas, generadas mayormente en la base de las columnas del primer piso, lo que podría comprometer al buen desempeño sísmico de la estructura. Según la paleta de colores presentada en la Figura 6-29 la estructura no cruza al nivel de desempeño de Seguridad de Vida, manteniéndose en Ocupación inmediata.

Asimismo, para el sismo de diseño, se confirma la formación de 82 rotulas plásticas mismas se forman en pie de columna del primer piso y vigas de pisos intermedio.

Según el color que se observa en la Figura 6-37, se mantiene en un punto intermedio entre Ocupación Inmediata (IO), y Seguridad de Vida (LS), con una deriva global del 1.13%.

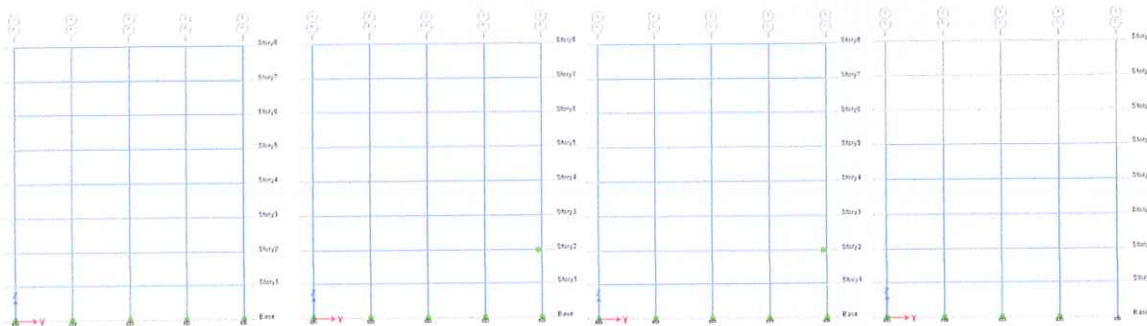


Figura 6-36. Rotulas plásticas en pórticos de dirección Y, modelo irregular#1. Sismo Ocasional.

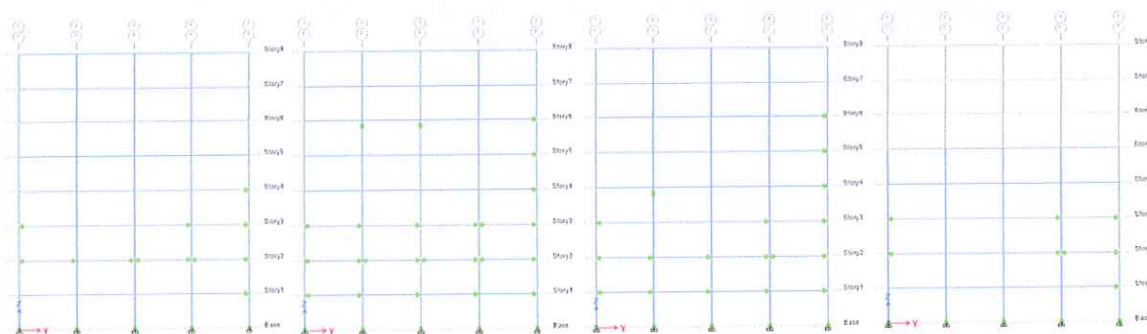


Figura 6-37. Rotulas plásticas en pórticos de dirección Y, modelo irregular#1. Sismo Raro.

- **Modelo 2, pushover en dirección X**

Se realizó el respectivo análisis para la estructura que cuenta con entrantes excesivas en las esquinas. (NEC 15).

En la Tabla 6-20 se expone los desplazamientos alcanzados y las rotulas formadas para cada paso de análisis, así mismo se detalla el nivel de desempeño en el que se encuentran dichas rotulas y la deriva global en cada fase de evaluación.

Tabla 6-20. Rotula plásticas en elementos estructurales, modelo irregular #2. Dirección X

Step	Observ. (Punto de desempeño.)	Monitored Displ (cm)	Base Force (Tnf)	A-IO	IO-LS	LS- CP	>CP	Total	Deriva global.
0		0,00	0,00	624	0	0	0	624	0,000%
1		2,46	72,05	624	0	0	0	624	0,103%
2		7,42	214,12	624	0	0	0	624	0,309%
3		9,35	262,13	624	0	0	0	624	0,390%
4		11,46	286,68	622	2	0	0	624	0,478%
5		13,40	296,17	620	4	0	0	624	0,558%
6		18,73	307,64	611	13	0	0	624	0,780%
7	S. Ocasional	24,16	315,33	562	62	0	0	624	1,007%
8		27,67	318,83	533	91	0	0	624	1,153%
9		27,67	318,83	533	91	0	0	624	1,153%
10	S. Raro.	32,84	322,92	498	126	0	0	624	1,368%
11		32,84	319,26	497	126	1	0	624	1,368%
12		33,22	320,44	497	126	1	0	624	1,384%
13		38,23	324,35	478	145	1	0	624	1,593%
14		38,23	314,24	478	142	4	0	624	1,593%
15		38,43	318,08	478	142	4	0	624	1,601%
16		38,43	316,91	478	142	3	1	624	1,601%
17		38,66	320,07	478	142	3	1	624	1,611%
18		39,03	322,97	477	143	3	1	624	1,626%
19		39,52	323,59	474	146	3	1	624	1,647%
20		41,25	324,84	468	152	3	1	624	1,719%
21		41,25	320,04	468	151	2	3	624	1,719%
22		41,25	319,07	468	151	1	4	624	1,719%
23		41,53	323,00	467	152	1	4	624	1,730%
24		41,82	323,68	467	152	1	4	624	1,743%
25		41,82	321,92	467	151	2	4	624	1,743%
26		42,09	323,43	467	151	2	4	624	1,754%

27		44,84	325,76	462	156	2	4	624	1,868%
28		44,36	310,68	462	154	4	4	624	1,848%

En esta tabla se destaca la fila del Paso #7 correspondiente al desplazamiento aproximado al punto de desempeño ante un sismo ocasional, a su vez el Paso #10 representa el desplazamiento aproximado al punto de desempeño en presencia de un sismo raro.

Se evalúa el desempeño de la estructura ante el sismo ocasional, y como se muestra en la Figura 6-38, el número de rotulas en este paso es de 62, mismas que se ubican en vigas de pisos intermedios y superiores, mostrando un comportamiento sismorresistente en este sentido, Además el nivel de desempeño de la estructura se encuentra en Ocupación Inmediata (IO), cumpliendo con el objetivo básico que denota la Tabla 3-18.

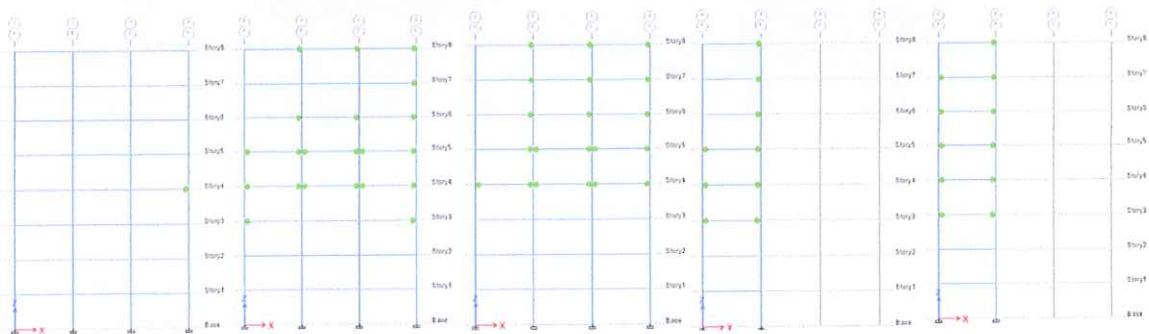


Figura 6-38. Rotulas plásticas de los pórticos en dirección X, modelo irregular #2. Sismo ocasional.

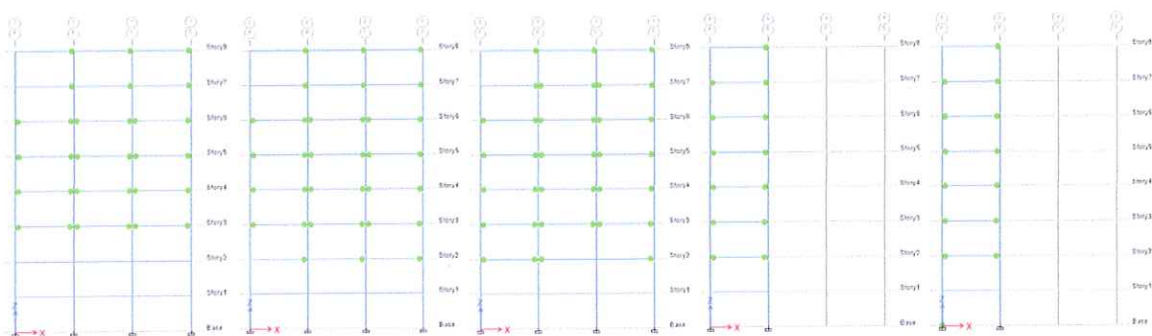


Figura 6-39. Rotulas plásticas de los pórticos en dirección X, modelo irregular #2. Sismo Raro.

