



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE UN EDIFICIO DE MEDIANA
ALTURA EN EL CANTÓN MACHALA**

**SEGOVIA SUAREZ ALEX JEAMPIERRE
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2024**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE UN EDIFICIO DE
MEDIANA ALTURA EN EL CANTÓN MACHALA**

**SEGOVIA SUAREZ ALEX JEAMPIERRE
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2024**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTOS TÉCNICOS

**ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE UN EDIFICIO DE
MEDIANA ALTURA EN EL CANTÓN MACHALA**

**SEGOVIA SUAREZ ALEX JEAMPIERRE
INGENIERO CIVIL**

AÑAZCO CAMPOVERDE PAUL ANDRE

**MACHALA
2024**

ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE UN EDIFICIO DE MEDIANA ALTURA EN EL CANTÓN MACHALA



Nombre del documento: TRABAJO DE TITULACIÓN - ALEX JEAMPIERRE SEGOVIA SUÁREZ.docx
ID del documento: 65d4a2642d214c73f1e63acd5ddc59765cca78aa
Tamaño del documento original: 9,89 MB
Autor: Alex Jeampierre Segovia Suárez

Depositante: Añazco Campoverde Paúl André
Fecha de depósito: 7/2/2025
Tipo de carga: interface
fecha de fin de análisis: 7/2/2025

Número de palabras: 22.985
Número de caracteres: 150.084

Ubicación de las similitudes en el documento:



Fuentes principales detectadas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	repositorio.utmachala.edu.ec https://repositorio.utmachala.edu.ec/bitstream/48000/23552/1/Trabajo_Titulacion_3565.pdf 21 fuentes similares	2%		Palabras idénticas: 2% (551 palabras)
2	TESIS DE TITULACIÓN - Espinoza Randy - 10mo. A.docx TESIS DE TITULACI... #f7c404 El documento proviene de mi grupo 28 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (186 palabras)
3	Documento de otro usuario #13a800 El documento proviene de otro grupo 2 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (110 palabras)
4	Documento de otro usuario #bb21f0 El documento proviene de otro grupo 3 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (105 palabras)
5	repositorio.unc.edu.pe https://repositorio.unc.edu.pe/bitstream/handle/20.500.14074/6510/TESIS - MEGO VARGAS MAN...	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (80 palabras)

Fuentes con similitudes fortuitas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	Documento de otro usuario #fd085f El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (38 palabras)
2	repositorio.utmachala.edu.ec https://repositorio.utmachala.edu.ec/bitstream/48000/15645/1/TTFC-2020-IC-DE00005.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (32 palabras)
3	aulavirtual.espol.edu.ec https://aulavirtual.espol.edu.ec/courses/23345/files/4693765/download?download_frd=1	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (37 palabras)
4	Documento de otro usuario #80a721 El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (27 palabras)
5	Documento de otro usuario #383c34 El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (26 palabras)

Fuentes mencionadas (sin similitudes detectadas) Estas fuentes han sido citadas en el documento sin encontrar similitudes.

- https://doi.org/10.1016/j.epsl.2019.05.029
- https://doi.org/10.47796/ING.V5I0.724
- https://repositorio.uvg.edu.gt/xmlui/handle/123456789/505
- https://doi.org/10.18867/RIS.110.620
- https://doi.org/10.7764/RIC.00066.21

CLÁUSULA DE CESIÓN DE DERECHO DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO DIGITAL INSTITUCIONAL

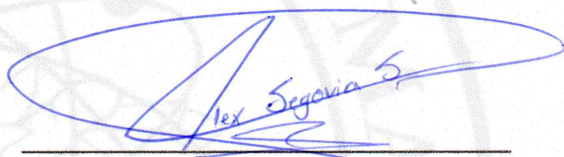
El que suscribe, SEGOVIA SUAREZ ALEX JEAMPIERRE, en calidad de autor del siguiente trabajo escrito titulado ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE UN EDIFICIO DE MEDIANA ALTURA EN EL CANTÓN MACHALA, otorga a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tiene potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

El autor declara que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

Se autoriza a transformar la obra, únicamente cuando sea necesario, y a realizar las adaptaciones pertinentes para permitir su preservación, distribución y publicación en el Repositorio Digital Institucional de la Universidad Técnica de Machala.

El autor como garante de la autoría de la obra y en relación a la misma, declara que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que asume la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera exclusiva.

Aceptando esta licencia, se cede a la Universidad Técnica de Machala el derecho exclusivo de archivar, reproducir, convertir, comunicar y/o distribuir la obra mundialmente en formato electrónico y digital a través de su Repositorio Digital Institucional, siempre y cuando no se lo haga para obtener beneficio económico.



SEGOVIA SUAREZ ALEX JEAMPIERRE

0706359064

DEDICATORIA

“El presente trabajo de titulación está dedicado a:

A Dios, por darme la fortaleza y sabiduría para alcanzar esta meta.

A mis padres, Johanna Suárez y Alex Segovia, por su esfuerzo y sacrificio, que han sido la base de mi formación y crecimiento. Gracias por su apoyo incondicional, por enseñarme el valor del trabajo duro y por ser mi mayor inspiración en cada paso de este camino.

A mis abuelos, Genara Jiménez, Nancy Saltos y Luis Suárez, por sus enseñanzas, amor y consejos, que han guiado mi vida y mi formación. A mi abuelo, cuyo legado perdura en mis recuerdos y logros, siendo una fuente de motivación constante.

A mi familia, por su respaldo y cariño, recordándome siempre la importancia de la unión y el esfuerzo compartido.

A mi pareja que ha estado a mi lado en gran parte de este camino, brindándome su apoyo y motivación en los momentos más desafiantes, impulsándome a seguir con determinación y perseverancia.

A mis amigos, por su compañía en cada etapa de esta travesía, compartiendo alegrías y desafíos. Su apoyo, palabras de aliento y momentos vividos juntos han sido un motor fundamental en este proceso”.

Alex Jeampierre Segovia Suárez

AGRADECIMIENTO

Expreso mi más sincero agradecimiento a todas las personas que, de una u otra manera, han sido parte de este camino.

A Dios, por darme la fuerza y la claridad para seguir adelante.

A mis padres, por su apoyo incondicional y por enseñarme el valor del esfuerzo y la perseverancia. A mi familia, cuyo respaldo ha sido una fuente constante de motivación.

A mis profesores, especialmente a mi tutor de tesis el ing. Paul Andre Añazco Campoverde, por su orientación y paciencia en este proceso de aprendizaje.

A mis amigos y compañeros, por su apoyo en los momentos de mayor exigencia y por hacer de esta etapa una experiencia enriquecedora.

Finalmente, agradezco cada desafío y obstáculo superado, pues han sido parte fundamental de mi crecimiento personal y profesional.