Para el caso de la Figura 6-39, se muestra la ubicación de las rotulas en los elementos estructurales antes el sismo Raro, obteniendo un total de 126 rotulas plásticas, sin embargo, debemos destacar que se presentan únicamente en las vigas de pisos intermedios y superiores (no en columnas), y por el color que se maneja en este paso, define que la estructura se encuentra en un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), según la Tabla 6-15.

Además, se calculó una deriva global de 1.36% en el punto de análisis.

- **Modelo 2, pushover en dirección Y**

Se aplico la valoración en sentido Y, detallando en la Tabla 6-21 el total de pasos generados en la evaluación, cada uno con su respectivo número de rotulas generadas y la deriva global en cada paso evaluado.

Tabla 6-21. Rotulas plásticas en elementos estructurales, modelo irregular #3 en dirección Y.

Step	Observ. (Punto de desempeño.)	Monitored Displ (cm)	Base Force (Tnf)	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total	Deriva global.
0	-	0,00	0,00	624	0	0	0	624	0,00%
1	-	4,36	129,79	624	0	0	0	624	0,18%
2	-	9,59	279,90	624	0	0	0	624	0,40%
3	-	11,42	309,32	624	0	0	0	624	0,48%
4	-	11,71	312,27	624	0	0	0	624	0,49%
5	-	12,80	317,98	624	0	0	0	624	0,53%
6	-	18,65	331,84	622	2	0	0	624	0,78%
7	S. Ocasional	24,07	339,78	592	32	0	0	624	1,00%
8	-	29,38	344,40	529	95	0	0	624	1,22%
9	S. Raro	34,63	348,66	470	154	0	0	624	1,44%
10	-	41,04	353,22	443	181	0	0	624	1,71%
11	-	46,61	357,70	428	196	0	0	624	1,94%
12	-	49,11	359,41	428	196	0	0	624	2,05%
13	-	49,11	346,50	428	193	3	0	624	2,05%
14	-	49,11	339,56	428	191	5	0	624	2,05%
15	-	49,11	326,78	428	187	9	0	624	2,05%
16	-	49,45	330,11	428	187	9	0	624	2,06%
17	-	49,45	316,70	428	184	12	0	624	2,06%
18	-	49,83	320,02	427	185	12	0	624	2,08%
19	-	49,58	299,27	427	181	16	0	624	2,07%

En esta tabla se destaca la fila#7 correspondiente al desplazamiento aproximado del punto de desempeño ante un sismo ocasional, obteniendo 32 elementos incurriendo en el rango plástico, todas en vigas de pisos intermedio y superiores. El nivel de desempeño bajo esta demanda se encuentra en Ocupación inmediata (IO), según el color de las rotulas que se muestra en la Figura 6-40 que se compara con la Tabla 6-15 donde se detalla el nivel de desempeño según la presentación de las rotulas plásticas. También, la deriva global en este punto del análisis es de 1%.

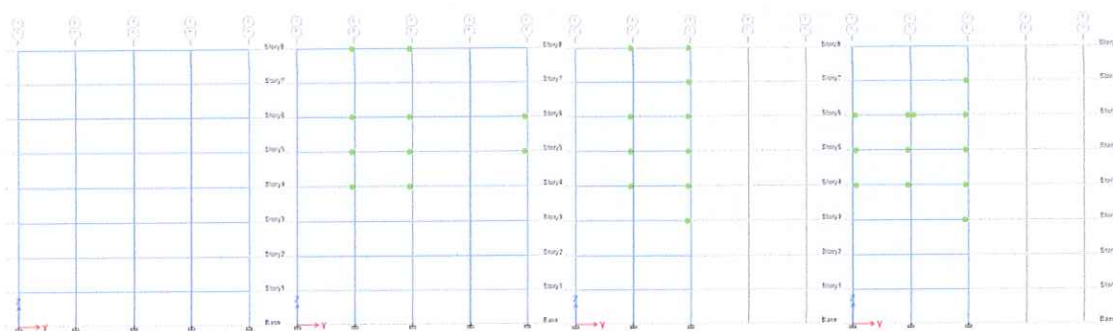


Figura 6-40. Rotulas plásticas de los pórticos en dirección Y, modelo irregular #2. Sismo ocasional.

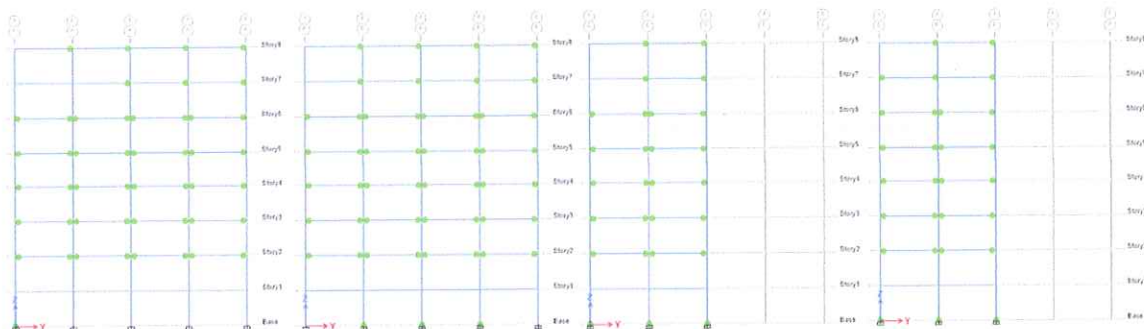


Figura 6-41. Rotulas plásticas de los pórticos en dirección Y, modelo irregular #2. Sismo Raro.

Por otra parte, en la Figura 6-41 se muestra un total de 154 rotulas generadas por la demanda del sismo raro, la ubicación de estas rotulas se da con mayoría en las vigas y muy pocas en la base de la columna del primer piso, esto demuestra que la edificación es dúctil formando un mecanismo plástico, que es lo que espera en una edificación sismorresistente.

El nivel de desempeño bajo estas solicitaciones se encuentra antes de Seguridad de Vida (LS), por lo tanto, la estructura cumple con los objetivos básicos de desempeño ante la presencia de un sismo raro, según lo que se indica la Tabla 3-18.

- Modelo 3, pushover dirección X

Como en los anteriores modelos, en la Tabla 6-22 se muestra los resultados del análisis pushover en sentido X, donde se detalla el número de rotulas plásticas en cada paso de la evaluación, el desempeño sísmico y la deriva global de la edificación en el punto de valoración.

Tabla 6-22. Rotulas plásticas en elementos estructurales, modelo irregular #3 dirección x-x

Step	Observ. (Punto de desempeño.)	Monitored Displ (cm)	Base Force (Tnf)	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total	Deriva global.
0	-	0	0	528	0	0	0	528	0,00%
1	-	3,8626	80,1814	528	0	0	0	528	0,16%
2	-	8,0626	166,3002	528	0	0	0	528	0,34%
3	-	10,5221	212,0973	528	0	0	0	528	0,44%
4	-	11,8734	225,4428	528	0	0	0	528	0,49%
5	-	13,3897	231,1229	528	0	0	0	528	0,56%
6	-	19,1506	240,9594	525	3	0	0	528	0,80%
7	S. Ocasional	24,2936	246,9293	516	12	0	0	528	1,01%
8	-	29,8373	251,3065	450	78	0	0	528	1,24%
9	S. Raro	34,0373	254,2835	422	106	0	0	528	1,42%
10	-	38,2373	256,9617	408	120	0	0	528	1,59%
11	-	38,6639	257,2096	406	122	0	0	528	1,61%
12	-	38,6643	248,4615	403	123	2	0	528	1,61%
13	-	40,1798	252,8299	396	130	2	0	528	1,67%
14	-	42	254,1999	395	131	2	0	528	1,75%

En la tabla se destaca el Paso#7 y #9 pertenecientes al desplazamiento aproximado al punto de desempeño del sismo ocasional y el sismo raro respectivamente.

En este caso la Figura 6-42 muestra los pórticos de la dirección X con sus respectivas rotulas generadas ante las demandas sísmicas antes mencionadas

Para un sismo un sismo ocasional la estructura presenta plasticidad en vigas mas no en columnas, con un total de 12 rotulas de color verde claro, tal como se muestra en la Figura 6-42. Según el color representa un nivel de desempeño de Ocupación inmediata (IO), cumpliendo con el objetivo básico de desempeño para este modelo ante la demanda.

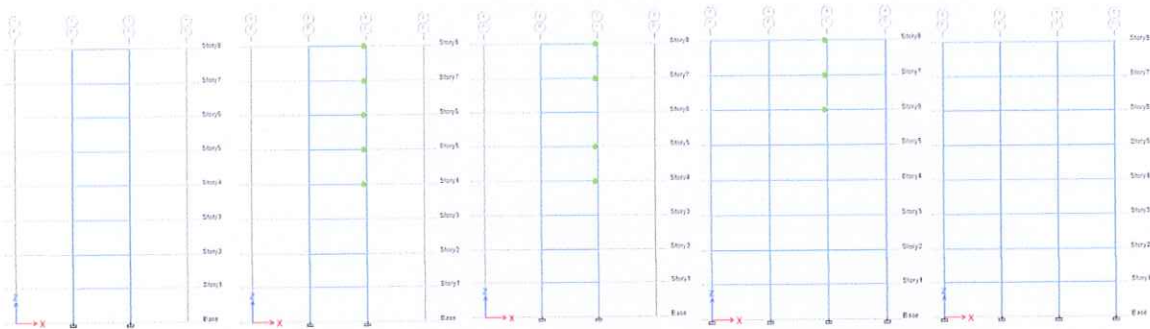


Figura 6-42. Rotulas plásticas en pórticos de dirección X. Sismo Ocasional.

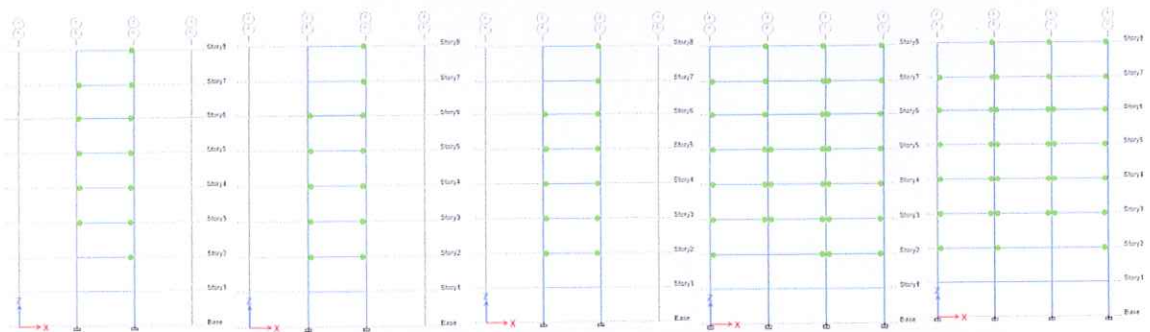


Figura 6-43. Rotulas plásticas en pórticos de dirección X. Sismo Raro.

Para el escenario del sismo raro, verificamos en la Figura 6-43 un total de 106 rotulas generadas únicamente en las vigas, así mismo resulta ser un comportamiento aceptable para una edificación sismorresistente, ya que permite que la estructura tenga una cedencia progresiva y no de golpe como lo que sería un mecanismo de piso.

Por lo tanto, se categoriza al modelo con un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, utilizando la paleta de colores presentada en la Figura 6-29 y cumpliendo con el desempeño básico esperado según la Tabla 3-18. Un dato interesante es que el punto de desempeño ante esta demanda cuenta con una deriva global de 1.42%

- **Modelo 3, pushover dirección Y**

Se realizó el mismo procedimiento para la dirección de análisis en Y, es así que se expone en la Tabla 6-23, los pasos realizados hasta alcanzar el punto de desempeño para cada demanda.

Tabla 6-23. Rotulas plásticas en elementos estructurales, modelo irregular #3 en dirección X.

Step	Observ. (Punto de desempeño.)	Monitor ed Displ (cm)	Base Force (Tnf)	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total	Deriva global.
0	-	0,00	0,00	528	0	0	0	528	0,00%
1	-	5,00	125,12	528	0	0	0	528	0,21%
2	-	8,01	199,84	528	0	0	0	528	0,33%
3	-	10,20	238,79	528	0	0	0	528	0,43%
4	-	11,74	246,44	528	0	0	0	528	0,49%
5	-	18,92	258,98	528	0	0	0	528	0,79%
6	S. Ocasional.	23,28	264,04	514	14	0	0	528	0,97%
7	-	28,28	267,61	454	74	0	0	528	1,18%
8	S. Raro.	33,28	271,59	404	124	0	0	528	1,39%
9	-	38,91	275,84	384	144	0	0	528	1,62%
10	-	44,41	279,07	366	162	0	0	528	1,85%
11	-	45,04	279,41	365	163	0	0	528	1,88%
12	-	45,04	276,14	365	162	1	0	528	1,88%
13	-	46,70	278,72	365	162	1	0	528	1,95%
14	-	46,70	251,63	365	155	8	0	528	1,95%
15	-	48,23	258,71	365	155	8	0	528	2,01%
16	-	48,60	261,38	365	155	8	0	528	2,03%
17	-	48,10	245,39	365	153	10	0	528	2,00%

Al analizar el nivel de desempeño frente a un sismo ocasional, en la Figura 6-44 evidencia la existencia de rotulas plásticas en un nivel de desempeño correspondiente a Ocupación Inmediata (IO). Estas rotulas se localizan principalmente en vigas perimetrales de los pisos superiores, sin embargo, se puede observar que la estructura muestra un desempeño satisfactorio ante esta demanda sísmica.

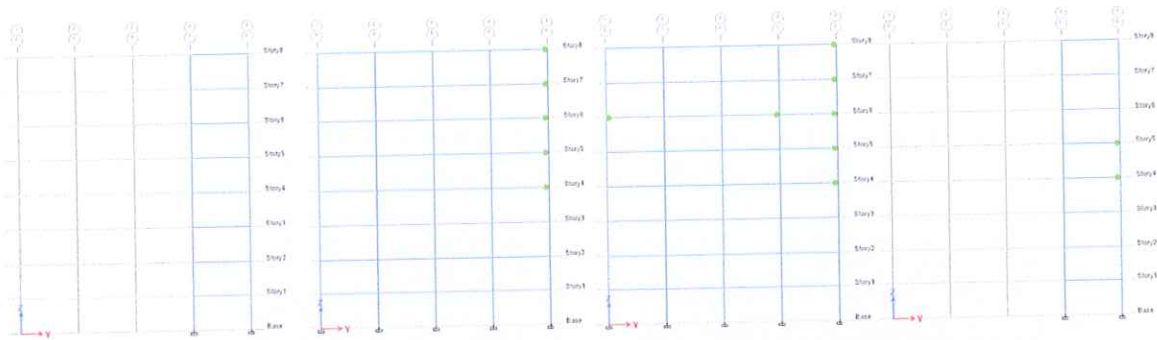


Figura 6-44. Rotulas plásticas de los pórticos en Y, modelo irregular, Sismo Ocasional.

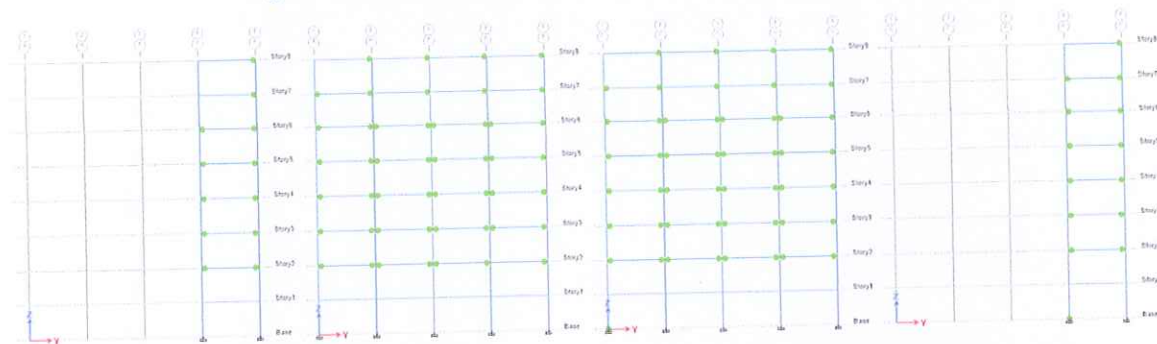


Figura 6-45. Rotulas plásticas de los pórticos en Y, modelos irregulares #3, Sismo Raro

Ahora bien, la Figura 6-45 muestra el comportamiento de la edificación ante un Sismo Raro, revelando la formación de 124 rotulas, principalmente en vigas perimetrales y centrales. Este patrón de rotulas indica que los primeros elementos en plastificarse y disipar energía a través de deformación serán las vigas, un comportamiento esperado en todas las edificaciones sismorresistentes, por ende, si verificamos el color de rotulas formados con la Tabla 6-15, comprobamos que el modelo se encuentra en un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

6.4.3 Modelos Bilineales.

Para facilitar la comparación de los modelos en el análisis no lineal, se simplifica las curvas de capacidad con un diagrama bilineal utilizando el criterio de las áreas iguales bajo las curvas como se estipula en la sección 3.2.1. Así, en la Figura 6-46 y Figura 6-47 se presentan los resultados de capacidad en los modelos evaluados para cada dirección de análisis.