Alex Jeampierre Segovia Suárez

RESUMEN

La evaluación del comportamiento estructural frente a eventos sísmicos es fundamental en el diseño y construcción de edificaciones en zonas de alta sismicidad, donde la seguridad y estabilidad de las estructuras son determinantes para minimizar riesgos. Este estudio analiza el desempeño sísmico de un edificio de mediana altura en el cantón Machala, Ecuador, aplicando el análisis estático no lineal (Pushover), con el propósito de conocer su capacidad de resistencia ante distintas intensidades de carga sísmica. Para ello, se realizó una modelación estructural en los programas ETABS y SAP2000, siguiendo los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y otras normativas internacionales. A través de este análisis, se evaluaron parámetros como la ductilidad, la sobrerresistencia y la capacidad de disipación de energía, permitiendo identificar las principales vulnerabilidades estructurales y su influencia en el desempeño global del edificio. Los resultados obtenidos ofrecen una visión detallada del comportamiento sísmico de la estructura, facilitando la toma de decisiones en futuras investigaciones y el desarrollo de estrategias que contribuyan a la optimización del diseño y análisis de edificaciones en zonas de alta actividad sísmica.

Palabras clave: análisis Pushover, desempeño sísmico, vulnerabilidad estructural, ductilidad.

ABSTRACT

The evaluation of structural behavior under seismic events is crucial in the design and construction of buildings in high-seismicity areas, where ensuring stability and safety is essential to minimizing risks. This study analyzes the seismic performance of a mid-rise building located in Machala, Ecuador, through a nonlinear static analysis (Pushover) to determine its resistance capacity under different levels of seismic load. The structure was modeled using ETABS and SAP2000, following the guidelines of the Ecuadorian Construction Code (NEC) and other international standards. Through this analysis, key parameters such as ductility, overstrength, and energy dissipation capacity were evaluated, allowing for the identification of the building's main structural vulnerabilities and their impact on overall performance. The results provide a detailed insight into the seismic behavior of the structure, supporting future research and the development of strategies that contribute to the optimization of building design and analysis in high-seismicity regions.

Keywords: Pushover analysis, seismic performance, structural vulnerability, ductility.

ÍNDICE

Importancia del tema	15
Actualidad de la problemática	15
1. CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	16
1 Antecedentes (Línea Base del proyecto)	16
1.1.1 Características demográficas y geográficas de la ciudad de Machala	16
1.1.2 Características Sísmicas y tipo de suelo de la ciudad de Machala	17
1.1.3 Fallas Geológicas	19
1.1.4 Clasificación de Edificaciones según su Altura	21
1.2 Descripción de la situación problemática (Causas y Efectos)	21
1.3 Formulación del problema: preguntas científicas	23
1.3 Delimitación del objeto de estudio	23
1.5 Justificación	24
1.6 Objetivos: General y Específicos	25
1.6.1 Objetivo General	25
1.6.2 Objetivos Específicos	25
2. CAPITULO II: ESTADO DE ARTE	26
2 Antecedentes contextuales	26
2.2 Antecedentes referenciales o históricos	30
2.3 Antecedentes conceptuales	31
2.3.1 Normas a seguir	31
2.3.1.1 Norma Ecuatoriana de la Construcción – Capítulo “Peligro Sísmico” .	31
2.3.1.2 Federal Emergency Management Agency (FEMA 440)	41
2.3.1.3 Federal Emergency Management Agency (FEMA 356)	41
2.3.2 Sismos	42
2.3.3 Peligro sísmico	42
2.3.4 Vulnerabilidad sísmica	43
2.3.5 Desempeño sísmico	43
2.3.6 Demanda sísmica	44
2.3.7 Desempeño elástico	44
2.3.8 Desempeño plástico	45
2.3.9 Ductilidad	45
2.3.10 Marcos resistentes a momento	46
2.3.11 Análisis estático no lineal (Pushover)	46

2.3.12	Curva de capacidad.....	46
3.	CAPITULO III: METODOLOGÍA	47
3.1	Modalidad básica de la investigación.....	47
3.2	Tipos de investigación.....	47
3.2.1	Documental	47
3.2.2	De campo	47
3.2.3	Descriptiva	47
3.2.4	Objeto de estudio	47
3.2.5	Descripción de la población y muestra	48
3.3	Métodos teóricos con los materiales utilizados.....	48
3.3.1	Modelación de la estructura	48
3.3.2	Detalle de dimensiones de los elementos estructurales.....	48
3.3.3	Configuración en planta.....	51
3.3.4	Cargas aplicadas a la estructura.....	52
3.3.4.1	Carga Viva.....	52
3.3.4.2	Cálculo de carga muerta impuesta en la estructura (Sobrecarga)	53
3.3.5	Proceso de modelación	56
3.3.5.1	Propiedades de material.....	57
3.3.5.2	Definición de elementos	59
3.3.5.3	Definición de refuerzo	61
3.3.5.4	Definición de losa	63
3.3.5.5	Restricciones de base	65
3.3.5.6	Resortes de base	66
3.3.5.7	Definición de patrones de carga.....	68
3.3.5.8	Combinaciones de carga.....	68
3.3.5.9	Definición de la masa reactiva	69
3.3.5.10	Asignación de nudos rígidos.....	70
3.3.5.11	Asignación de cargas	70
3.4	Análisis estructural.....	75
3.4.1	Análisis Lineal Dinámico	75
3.4.2	Análisis Lineal Estático.....	77
3.4.3	Chequeos Sísmicos	79
3.4.3.1	Verificación de cortante dinámico/estático en sentido “X” y “Y”	79
3.4.3.2	Verificación de derivas en sentido “X” y “Y”	80

3.4.3.3	Verificación de pisos blandos	81
3.4.3.4	Verificación deflexiones en elementos	83
3.4.3.5	Verificación de torsión	84
3.4.3.6	Verificación del índice de estabilidad P-delta	86
3.4.3.6	Verificación de resonancia suelo – estructura	87
3.4.3.7	Verificación de asentamientos	88
3.4.3.8	Verificación de nudo rígido en base a la norma ACI 318-19	89
3.4.4	Análisis estático no lineal	91
3.4.5	Diseño de rótulas plásticas	93
3.4.5.1	Rótulas en vigas	94
3.3.4.3	Rótulas en columnas	95
4.	CAPITULO IV. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	99
4.1	Análisis e interpretación de resultados	99
4.2	Análisis dinámico espectral	100
4.2.1	Espectros dinámicos de aceleraciones para los distintos tipos de sismo	100
4.2.2	Control del período fundamental de vibración de la estructura (T)	106
4.2.3	Desplazamientos generados por sismos	107
4.2.4	Cálculo de derivas entrepiso	115
4.3	Análisis sísmico estático	117
4.3.1	Cálculo de coeficientes sísmicos C y K	117
4.3.2	Asignación de fuerzas laterales por piso	119
4.4	Análisis estático no lineal	120
4.4.1	Curva de capacidad	120
4.4.2	Evaluación de la estructura por niveles de desempeño	121
4.4.3	Curva pushover para sismo frecuente	122
4.4.4	Curva pushover para sismo ocasional	124
4.4.5	Curva pushover para sismo raro (sismo de diseño)	126
4.4.6	Curva pushover para sismo muy raro	128
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	130
5.3	Conclusiones	130
5.2	Recomendaciones	134
	ANEXOS	139