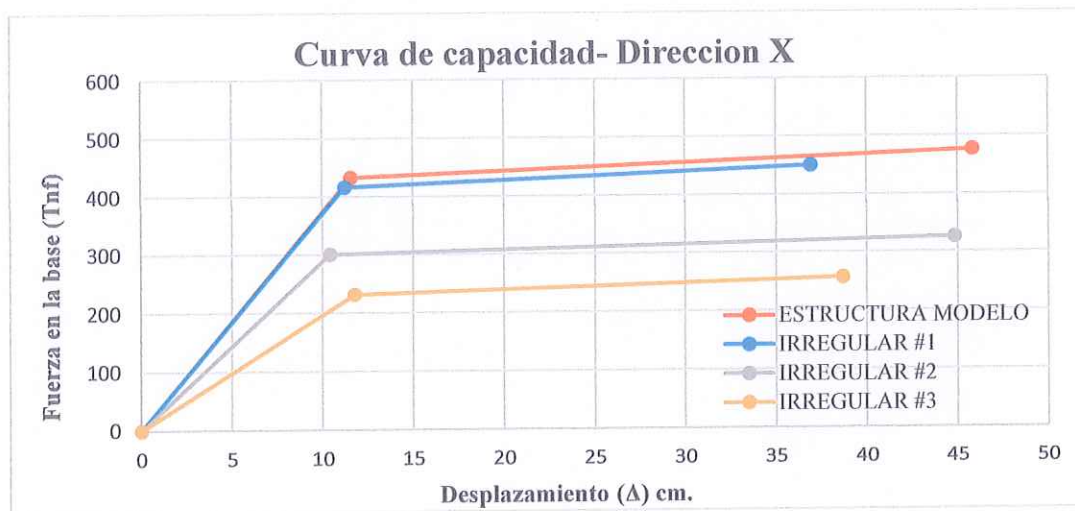


Figura 6-46. Modelos bilineales para las estructuras analizadas. Pushover en X.

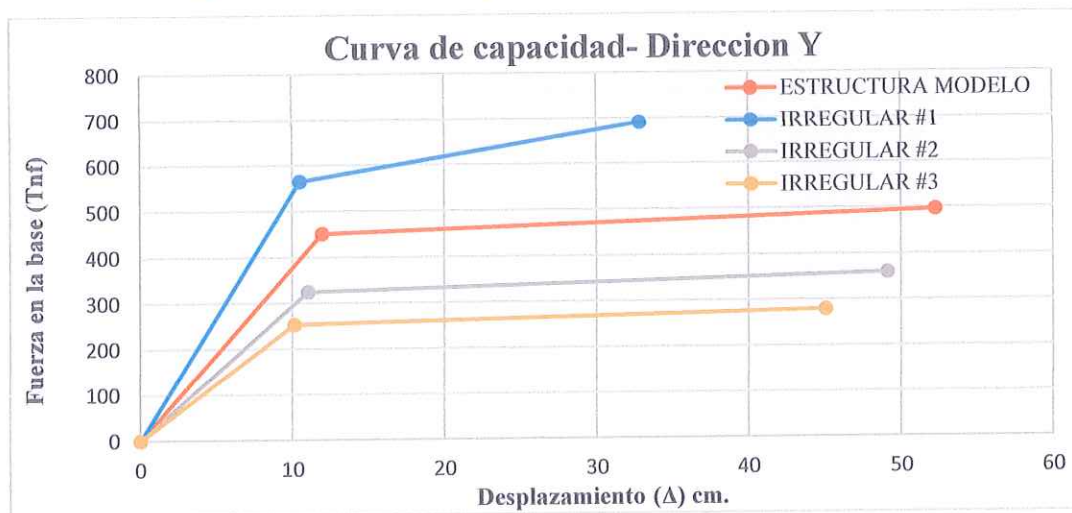


Figura 6-47. Modelos bilineales para las estructuras analizadas. Pushover en Y.

Se aprecia que el cortante en los modelos irregulares es menor, esto no se debe a que la estructura sea del todo inestable, si no por el propio peso de la edificación. Debemos recordar

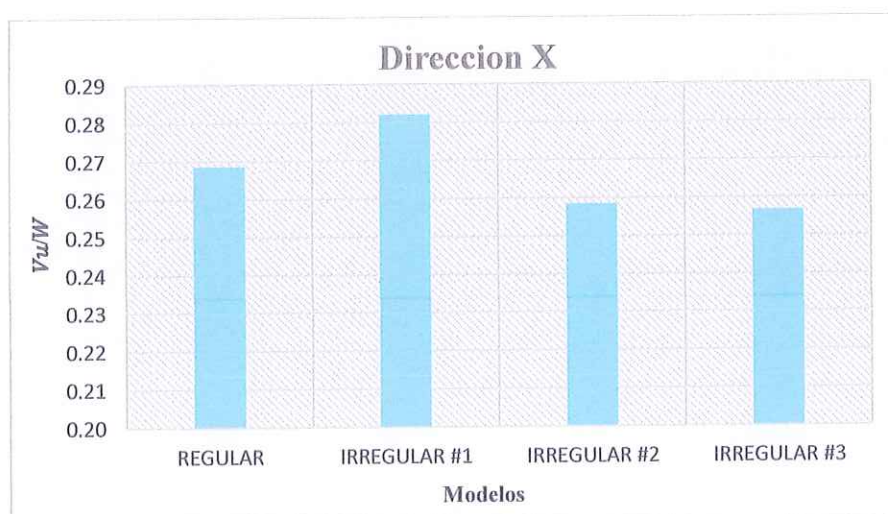
que al introducir las irregularidades en el modelo de referencia disminuimos el propio peso de la estructura, dándonos como resultados menores cortantes como se visualiza en la Figura 6-46 y Figura 6-47. Por ello para realizar una comparación más equitativa acerca de las fuerzas laterales que resiste cada modelo, los valores de cortantes en la base se normalizaron dándonos como resultado la Tabla 6-24 , en donde se muestra que en la dirección X el modelo 1 resiste un mayor cortante con un valor de 0.28, mientras que el cortante para la estructura regular es de 0.27 y para el modelo 2 y 3 se obtuvo un cortante de 0.26.

En la Dirección Y sucede algo similar, el cortante normalizado mayor es de 0.43, correspondiente al modelo 1, seguido del cortante para la estructura regular y el modelo 2 con un valor de 0.29 y por último la estructura 3 con un valor de 0.28.

Tabla 6-24. Normalización de Cortantes en la Base. Dirección X y Y.

MODELOS	Vu / W	
	Dirección X	Dirección Y
MODELO REGULAR	0,27	0,28
MODELO 1	0,28	0,43
MODELO 2	0,26	0,29
MODELO 3	0,26	0,28

a)



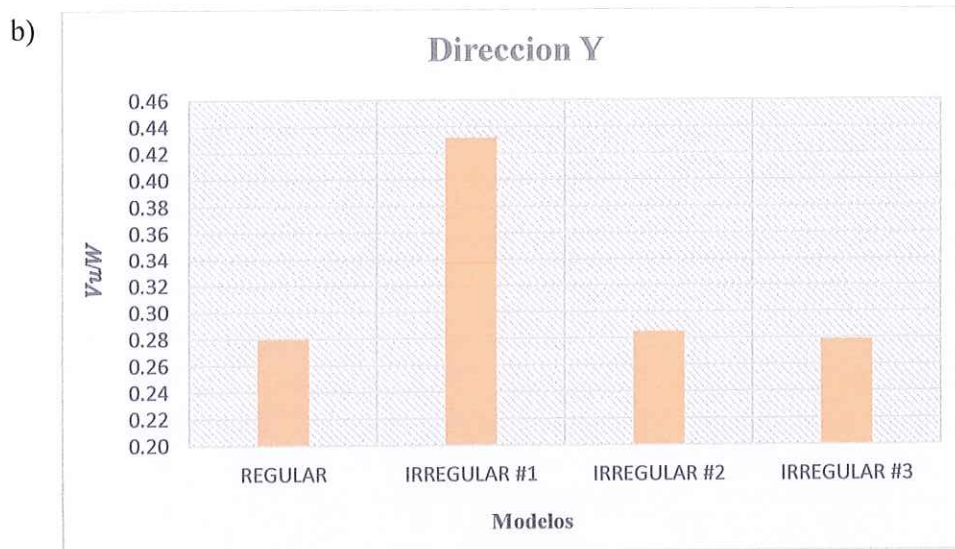


Figura 6-48. Normalización de Cortantes en la Base. a) Dirección X b) Dirección Y.

A partir de la Figura 6-46 y Figura 6-47 se pueden calcular las ductilidades de cada modelo. Este cálculo se obtiene dividiendo el desplazamiento en el punto del colapso entre el desplazamiento en el punto de fluencia (D_u / D_y), obteniendo los siguientes resultados para ambas de direcciones de análisis.

Tabla 6-25. Ductilidades de los modelos estudiados en dirección X.

	Modelo regular	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Ductilidad (μ)	3.96	3.29	4.31	3.29

Tabla 6-26. Ductilidades de los modelos estudiados en dirección Y.

	Modelo regular	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Ductilidad (μ)	4.37	3.13	4.45	4.44

Como se muestra en la Tabla 6-25 y Tabla 6-26 el modelo con menor ductilidad es el que presenta una irregularidad geométrica, seguido de la estructura modelo, y por último el modelo 2 y 3.

Es interesante observar que la irregularidad que presenta el modelo 1, es la que ocasiona que la edificación no sea tan dúctil como los demás y que no disipe grandes porcentajes de energías a través de la deformación de sus elementos, es decir que colapsa en un desplazamiento mucho menor que el de la estructura modelo.

Asimismo, se destaca el comportamiento del modelo 2 y 3 , ya que, aunque presentan mayor ductilidad, se observa que los desplazamientos últimos de estos modelos son menores al de la estructura regular.

A continuación se presentan las tablas de resultados para los niveles de desempeño sísmico en todas las estructuras evaluadas. Como se observa en la Tabla 6-27 el nivel de desempeño para todos los modelos en dirección X, no supera el de seguridad de vida, satisfaciendo perfectamente con el desempeño básico estipulado en la Tabla 3-18. No obstante, en la sección 6.4.2 se aprecia como en los modelos irregulares, los elementos fallan presentan rotulas en el colapso, justo unos pasos más adelante del nivel de desempeño ante un sismo raro ($T_r = 475$ años), es decir, mucho antes del colapso total de la estructura. Con base en esta observación, se puede asumir que el nivel de desempeño ante un sismo con un periodo de retorno de 2500 años, denominado como “Muy raro” en la NEC-SE-DS, 2015, estaría fuera de los rangos establecidos e incumpliría el nivel de comportamiento sísmico esperado para una edificación nueva, como es el presente caso.

Así mismo, en la dirección Y, el nivel de desempeño de los modelos analizados cumple con el comportamiento básico esperando para una edificación nueva. En estas tablas se puede

observar el desplazamiento correspondiente a los niveles de desempeño generados por un sismo ocasional y raro, así como el corte asociado a dichas demandas sísmicas.

Tabla 6-27. Nivel de desempeño de los modelos estudiados. Dirección X.

Modelo	Demanda sísmica	Desplazamiento (ASCE 41-13) (cm)	Capacidad de resistencia (ASCE 41-13) (Tnf)	Nivel de desempeño
Modelo Regular	Ocasional	21,71	450,03	IO-LS
	Raro	30,09	461,48	IO-LS
Modelo 1	Ocasional	21,24	435,77	IO-LS
	Raro	29,31	444,36	IO-LS
Modelo 2	Ocasional	20,88	310,69	IO-LS
	Raro	29,32	320,13	IO-LS
Modelo 3	Ocasional	23,86	246,42	IO-LS
	Raro	32,2	252,98	IO-LS

Tabla 6-28. Nivel de desempeño de los modelos estudiados. Dirección Y.

Modelo	Demanda sísmica	Desplazamiento (ASCE 41-13) (cm)	Capacidad de resistencia (ASCE 41-13) (Tnf)	Nivel de desempeño
Modelo Regular	Ocasional	23,06	466,77	IO-LS
	Raro	31,57	477,22	IO-LS
Modelo 1	Ocasional	19,55	625,58	IO-LS
	Raro	26,36	671,93	IO-LS
Modelo 2	Ocasional	21,67	336,26	IO-LS
	Raro	29,8	344,74	IO-LS
Modelo 3	Ocasional	21,51	261,99	IO-LS
	Raro	29,318	268,59	IO-LS

En la Tabla 6-29 se muestra las derivas globales de cada modelo en el punto de colapso, estos datos fueron obtenidos en el análisis no lineal de tipo pushover donde considera más a detalle el comportamiento de cada elemento estructural cuando incursiona en el rango no lineal, se puede observar las diferencias con respecto a las derivas obtenidas en la sección 6.2.2 y 6.3.5.

Tabla 6-29. Resultados de derivas globales en el colapso.

Modelo	Deriva global en dirección X %	Deriva Global en dirección Y%
Estructura modelo	1,89	2,1
Modelo 1	1,69	1,49
Modelo 2	1,84	2,07
Modelo 3	1,75	2

CAPITULO 7

7 CONCLUSIONES

En la presente investigación se examinó el impacto de las irregularidades estructurales en planta y en elevación sobre el desempeño sísmico de una edificación. Se partió de una estructura modelo totalmente regular, a la cual se le fueron introduciendo diversas irregularidades mencionadas en la NEC-SE-DS, 2015. Así con el objetivo de comparar los resultados y conocer el comportamiento de cada una de estas.

Se comprobó que las irregularidades afectan el comportamiento de las estructuras para resistir cargas laterales. A medida que las irregularidades fueron introducidas en el modelo de referencia, la rigidez de la estructura disminuía tornándola más flexible, sobrepasando límites de derivas estáticas, acrecentando el riesgo de formación de mecanismos plásticos, mismos que pueden ser apreciados en el análisis estático no lineal de tipo Pushover. Sin embargo, la verificación de derivas nos da una idea aproximada de las zonas en donde se producirán estos mecanismos de falla.

Con el análisis lineal se verificaron los centros de masas y de rigidez de cada modelo evaluado. Debido a su geometría, los modelos irregulares presentaron una discrepancia entre el centro de masas y de rigidez. Sin embargo, no todos mostraron irregularidad por torsión.

Esto demuestra que no todas las estructuras irregulares tienden a experimentar este tipo de problemas. Es importante mencionar que en esta investigación se tomaron los parámetros mínimos establecidos en la NEC-SE-DS para considerar una estructura como irregular. Si se incrementara la irregularidad en cada modelo, es probable que se observe torsión en todos ellos.

La irregularidad geométrica presentada en el modelo 1 resultó ser la más demandante en términos de torsión, pues fue la única que sobrepasó los límites permitidos por la NEC-SE-DS, 2015, para ser considerada con irregularidad torsional. No obstante, se debe recordar que fue la única irregularidad en elevación evaluada.

Al finalizar el análisis lineal, se procedió con el análisis estático no lineal de tipo Pushover, donde se verificaron desplazamientos máximos en cada modelo, destacando la ductilidad como punto importante de este análisis. Según los resultados obtenidos, el modelo 1 presenta menor ductilidad, ocasionando que la estructura tenga una capacidad limitada para disipar energía a través de desplazamiento y colapse mucho más rápido que los otros modelos. Por otro lado, los modelos 2 y 3 presentan valores mayores de ductilidad, lo que en principio indicaría la capacidad de experimentar grandes desplazamientos antes del colapso. Sin embargo, los resultados obtenidos muestran que los desplazamientos en el punto de colapso fueron menores a los del modelo regular. Esto evidencia que, aunque una estructura sea dúctil, la presencia de irregularidades puede afectar negativamente el comportamiento sísmico, limitando su capacidad de desempeño.

En el análisis no lineal de tipo Pushover, los modelos fueron sometidos a dos tipos de demandas sísmicas: un sismo ocasional ($T_r = 225$ años) y uno raro ($T_r = 475$ años), conforme a lo establecido en la NEC-SE-DS, 2015. Aunque todos los modelos cumplan los niveles de comportamiento básicos para edificaciones nuevas, los números de rótulas generadas justo

después del nivel de desempeño de un sismo raro se tornaban en el colapso. Esto sucede específicamente en el Modelo irregular 1 y 2 en dirección X, los cuales presentan irregularidad geométrica y retrocesos excesivos en las esquinas, respectivamente. Indicando que el nivel de desempeño de los modelos en esta dirección está muy cerca del colapso, dejando a las estructuras con graves daños después de un sismo raro ($T_r = 475$ años).

En definitiva, las irregularidades impactan negativamente el comportamiento sísmico de una edificación, maximizando los riesgos frente a fenómenos naturales como los terremotos. No obstante, una alternativa viable sería la incorporación de juntas constructivas que permitan dividir la geometría de las edificaciones irregulares, y lograr una distribución de masa y rigidez más equilibrada para un comportamiento sísmico adecuado.

8 RECOMENDACIONES

Realizar un análisis donde las irregularidades de los modelos a analizar sean más graves, tal vez en ese sentido se logre apreciar diferentes mecanismos de falla en la verificación de rotulas plásticas, ante un sismo ocasional ($T_r = 225$ años) y uno raro ($T_r = 475$ años).

Investigar el desempeño de los modelos irregulares para sismos con periodos de retorno superiores a 475 años a través del análisis no lineal de tipo Pushover. Dado que los eventos sísmicos de alta magnitud y baja frecuencia pueden tener efectos significativos en las edificaciones. Se recomienda empezar con modelos que cumplan los parámetros mínimos de irregularidad estipulados en la NEC-SE-DS, 2015, como los presentados en esta investigación.

Ejecutar una comparativa entre modelos con irregularidad en elevación y en planta, con el objetivo de determinar cuál grupo presenta mayor deficiencia al resistir cargas laterales. Esto permitiría obtener resultados interesantes y establecer qué tipo de irregularidad resulta más crítica en comparación a las demás.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ali, A., & Krawinkler, H. (1998). Effects of Vertical Irregularities on Seismic Behavior of Building Structure. *Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University*. Recuperado el 2024 de Julio de 25
- ASCE, 7.-1. (2016). *Minimum Design Loads and Associated criteria for buildings and other structures*. Obtenido de <https://aulaseproinca.blogspot.com/2017/12/descarga-el-codigo-ascesei-7-16-pdf.html>
- Anagnostopoulou, V. V., Volakos, E. K., & Zeris, C. A. (2015). Objective evaluation of the q factor of irregular RC buildings designed according to EC8 - Design and analyses procedures. *COMPdyn 2015 - 5th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, 1040–1053. <https://doi.org/10.7712/120115.3449.1617>
- Andrade, Y. R. (2023). *EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO DE MANTA, ECUADOR*. Manta.
- ASCE, & FEMA. (2000). *FEMA 356 PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*.
- ASCE/SEI. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- Barman, P. (2019). (4) (PDF) *SEISMIC ANALYSIS OF PLAN IRREGULAR BUILDING- A COMPARATIVE STUDY*. https://www.researchgate.net/publication/380937615_SEISMIC_ANALYSIS_OF_PLAN_IRREGULAR_BUILDING-

_A_COMPARATIVE_STUDY?channel=doi&linkId=6656c69422a7f16b4f54ca47&showFulltext=true

Buendía, L., Cázares Ulises, & Reinoso Eduardo. (2018, noviembre). *ESTIMACIÓN SIMPLIFICADA DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD UTILIZANDO CURVAS DE CAPACIDAD.*

https://www.researchgate.net/publication/339658718_ARTICULO_ESTIMACION_SIMPLIFICADA_DE_FUNCIONES_DE_VULNERABILIDAD_UTILIZANDO_CURVAS_DE_CAPACIDAD

Campos, A. V., Cortez Velez, M., & Macas Jaramillo, F. (2017). DAÑOS Y COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACION IRREGULAR EN BAHIA DE CARAQUEZ-ECUADOR DEBIDO AL SISMO DEL 16 DE ABRIL DE 2016.