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Población del cantón Machala según proyección para 2024	17
Tabla 2: Clasificación del suelo por su Taxonomía	17
Tabla 3: Movimientos en masa – Susceptibilidad, cantón Machala	20
Tabla 4: Clasificación de las unidades de construcción por categorías	21
Tabla 5: Valores del factor Z en función de la zona sísmica	31
Tabla 6: Factores de sitio Fa y tipos de suelo	32
Tabla 7: Factores de sitio Fd y tipos de suelo	32
Tabla 8: Factores de coeficiente inelástico del subsuelo Fs y tipos de suelo	32
Tabla 9: Tipo de uso e importancia de las edificaciones	35
Tabla 10: Configuraciones estructurales recomendadas.....	36
Tabla 11: Configuraciones estructurales no recomendadas.....	37
Tabla 12: Coeficientes de irregularidad en planta	38
Tabla 13: Coeficientes de irregularidad en elevación.....	39
Tabla 14: Factores de reducción sísmica R	40
Tabla 15: Inercias agrietadas de elementos estructurales	41
Tabla 16: Dimensiones de vigas por piso	49
Tabla 17: Dimensiones de columnas por piso	50
Tabla 18: Sobrecargas mínimas para cargas vivas	53
Tabla 19: Cálculo de sobrecarga de piso MEZANINE	53
Tabla 20: Cálculo de sobrecarga de piso PLANTA ALTA 1	54
Tabla 21: Cálculo de sobrecarga de piso PLANTA ALTA 2	54
Tabla 22: Cálculo de sobrecarga de piso TERRAZA	54
Tabla 23: Carga por unidad de superficie de paredes de mampostería.....	55
Tabla 24: Distribución de sobrecarga por piso	55
Tabla 25: Niveles de altura y número de pórticos	56
Tabla 26: Cálculo de altura equivalente para losa alivianada.....	64
Tabla 27: Valores orientativos del coeficiente de balasto, K30.....	67
Tabla 28: Cálculo de la rigidez de resorte	68
Tabla 29: Rigidez lateral por piso.....	82
Tabla 30: Desplazamiento de punto 1, dirección X.....	85
Tabla 31: Desplazamiento de punto 2, dirección X.....	85

Tabla 32: Desplazamiento de punto 1, dirección Y	85
Tabla 33: Desplazamiento de punto 2, dirección Y	86
Tabla 34: Parámetros y cálculo de estabilidad de piso	87
Tabla 35: Períodos de vibración de suelo en la ciudad de Machala	88
Tabla 36: Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados	89
Tabla 37: Resistencia nominal del nudo a V_n	90
Tabla 38: Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en vigas de concreto.....	93
Tabla 39: Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en columnas de concreto	94
Tabla 40: Tasa de excedencia anual para diferentes tipos de sismo	100
Tabla 41: Coeficientes de perfil de suelo para sismo frecuente	102
Tabla 42: Coeficientes de perfil de suelo para sismo Ocasional	102
Tabla 43: Coeficientes de perfil de suelo para sismo Raro.....	102
Tabla 44: Coeficientes de perfil de suelo para sismo muy raro.....	103
Tabla 45: Coeficientes para el diseño del espectro inelástico	103
Tabla 46: Periodos fundamentales y participación de masa.	106
Tabla 47: Coeficientes para el cálculo del periodo.....	107
Tabla 48: Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo frecuente en X	107
Tabla 49:Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo frecuente en Y	108
Tabla 50: Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo ocasional en X.....	109
Tabla 51: Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo ocasional en Y	110
Tabla 52: Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo raro en X.....	111
Tabla 53: Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo raro en Y.....	112
Tabla 54: Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo muy raro en X	113
Tabla 55: Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo muy raro en Y.....	114
Tabla 56: Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso.....	115
Tabla 57: Derivas de piso elásticas e inelásticas en dirección X.....	116
Tabla 58: Derivas de piso elásticas e inelásticas en dirección Y	117
Tabla 59: Coeficientes para cálculo de cortante basal.....	118
Tabla 60: Coeficientes de K en función de T	118
Tabla 61: Tabla de coeficientes del análisis estático	119

Tabla 62: Cálculos sísmicos de la estructura	119
Tabla 63: Cálculo de fuerzas laterales para cada piso	120
Tabla 64: Resultados obtenidos del análisis dinámico	121
Tabla 65: Cálculo de las ductilidades de la estructura para sismo frecuente en X	123
Tabla 66: Cálculo de las ductilidades de la estructura para sismo frecuente en Y	124
Tabla 67: Cálculo de las ductilidades de la estructura para sismo ocasional en X.....	125
Tabla 68: Cálculo de las ductilidades de la estructura para sismo ocasional en Y	126
Tabla 69: Cálculo de las ductilidades de la estructura para sismo raro en X	127
Tabla 70: Cálculo de las ductilidades de la estructura para sismo raro en Y.....	128
Tabla 71: Cálculo de las ductilidades de la estructura para sismo muy raro en X	129
Tabla 72: Cálculo de las ductilidades de la estructura para sismo muy raro en Y.....	130

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Registro de eventos sísmicos en Ecuador (1587 – 2020).....	18
Ilustración 2: Mapa de peligro sísmico de Ecuador para un periodo de retorno de 475 años.....	19
Ilustración 3: Marco geodinámico de Ecuador y sus alrededores	20
Ilustración 4: Objeto de estudio.....	24
Ilustración 5:Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.....	33
Ilustración 6: Daños producidos por sismo del 18 de marzo del 2023 en el edificio del campus Machala – Universidad Técnica de Machala	42
Ilustración 7: Áreas de regiones sísmicas, km ² , y sus respectivos porcentajes con relación a la superficie continental del Ecuador.....	43
Ilustración 8: Cadena de determinación de la demanda sísmica	44
Ilustración 9: Desempeño elástico de una tira de manera bajo compresión.....	45
Ilustración 10: Configuración en planta: Mezanine	51
Ilustración 11: Configuración en planta: Planta alta 1, Planta alta 2 y Terraza.....	52
Ilustración 12: Configuración en planta: Cubierta	52
Ilustración 13; Elección de modelo	56
Ilustración 14: Asignación de grilla.....	57
Ilustración 15: Definición de propiedades del hormigón $f'c = 2400 \text{ Ton/cm}^2$	58
Ilustración 16: Definición de propiedades del hormigón $f'c = 2100 \text{ Ton/cm}^2$	58
Ilustración 17: Definición de propiedades del acero de refuerzo	59
Ilustración 18: Definición del tipo de elemento	59
Ilustración 19: Definición del tipo de elemento	60
Ilustración 20: Asignación de inercias agrietadas en columnas	60
Ilustración 21: Asignación de inercias agrietadas en columnas	61
Ilustración 22: Definición del acero de refuerzo para hormigón armado.....	61
Ilustración 23: Definición de dimensiones de viga	62
Ilustración 24: Definición de acero de refuerzo para viga.....	63
Ilustración 25: Selección de losa	63
Ilustración 26: Dimensiones de losa alivianada	64
Ilustración 27: Creación de losa	64