Congreso Nacional de ingeniería Sísmica, 24. Recuperado el 26 de Julio de 2024

Chintanapakdee, C., & Chopra, K., A. (2004). Seismic Response of Vertically Irregular. *Journal of structural Engineering, ASCE*, p.1777-1785. Recuperado el 25 de Julio de 2024

Construcción, I. d. (Agosto de 2019). Objetivos de desempeño sísmico para edificaciones en América Latina y el Caribe. “*Elaboración Colaborativa del Código Modelo Sísmico Para América Latina y El Caribe.*

Chopra, A. K. (2008). Displacement-based seismic design of structures, M. J. N. Priestley, G. M. Calvi, and M. J. Kowalsky, IUSS Press, Pavia, Italy. ISBN: 978-88-6198-0006, 721 pp. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(9), 1247–1247. <https://doi.org/10.1002/EQE.807>

Chopra, A. K. (2017). Dynamics of Structures. Theory and Applications to. *Earthquake Engineering*, 2017(201709).

- Deierlein, G., Reinhorn, A., & Willford, M. (2010). *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4 - Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers*.
<https://www.nist.gov/publications/nehrrp-seismic-design-technical-brief-no-4-nonlinear-structural-analysis-seismic-design>
- Endo, Y., Pelà, L., & Roca, P. (2017). Review of Different Pushover Analysis Methods Applied to Masonry Buildings and Comparison with Nonlinear Dynamic Analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 21(8), 1234–1255.
<https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1210055>
- Eurocódigo. (2005). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance | Eurocodes: Building the future*. <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/EN-Eurocodes/eurocode-8-design-structures-earthquake-resistance>
- Fragiadakis, M., Vamvatsikos, D., & Aschheim, M. (2014). Application of Nonlinear Static Procedures for the Seismic Assessment of Regular RC Moment Frame Buildings.
<https://doi.org/10.1193/111511EQS281M>
- Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción Nec 2015*. (2016). Quito. Recuperado el 10 de 11 de 2024, de <https://desintecsa.com/Normativas/Ingenierias/NEC15/GUIA-2-HORMIGON-ARMADO.pdf>
- Ilanko, S. (2005, mayo 18). Asymptotic Modelling Theorems for the Static Analysis of Linear Elastic Structures on JSTOR. *Proceedings: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 461, 3525–3542. <https://doi.org/10.1098/rspa.2005.1519>

- Leslie, R., R., A., & B., S. (2024). Pushover Analysis: A New Procedure to Include Torsional Effects in Buildings. *Theory and Applications of Engineering Research Vol. 7*, 36–52. <https://doi.org/10.9734/BPI/TAER/V7/7283B>
- Le-trung, K., Lee, K, Lee, J, & Lee, H. (2010). Evaluation of Seismic Behavior of Steel Special Moment Frame Buildings with Vertical Irregularities. *Paper published online Wiley Online Library, p.215-232*. Recuperado el 23 de Julio de 2024
- Li, G., & Wong, K. K. F. (2014a). Nonlinear Static Analysis. *Theory of Nonlinear Structural Analysis*, 17–61. <https://doi.org/10.1002/9781118718070.CH2>
- Li, G., & Wong, K. K. F. (2014b). Theory of Nonlinear Structural Analysis: The Force Analogy Method for Earthquake Engineering. *Theory of Nonlinear Structural Analysis: The Force Analogy Method for Earthquake Engineering, 9781118718063*, 1–354. <https://doi.org/10.1002/9781118718070>
- Mackerle, J. (2000). Finite element linear and nonlinear, static and dynamic analysis of structural elements - An addendum A bibliography (1996-1999). *Engineering Computations (Swansea, Wales)*, 17(3), 274–360. <https://doi.org/10.1108/02644400010324893/FULL/XML>
- Medina , C., & Medina, S. (Julio de 2017). Coeficiente Irregularidad en Planta a partir del Análisis de Torsión. *Revista Politecnica* , 54-56.
- MIDUVI, & Secretaria de Gestión de Riesgos. (2015). *Guía práctica pra evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- Mohammad, N., & Aliraza Nikbakhy, S. (2017, diciembre 31). *Investigation of irregular effects in height on concrete structures behavior coefficient (2017)*. <https://typeset.io/papers/investigation-of-irregular-effects-in-height-on-concrete-4stypdlk9>

- Moreno González, R., & Miguel Bairán, J. (2010). Curvas de fragilidad para evaluar el daño sísmico de edificios de concreto armado con losas reticulares. *Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V.*, 25(4), 61–71.
https://www.researchgate.net/publication/234136512_Curvas_de_fragilidad_para_evaluar_el_dano_sismico_de_edificios_de_concreto_armado_con_losas_reticulares
- Mrdak, I., Rakočević, M., & Lađinović, Đ. (2024). Assessment of torsional irregularity provisions for buildings in accordance with Eurocode 8. *Journal of Applied Engineering Science*, 22(2), 310–315. <https://doi.org/10.5937/JAES0-50820>
- Nareshkumar, B. G., Prakash, T. M., N, P., & N, A. K. G. (2018). Comparative Study on Stiffness Regular and Stiffness Irregular Building Subjected to Seismic Load using Pushover Analysis. *International Journal of Engineering Research & Technology*, 7(5).
<https://doi.org/10.17577/IJERTV7IS050281>
- Norma Ecuatoriana de Construcción. (2015). NEC-SE-DS, Diseño Sismo Resistente. Quito: MIDUVI.
- Oñate, E. (2013). *Structural Analysis with the Finite Element Method Linear Statics*.
<https://doi.org/10.1007/978-1-4020-8743-1>
- Paulay, T., & Priestly, M. J. N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*.
<https://doi.org/10.1002/9780470172841>
- Ponnada, M. R., & Reddi, P. (2020). Linear static analysis of multi storey building with horizontally asymmetric architectures. *Journal of Building Pathology and Rehabilitation*, 5(1), 1–10. <https://doi.org/10.1007/S41024-020-00086-Y/METRICS>

Pujari, A. B., & Gunjal, S. P. (2024). *Performance Evaluation of the High Rise Steel Building With Outrigger and Belt System*. <https://doi.org/10.21203/RS.3.RS-4820176/V1>

Pena, L. A. P., & Carvalho, G. N. D. (2015). Estudio de la influencia de la configuración estructural en la respuesta sísmica de una estructura de hormigón armado. *Revista de estructuras* p.800-826, 22. Recuperado el 25 de Julio de 2024

Rahaf Abu Omar. (s/f). (4) (PDF) *Structural Analysis and Design (taking into account the seismic impact)*. Recuperado el 8 de diciembre de 2024, de https://www.researchgate.net/publication/370202379_Structural_Analysis_and_Design_taking_into_account_the_seismic_impact

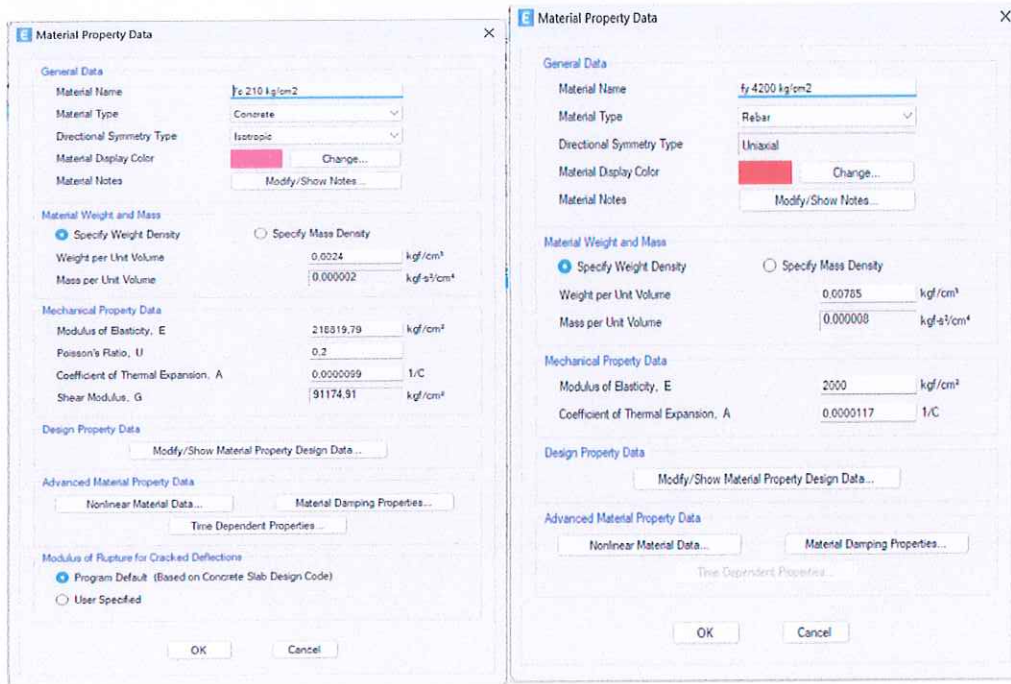
Sucasaca, C., Luque Solis, J., & E. (2019). *ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y EVALUACIÓN DEL*. Investigativo, Peru.