Ilustración 28: Asignación de empotramientos en la base.....	65
Ilustración 29: Asignación de resortes a pie de columna.....	66
Ilustración 30: Definición de patrones de carga	68
Ilustración 31: Combinaciones de carga.....	69
Ilustración 32: Definición de la masa reactiva	69
Ilustración 33: Asignación de nudos rígidos.....	70
Ilustración 34: Áreas tributarias, mezanine	71
Ilustración 35: Áreas tributarias, planta alta 1, 2 y Terraza	71
Ilustración 36: Áreas tributarias, Cubierta.....	72
Ilustración 37: Área tributaria triangular	72
Ilustración 38: Área tributaria trapezoidal.....	73
Ilustración 39: Sobrecargas asignadas a vigas.....	74
Ilustración 40: Espectro inelástico de respuesta sísmica importado.....	75
Ilustración 41: definición de los diferentes tipos de sismos	76
Ilustración 42: Creación de sismo dinámico en X.....	76
Ilustración 43: Creación de sismo dinámico en Y	77
Ilustración 44: Verificación de periodos fundamentales en dirección "X" y "Y"	77
Ilustración 45: Propiedades del sismo estático "X"	78
Ilustración 46: Propiedades del sismo estático "Y"	78
Ilustración 47: Resultados de cortantes dinámicos y estáticos para X y Y	79
Ilustración 48: Determinación de deriva inelástica en dirección X.....	80
Ilustración 49: Determinación de deriva inelástica en dirección Y.....	81
Ilustración 50: Determinación de deflexión máxima en viga más cargada.....	84
Ilustración 51: Parámetros para el cálculo de estabilidad de piso	87
Ilustración 52: Creación de carga gravitacional	91
Ilustración 53: Creación de carga PUSHOVER X	92
Ilustración 54: Creación de carga PUSHOVER Y	92
Ilustración 55: Selección de material.....	93
Ilustración 56: Asignación de rótula plástica en COLUMNA.....	97
Ilustración 57: Asignación de rótula plástica en VIGA	97
Ilustración 58: Creación de las rótulas plásticas para las secciones de los elementos ...	98
Ilustración 59: Asignación de rótulas en vigas de concreto.....	99

Ilustración 60:Asignación de rótulas en columnas de concreto	99
Ilustración 61: Curva de peligro sísmico de la ciudad de Machala	101
Ilustración 62: Espectro de diseño para la ciudad de Machala - Sismo frecuente.....	104
Ilustración 63: Espectro de diseño para la ciudad de Machala - Sismo ocasional	104
Ilustración 64: Espectro de diseño para la ciudad de Machala - Sismo raro	105
Ilustración 65: Espectro de diseño para la ciudad de Machala - Sismo muy raro.....	105
Ilustración 66: Gráfica de desplazamientos elásticos máximos para sismo frecuente en X	108
Ilustración 67: Gráfica de desplazamientos elásticos máximos para sismo frecuente en Y	109
Ilustración 68: Gráfica de desplazamientos elásticos máximos para sismo ocasional en X.....	110
Ilustración 69: Gráfica de desplazamientos elásticos máximos para sismo ocasional en Y	111
Ilustración 70: Gráfica de desplazamientos elásticos máximos para sismo raro en X..	112
Ilustración 71: Gráfica de desplazamientos elásticos máximos para sismo raro en Y ..	113
Ilustración 72: Gráfica de desplazamientos elásticos máximos para sismo muy raro en X	114
Ilustración 73: Gráfica de desplazamientos elásticos máximos para el Sismo muy raro en Y.....	115
Ilustración 74: Gráfica de las derivas máximas inelásticas en dirección X.....	116
Ilustración 75: Gráfica de las derivas máximas inelásticas en dirección Y.....	117
Ilustración 76: Curva de desempeño sísmico, dirección X	120
Ilustración 77: Curva de desempeño sísmico, dirección Y.....	121
Ilustración 78: Nivel de desempeño para un sismo frecuente en dirección X.....	122
Ilustración 79: Nivel de desempeño para un sismo frecuente en dirección Y.....	123
Ilustración 80: Nivel de desempeño para un sismo ocasional en dirección X	124
Ilustración 81: Nivel de desempeño para un sismo ocasional en dirección Y.....	125
Ilustración 82: Nivel de desempeño para un sismo raro en dirección X.....	126
Ilustración 83: Nivel de desempeño para un sismo raro en dirección Y	127
Ilustración 84: Nivel de desempeño para un sismo muy raro en dirección X.....	128
Ilustración 85: Nivel de desempeño para un sismo muy raro en dirección Y	129

INTRODUCCIÓN

Importancia del tema

En la actualidad, las infraestructuras civiles deben ser diseñadas para ser capaces de brindar seguridad a sus usuarios, ofreciendo rigidez y estabilidad ante fuerzas externas que tornen a producir fallas o daños a sus elementos, comprometiendo el desempeño en conjunto de la estructura. Un causante de dichas fuerzas son los eventos sísmicos como temblores y terremotos. Estos eventos están condicionados por los procesos y fuerzas participantes en la corteza terrestre (Rodríguez Alarcón, 2020), es decir, no se pueden predecir, de allí radica la importancia de que las estructuras estén diseñadas de tal manera que su modelo pueda resistir las fuerzas impuestas por dichos eventos además de disipar de forma apropiada la energía que estos producen mediante una respuesta sísmica eficiente.

El cantón Machala, al ser una ciudad que se encuentra dentro de los límites del cinturón de fuego del pacífico, se ubica en una zona altamente sísmica y hay varios eventos que lo corroboran, por ende, es importante plantear la incógnita de si sus edificaciones son óptimas para resistir las fuerzas que se producen en eventos como terremotos o temblores. Para conocer esta información se requiere aplicar un análisis estructural, que permita verificar si el estado de un edificio tiende a un buen desempeño ante cargas laterales y vibraciones sísmicas, o, por el contrario, represente cierto grado de vulnerabilidad de la estructura. El análisis estático no lineal, también conocido como análisis Pushover, destaca dentro de los diferentes métodos para poder determinar el desempeño de una estructura, debido a su menor requerimiento en memoria computacional y resultados similares a métodos más complejos. (Flores Vega, 2021) El presente estudio se centra en el análisis “Pushover” de un edificio de mediana altura, ubicado en la zona céntrica del cantón Machala, con la finalidad de conocer sus características sísmicas y su desempeño ante tales eventos.

Actualidad de la problemática

Los terremotos son uno de los fenómenos naturales más destructivos que llevan consigo grandes pérdidas humanas y bienes materiales. El territorio ecuatoriano está ubicado en la zona de contacto noroccidental de la placa tectónica de Sudamérica con la placa tectónica de Nazca, la región sísmicamente más activa del mundo. En esta ubicación se

ha dado la mayor parte de eventos sísmicos intensos registrados a nivel mundial (80%) (Cajamarca-Zúñiga et al., 2022), por consiguiente, las posibilidades de ocurrir un evento sísmico de alto impacto incrementan significativamente.

Como muestra del previo análisis, el 16 de abril del 2016, en la ciudad de Pedernales se registró un terremoto con una magnitud de 7,8 Mw, desplegando una serie de réplicas en la zona ecuatorial. (Agurto-Detzel et al., 2019), ocasionando un gran número de pérdidas humanas registradas en el país. De modo que causó una disminución en la actividad económica de país, provocada por el colapso de varias estructuras con distintas funcionalidades como viviendas, hoteles y hospitales. Este incidente sirvió como una advertencia preocupante para los organismos responsables de supervisar la construcción de edificios, ya que no anticiparon consecuencias tan catastróficas.

Otro evento semejante se registró el 18 de marzo de 2023, con epicentro en el extremo nor-oriental de la Isla Puná en el Golfo de Guayaquil, en donde se registró un evento sísmico con una magnitud de 6,8 Mw y una profundidad de 63,1 Km, el cual, afectó en gran medida a la ciudad de Machala (José & Orellana, 2023). Los diseños sismorresistentes que se están realizando en la actualidad, no garantizan niveles óptimos de desempeño real de las estructuras ante eventos sísmicos (Fernández & Pérez, 2019), esta realidad es el caso de un gran porcentaje de edificaciones en la ciudad de Machala.

1. CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1 Antecedentes (Línea Base del proyecto)

1.1.1 Características demográficas y geográficas de la ciudad de Machala

La ciudad de Machala, capital de la provincia de El Oro, se encuentra al sur oeste de Ecuador, tiene un territorio conformado por aproximadamente 37 275,24 ha que se encuentran subdivididas en ocho parroquias: Puerto Bolívar, Jambelí, Machala, Jubones, La Providencia, El Cambio (urbanas) y El retiro (rural). Delimitada por los cantones El Guabo (Norte), Santa Rosa (Sur y Este), Pasaje (Este) y el archipiélago de Jambelí (Oeste). Es el cantón más poblado a nivel intraprovincial con una población es de 300 632 habitantes, según resultados obtenidos de proyecciones demográficas por cantones en la provincia de El Oro realizadas por la INEC (Instituto Nacional de Estadística y Censos) para el año 2024 mostrados en la tabla 1. (PDOT EL Oro, 2021)

Tabla 1: Población del cantón Machala según proyección para 2024

PROYECCIONES DEMOGRÁFICAS POR CANTONES EN LA PROVINCIA DE EL ORO						
AÑO	2020	2021	2022	2023	2024	2025
MACHALA	289 141	292 106	295 009	297 851	300 632	306 015

Fuente: (PDOT EL Oro, 2021)

1.1.2 Características Sísmicas y tipo de suelo de la ciudad de Machala

En base al Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la ciudad de Machala, en la tabla 2 se presenta la clasificación de los tipos de suelos presentes en el territorio Machaleño según la taxonomía de estos.

Tabla 2: Clasificación del suelo por su Taxonomía

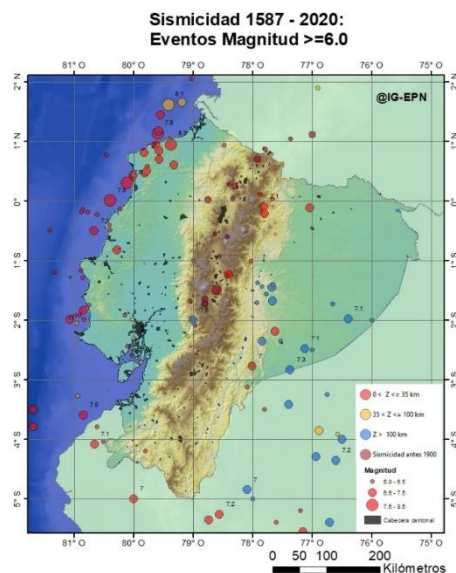
TAXONOMIA	ÁREA (Ha)	%
Entisol	17 220,96	46,2
Inceptisol	5 457,78	14,64
No aplicable	12 817,75	34,39
Cuerpos de agua	1 778,74	4,77
TOTAL	37 275,23	100

Fuente: IGM/SNI 2010

La ciudad cuenta con algunos niveles estratigráficos de suelo, pero en gran parte, sus asentamientos son considerados aluviales, es decir, suelos originados por sedimentos traídos de ríos, estos suelos son altamente saturados debido a su gran nivel freático, sus características varían desde arenosa hasta arcillosa teniendo como predominante los suelos arcillosos – limosos. Esta cualidad del suelo provoca que las velocidades de ondas de corte y periodos de vibración en un evento telúrico aumenten de magnitud (Pablo Guaraca Tenesaca et al., 2017). Analizando estas características y en base a la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) en el capítulo de Peligro Sísmico, se puede categorizar el perfil de suelo de la ciudad de Machala como tipo E, el cual se enfatiza en la presencia de arcillas.

Con respecto a las características sísmicas de la zona, a lo largo de los años el territorio ecuatoriano ha experimentado diversos eventos sísmicos, causando daños tanto materiales como humanos, para corroborar el alto grado de actividad sísmica experimentada en el territorio ecuatoriano, se han registrado dichos fenómenos sísmicos para su análisis y estudio por parte del Instituto Geofísico – EPN (Escuela Politécnica Nacional), registro presentado en la ilustración 1, el cual muestra el número de fenómenos sísmicos ocurridos en el país desde el año 1587 hasta el año 2020.(Catálogos Sísmicos - Instituto Geofísico - EPN, 2020)

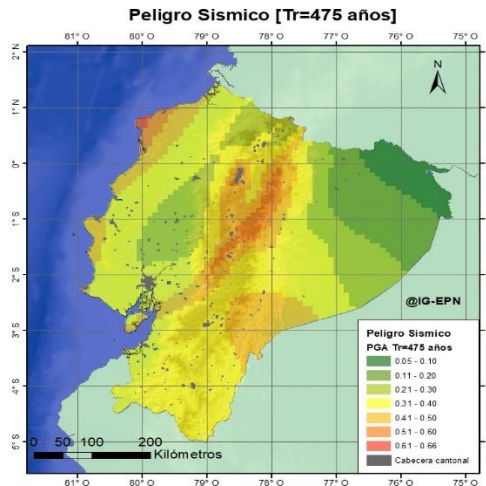
Ilustración 1: Registro de eventos sísmicos en Ecuador (1587 – 2020)