Shashank, H., & Kavya, B. (2022). COMPARATIVE STUDY ON REGULAR AND IRREGULAR STRUCTURES USING EQUIVALENT STATIC AND RESPONSE SPECTRUM METHODS USING ETABS. *International Research Journal of Modernization in Engineering Technology and Science*. <https://doi.org/10.56726/IRJMETS27957>.

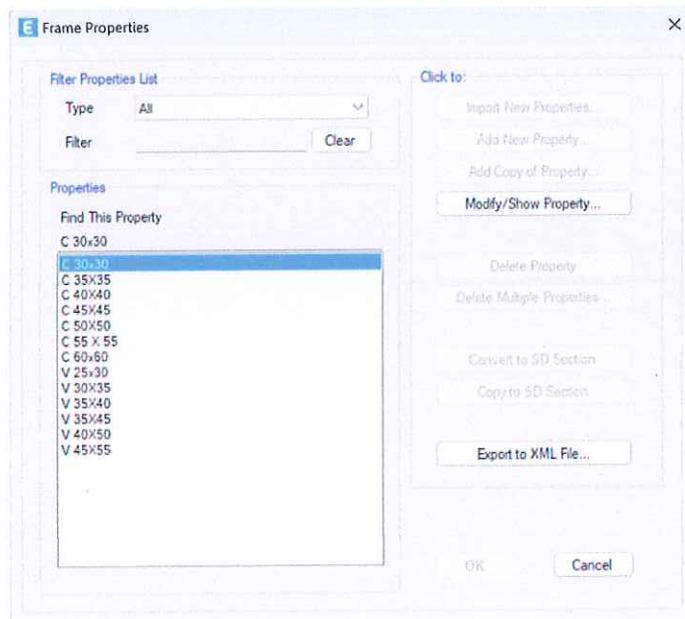
ANEXOS

Anexo1

Propiedades de materiales.



Definición de secciones.



Sección típica de columna y viga – Inercias Agrietadas

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: 2101010

Material: Fe 210 kg/m²

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.8 m

Width: 0.6 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK
Cancel

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	h
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.8
Moment of Inertia about 3 axis	0.8
Mass	1
Weight	1

OK
Cancel

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: 2101010

Material: Fe 210 kg/m²

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.55 m

Width: 0.45 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK
Cancel

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

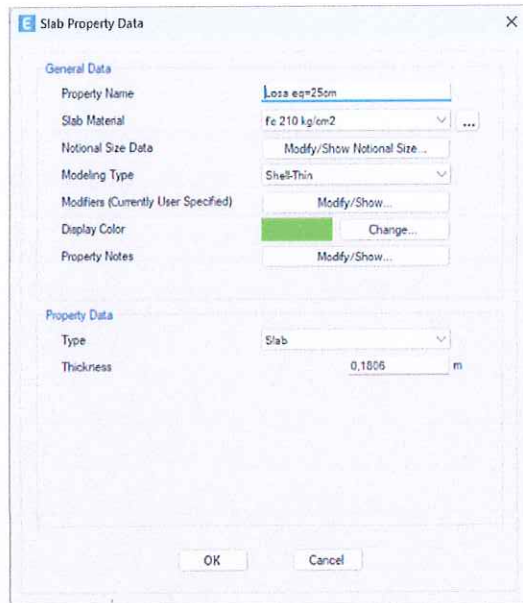
Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	0.5
Mass	1
Weight	1

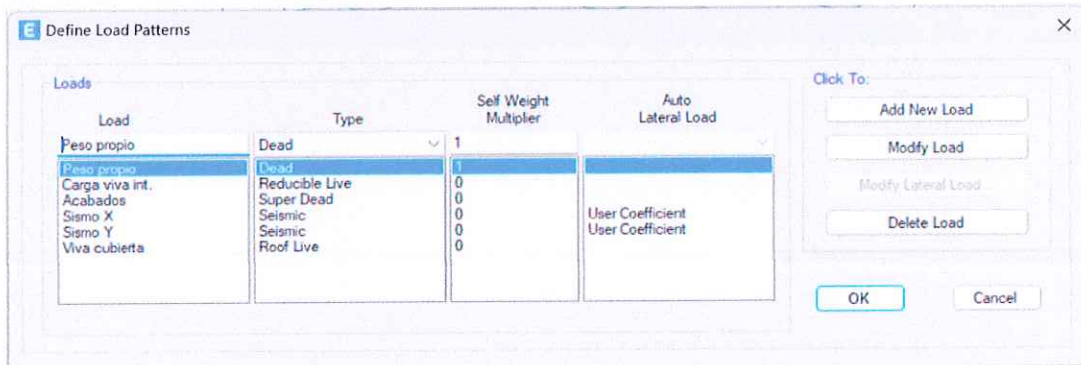
OK
Cancel

Definición de losa

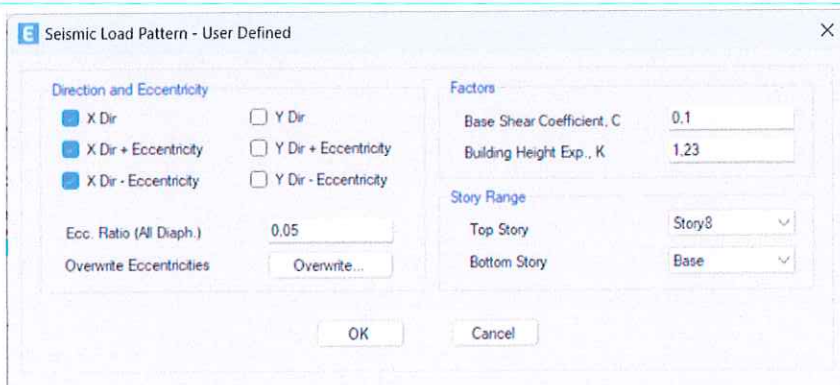


Anexo 2

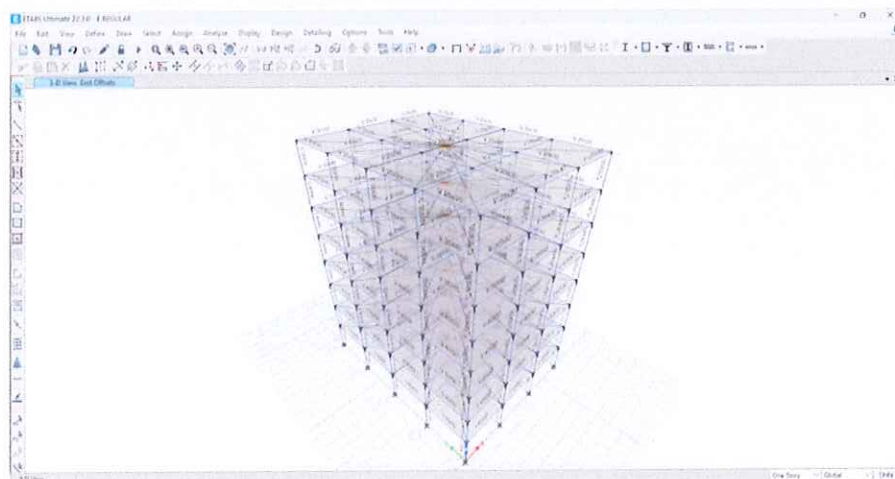
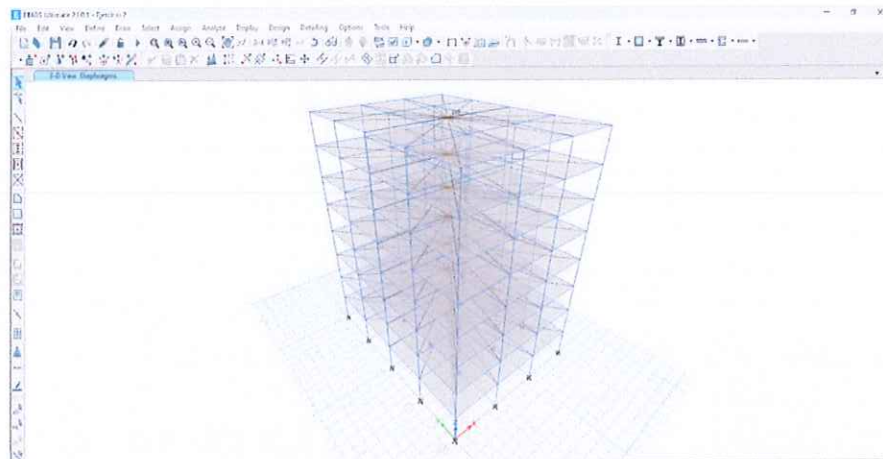
Patrones de carga