Fuente: Catálogos Sísmicos - Instituto Geofísico - EPN

Centrándose más en la zona de estudio, la NEC presenta un mapa que representa el peligro sísmico dado en zonas específicas, para el cual se ha realizado un estudio que contempla un valor de intensidad, recurrencia y ubicación de fenómenos sísmicos, adicional a esto, analiza la respuesta sísmica de la zona. Dicho mapa se presenta en la ilustración 2.(Catálogos Sísmicos - Instituto Geofísico - EPN, 2020)

Ilustración 2: Mapa de peligro sísmico de Ecuador para un periodo de retorno de 475 años



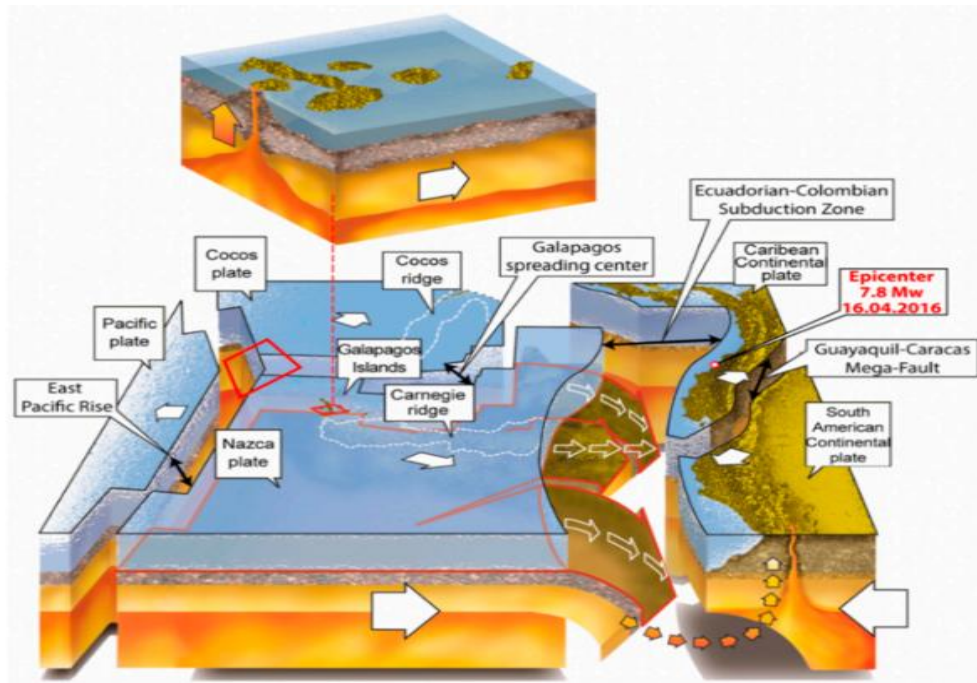
Fuente: Catálogos Sísmicos - Instituto Geofísico - EPN

Machala se encuentra en una zona caracterizada como de nivel alto en relación con los niveles de peligro sísmico en base a la Ilustración 2, lo cual representa las altas probabilidades de terremotos y sismos en la zona, por lo cual es necesario implementar mecanismos que logren mejorar la respuesta sísmica de los edificios de dicha zona.

1.1.3 Fallas Geológicas

La zona costera ecuatoriana, de la cual el cantón Machala forma parte, presenta dos tipos de fuentes sísmicas actuantes con sus correspondientes fallas geológicas, una de ellas es la subducción entre placas. El área de subducción ubicada en la zona costera ecuatorial constituye la principal fuente generadora de actividad sísmica (Ortiz-Hernández et al., 2022). La placa oceánica de Nazca, que incluye la Cordillera Carnegie, presenta un movimiento de sumersión con respecto a la placa Sudamericana, este proceso origina una falla geológica en el borde continental, de la que se derivan fracturas que causan movimientos sísmicos y generan un arco volcánico activo (Vidal & Granda, 2018), Dicha descripción se encuentra reflejada en la ilustración 3.

Ilustración 3: Marco geodinámico de Ecuador y sus alrededores



Fuente: (Ortiz-Hernández et al., 2022)

Los eventos sísmicos también pueden originarse por una fuente sísmica distinta como es la de tipo cortical, esta se deriva de fallas superficiales que llevan a cabo un proceso de acumulación y liberación de energía independiente (Quinde Martínez & Angulo, 2016). Enfocándose en la zona de estudio, las fallas geológicas presentes en una zona pueden desempeñar un papel importante en la inestabilidad de campo resultando en mayor vulnerabilidad a movimientos de masa (Elmoulat et al., 2021). El Plan de Desarrollo y Ordenamiento territorial de Machala brinda información enfocada a zonas susceptibles a movimientos de masa, su extensión y el porcentaje en relación con el área total del cantón. Dicha información se presenta en la tabla 3. (PDOT, 2019)

Tabla 3: Movimientos en masa – Susceptibilidad, cantón Machala

DESCRIPCIÓN	ÁREA (ha)	%
Susceptibilidad Baja a Nula	18 452,06	49,5
Susceptibilidad Media	1 555,06	4,17
Susceptibilidad Muy baja	15 488,98	41,55

Cuerpos de Agua	1 778,74	4,77
-----------------	----------	------

Fuente: (PDOT, 2019)

1.1.4 Clasificación de Edificaciones según su Altura

La Norma Ecuatoriana de la construcción categoriza las estructuras en baja, media, alta y especial, según el número de niveles y las cargas máximas de servicio que soporta, en las cuales se toman las siguientes consideraciones:

- Para las cargas máximas se impondrá la combinación de carga muerta y carga viva correspondiente al uso y ocupación del edificio.
- Para la definición del número de niveles se incluirán todos los pisos del proyecto.
- Se asignará la categoría más desfavorable correspondiente a las características de la estructura.

A continuación, en la Tabla 4 se muestra la clasificación de las edificaciones en base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, capítulo Geotecnia y Cimentaciones. (NEC-SE-GC, 2015)

Tabla 4: Clasificación de las unidades de construcción por categorías

Clasificación	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (KN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4000
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4001 y 8000
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8000

Fuente: (NEC-SE-GC, 2015)

1.2 Descripción de la situación problemática (Causas y Efectos)

Machala es una ciudad que alberga numerosos edificios de varios niveles de altura, una gran parte de ellos son destinados a ser viviendas residenciales para la población, por lo que, al momento de construir una edificación se busca que la misma cuente con un diseño sismorresistente que logre cumplir con todos los estándares de seguridad, garantizando la misma para sus residentes. Sin embargo, muchos de estos no cuentan con este tipo de diseño y una de las causas por las cuales ocurre este inconveniente es el uso de materiales y técnicas constructivas inadecuadas. Los materiales de construcción toman un valor importante en una obra, el componente calidad de una construcción se establece en gran

parte por la especificación y estado de materiales y componentes (Opawole et al., 2022), por lo tanto, el uso de material que no cumpla con las especificaciones técnicas establecidas no podrá cumplir con el nivel de calidad con el cual se realizó el proyecto, provocando así la visibilidad de grietas en elementos como vigas, columnas, losas, etc. Adicional a esto, durante el proceso constructivo es necesario llevar un control de cada avance que se realiza con respecto a los elementos estructurales, con la finalidad de corroborar que se lleve la obra exactamente como está planificado, por lo cual, la falta de este control puede provocar que se den casos de avances de obra mal elaborados, sin basarse en planos ya establecidos, resultando así en elementos que no cumplen con el nivel de rigidez planificado, lo que aumenta el grado de vulnerabilidad sísmica del inmueble durante un sismo.

Otro problema grave dado en las estructuras actuales es que cuentan con un diseño ineficiente de estas por informalidad de obras. Machala al pertenecer a una zona de alto peligro sísmico requiere que sus construcciones cuenten con respuestas sísmicas claras para soportar fuerzas de este tipo de fenómenos, estas se logran establecer mediante un análisis estructural, cuyos resultados servirán de base para la elaboración, planificación y diseño de la estructura, sin embargo, la elección de construir obras civiles de forma informal provoca que se omitan ciertos análisis necesarios según la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción), muchas veces esto se debe a que algunos maestros de obra están arraigados a técnicas constructivas tradicionales, las cuales en su momento, no se ejecutaban bajo estándares clasificados por investigaciones científicas, que se han actualizado a lo largo de los años, por lo cual esto junto con la inexperiencia de los implementadores de proyectos (Budi Hartono et al., 2020) provoca que la edificación a futuro no ofrezca la resistencia debida hacia vibraciones, las mismas que se podrán percibir por los residentes, demostrando un cierto grado de inestabilidad de la infraestructura, todo esto resulta en que la misma presentará una resistencia frágil ante fuerzas laterales dadas durante un evento sísmico de magnitud considerable.

A los inconvenientes antes mencionados se puede agregar un mal análisis estructural, por ende, una evaluación incorrecta del nivel de rigidez que la estructura necesita para brindar un desempeño sismorresistente efectivo, por lo que el desempeño estructural del inmueble será categorizado como inadecuado ante una actividad sísmica, significando inseguridad para sus ocupantes, sumado a esto se presenta la omisión del estudio de suelo del terreno

donde se alzará la obra, un error grave ya que estimar las capacidades y características del suelo es de suma importancia en el diseño de un edificio, estos aspectos interfieren en el desempeño de la estructura, la cual al no cumplir con lo planificado, provocará daños graves en elementos estructurales. Esto implica que en un futuro se requiera la reparación en dichos elementos o la implementación de refuerzos que ejerzan acciones correctivas en la estructura, considerando así un costo económico elevado en base a la magnitud del daño.

Todos estos factores son causas del alto grado de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la ciudad de Machala a tal grado que ante un sismo de alta magnitud estos corren el peligro de colapsar al no resistir tales fuerzas, lo que significa un peligro para los residentes y para la población en general.

1.3 Formulación del problema: preguntas científicas

Los principales elementos que componen una infraestructura de una edificación deben ser analizados para determinar su funcionamiento y desempeño ante fuerzas y vibraciones, no solo para verificar si la estructura es apta para soportar las cargas que serán impuestas sobre la misma, sino también para comprobar su capacidad de resistencia ante fuerzas sísmicas, si existiese dicha deficiencia, puede conllevar a daños estructurales graves o incluso el colapso.

Asimismo, a pesar de la implementación de códigos de construcción sismorresistente más rigurosos, como la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), persiste una preocupación sobre la capacidad real de las estructuras para resistir eventos sísmicos severos. Los métodos de análisis lineal, comúnmente utilizados en la práctica de diseño, pueden no representar adecuadamente el desempeño de las estructuras bajo cargas sísmicas intensas, donde es probable que se produzcan deformaciones inelásticas significativas.

Por lo tanto, la aplicación de métodos de análisis estructural más sofisticados y precisos permite identificar el desempeño sísmico de la estructura, es decir, conocer el rendimiento que adoptara la estructura al exponerse ante fuerzas sísmicas.

1.3 Delimitación del objeto de estudio

La estructura que será evaluada mediante un análisis Pushover para conocer su desempeño sísmico será un edificio de mediana altura ubicado en la provincia de El Oro

cantón Machala. El mismo cuenta con marcos de hormigón armado que constituyen el esqueleto estructural del edificio. Dichos pórticos están compuestos por columnas que transmiten las cargas de pisos superiores hasta los cimientos, vigas horizontales que forman uniones rígidas junto con las columnas y sirven para soportar la carga de piso.

Ilustración 4: Objeto de estudio



Fuente: Autor

1.5 Justificación

La relevancia de este análisis radica en determinar desempeño que exhibirá la estructura al ser expuesta a diversas cargas combinadas, con el objetivo de evaluar si su desempeño será apropiado o inapropiado frente a un posible evento sísmico que pudiera poner en riesgo la vida de quienes frecuentan dicho inmueble. Por esta razón, en el presente estudio se llevó a cabo una revisión bibliográfica en distintas bases de datos, recopilando información de artículos académicos y científicos, así como tesis de grado y maestría, con el propósito de identificar los elementos que inciden en la vulnerabilidad de una estructura y establecer qué metodología seguir.

En base al Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial (PDOT) del cantón Machala se logró reconocer que gran parte del territorio machaleño se asienta sobre suelos aluviales, compuestos principalmente por arcillas, limos y arenas. Además, el PDOT clasifica ciertas zonas como susceptibles a movimientos de masa, lo que puede comprometer la estabilidad de las estructuras construidas en esas áreas. Al momento de presentarse un

sismo, una gran cantidad de energía acumulada es liberada en la corteza terrestre, produciendo vibraciones, ondas sísmicas y fuerzas laterales, esto sumado a las características presentadas anteriormente basadas en el PDOT de la ciudad de Machala representa un grado de alerta severo en las edificaciones. Por lo que el presente estudio es relevante por la necesidad de detectar si una estructura en dicha zona exhibirá un desempeño sísmico apropiado o inapropiado frente a estos acontecimientos.