Introducción de Coeficientes sísmicos

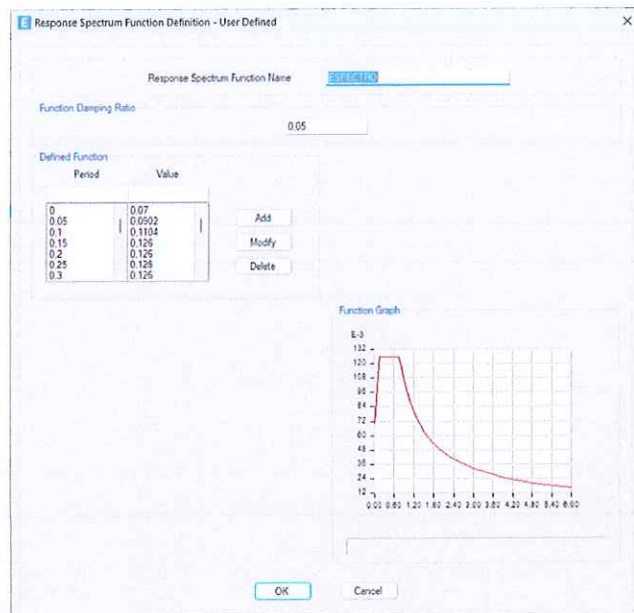


Asignación de diafragmas y reducción de rigideces en nudos

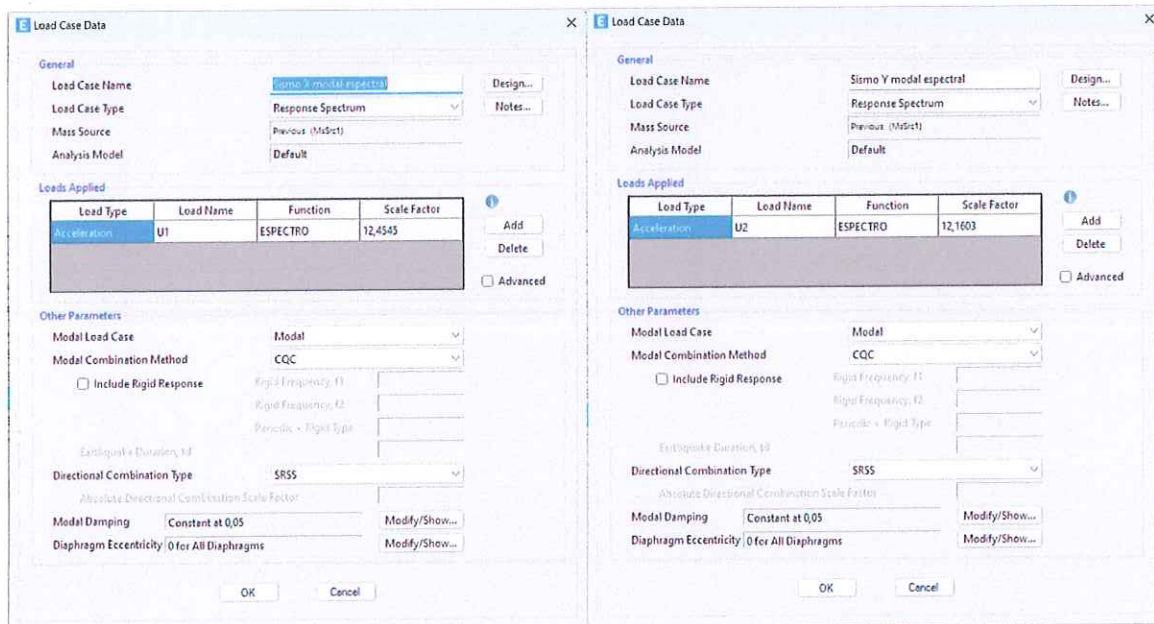


Anexo 3

Espectro de diseño



Definición de casos de carga para el espectro de diseño



Anexo 4

Caso de carga no lineal y asignación de rotulas en elementos tipo "frame"

Load Case Data

General

Load Case Name: **BP-ACABADOS** [Design...]
 Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]
 Mass Source: MsSrc1
 Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
 Nonlinear Case: _____

Loads Applied

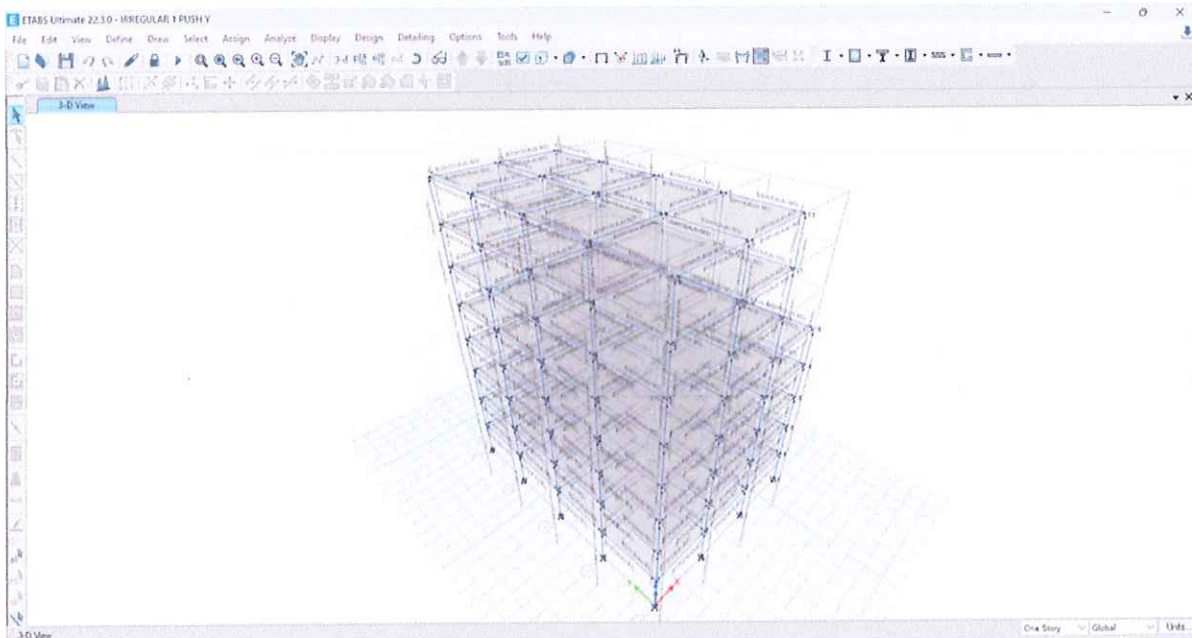
Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Acabados	1
Load Pattern	Peso propio	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
 Geometric Nonlinearity Option: None
 Load Application: Full Load [Modify/Show...]
 Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]
 Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis [Modify/Show...]
 Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]



Asignación de Cargas laterales por losas.

User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-cm
Story8	D8	0	34.91	0
Story7	D7	0	42.37	0
Story6	D6	0	37.75	0
Story5	D5	0	49.09	0
Story4	D4	0	39.27	0
Story3	D3	0	31.37	0
Story2	D2	0	20.92	0
Story1	D1	0	10.67	0

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms) 0.05

Start Rows Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

Caso de carga para el análisis pushover

Load Case Data

General

Load Case Name Push Y Design... Notes...

Load Case Type Nonlinear Static

Mass Source MsSrc1

Analysis Model Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case PP+ACABADOS

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	fy	1

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case Modal

Geometric Nonlinearity Option P-Delta plus Large Displacements

Load Application Displacement Control Modify/Show...

Results Saved Multiple States Modify/Show...

Floor Cracking Analysis No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters User Defined - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

OK Cancel

Anexo 5

Calculo del factor a utilizar para encontrar el punto de desempeño ante la demanda de un sismo Ocasional. Fuente: (Andrade, 2023)

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

$$p_{\text{diseño}} := 0.10 \qquad t_d := 50 \qquad a_{\text{diseño}} := 0.50 \cdot g = 4.903 \frac{m}{s^2}$$

Probabilidad de excedencia del 10% Vida útil (años) Aceleración del sismo de diseño

$$T_{\text{diseño}} := \frac{-t_d}{\ln(1 - p_{\text{diseño}})} = 475 \qquad \text{Periodo de retorno (años)}$$

Sismo moderado (20% de excedencia en 50 años)

$$p_{\text{moderado}} := 0.20 \qquad t_m := 50$$

Probabilidad de excedencia del 20% Vida útil (años)

$$T_{\text{moderado}} := \frac{-t_m}{\ln(1 - p_{\text{moderado}})} = 224 \qquad \text{Periodo de retorno (años)}$$

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

$$F_{\text{moderado}} := \frac{a_{\text{moderado}}}{a_{\text{diseño}}} = 0.741 \qquad \text{Factor a utilizar para el punto de desempeño bajo la acción del sismo moderado.}$$