La aplicación de un análisis estático no lineal, conocido como el método Pushover, en una edificación de mediana altura en Machala, permitirá evaluar su desempeño sísmico y determinar su grado de vulnerabilidad ante eventos telúricos de gran magnitud. Este enfoque analítico, respaldado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, brinda resultados confiables y precisos sin requerir una gran capacidad computacional. La identificación del grado de vulnerabilidad estructural en esta edificación servirá como un caso de estudio representativo para comprender los desafíos y riesgos que enfrentan otras construcciones similares en la ciudad. Los hallazgos de este trabajo sentarán las bases para futuras intervenciones y estrategias de mitigación. Adicionalmente, el presente proyecto servirá como trabajo de titulación para obtener el grado de Ingeniero Civil, contribuyendo al avance del conocimiento y la gestión del riesgo sísmico en la región.

1.6 Objetivos: General y Específicos

1.6.1 Objetivo General

- Analizar el desempeño sísmico mediante un análisis estático no lineal, utilizando los criterios establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, para la determinación de la capacidad estructural y sísmica de un edificio de mediana altura en el cantón Machala.

1.6.2 Objetivos Específicos

- Identificar los factores que influyen en el nivel de susceptibilidad de una edificación ante eventos sísmicos, mediante una revisión exhaustiva de la literatura científica disponible en bases de datos, publicaciones académicas y repositorios de investigación.
- Realizar un análisis estático no lineal de un edificio de mediana altura, mediante herramientas computacionales de análisis estructural.

- Determinar el desempeño estructural y sísmica de la edificación para la verificación del grado de vulnerabilidad ante eventos sísmicos de gran magnitud para el objeto de estudio.

2. CAPITULO II: ESTADO DE ARTE

2 Antecedentes contextuales

A escala global, se llevan a cabo múltiples análisis sobre sistemas estructurales con el propósito de estimar su respuesta ante eventos sísmicos de gran magnitud. Debido a la importancia de caracterizar el desempeño de las estructuras una vez que se ha excedido su límite elástico, se ha optado por implementar una metodología de análisis estático no lineal con las derivas mínimas según norma.

En el trabajo de investigación realizado por Nemanja Krtinic, Matija Gams y Marko Marinkovic, autores procedentes del país de Croacia, se realiza una comparación de las respuestas de diferentes modelos de muros CM mediante pruebas experimentales de compresión por corte, en la cual emplean el método de análisis estático no lineal “Pushover” además de un análisis de regresión, en su metodología presentan a los muros CM como diagonales sometidas a fuerzas de compresión dentro de un pórtico arriostrado, en donde se procede al cálculo de propiedades del tirante diagonal como la resistencia lateral máxima, rigidez, rama de ablandamiento, entre otras, posteriormente se aplicó modelos numéricos para realizar un análisis Pushover por cada modelo, dando como resultado las curvas fuerza – desplazamiento, esta investigación concluyó detallando que un modelado simple con un tirante diagonal equivalente, que sólo lleva carga a compresión, puede simular de manera adecuada la respuesta sísmica global de las paredes de mampostería confinada y es adecuado para aplicaciones prácticas. (Krtinić et al., 2023)

Otro ejemplo en la que realizó un estudio en base al método de análisis Pushover, es procedente de India y es el trabajo de investigación de los autores Muhamad Zihni, Riza Suwondo y Made Suangga, el cual se enfocó en determinar el desempeño de estructuras de concreto reforzado en una estructura de varios pisos utilizando un método de diseño basado en la guía ATC-40 y FEMA 440, en donde influyen las dimensiones de columnas y vigas, así como la calidad de hormigón. Sus resultados van desde el nivel de desempeño de la estructura, su curva de capacidad y niveles de efectividad basados en las normas mencionadas previamente. El estudio concluyó categorizando al edificio como operativo,

además en base a los resultados se considera necesario aumentar las dimensiones de vigas y columnas, para obtener un nivel de efectividad óptimo. (Zihni et al., 2023)

Otro ejemplo dado en el mismo territorio es la investigación de los autores Andina Putri, Shandria Herdinata, Cristianito Septino y Oryza Sari, en su estudio determinan el desempeño estructural del hotel Platinum ubicado en Balikpapan, Kalimantan oriental y mostrar su desempeño si es sometida a cargas sísmicas, esto en base a la normativa SIN 1729:2019 y ATC-40. Su metodología consta de un modelamiento de la estructura y análisis mediante el método Pushover con programas de asistencia y las cargas sísmicas se basaron en el terremoto de Balikpapan además de las características de la zona. Los resultados del análisis determinaron valores de fuerza cortante, desplazamiento o deriva de techo, un periodo efectivo. Además, se comparó estos conceptos en base a la norma antes mencionada lo cual concluyó en que la estructura cumple con los requisitos para considerarla como una estructura segura. (Putri et al., 2022)

Otro trabajo de investigación realizado en India es el de los autores Renuka Nageswari Bagu y Sai Ganesh Sanagapalli, en el cual presenta el uso del software ETABS para realizar un análisis Pushover a una estructura de varios pisos con el objetivo de evaluar el desempeño sísmico y la capacidad estructural bajo cargas laterales del objetivo de estudio, su metodología consiste en un modelado mediante la herramienta digital antes dicha y someterla a cargas laterales crecientes hasta llegar al colapso, con los resultados de dicho análisis se realiza una evaluación de desempeño sísmico de la estructura, identificando posibles debilidades o deficiencias. (Nageswari Bagu & Sanagapalli, 2023)

Otro caso de estudio es el de los autores Keshava Murthy y Ashwini L. K. en donde se ejecuta un análisis no lineal estático hacia un marco desnudo de RC de altura media y a una estructura rellena de RC de gran altura con pisos blandos en diferentes niveles usando una herramienta computacional, para esto se realizó un análisis que identifico los puntos de las estructuras con potenciales fallas, regiones críticas a deformaciones, demanda de fuerzas axiales y momentos, entre otros, Este estudio resulto en la conclusión de que debido a la presencia de pisos blandos en el nivel superior de la estructura, aumenta considerablemente el desplazamiento y el corte de la base del mismo. (Keshava Murthy & L K, 2019)

Dentro del continente Africano, en el país de Algeria, los autores Abdelkader Nour, Sidi El-Amine y Mohammed Eddine, en su trabajo de investigación enfatizan en la necesidad

de realizar modelados de estructuras que cuenten con muros de relleno de mampostería, para determinar su eficiencia sísmica, esto enfocado en daños registrados por varios terremotos pasados, por lo que en su estudio se analiza estos modelados mediante el método estático no lineal, todo en base a normas y propiedades de materiales nacionales de dicho territorio, dando como resultados el periodo de tiempo natural del edificio y la curva Pushover, determinando la capacidad y rigidez de la estructura y su desempeño ante eventos sísmicos, además de la importancia de considerar los muros de mampostería dentro del modelado, ya que obviarlos produciría una disminución en la rigidez real de la estructura. (Hassaine et al., 2023).

Por otro lado, el autor Gallardo Barreto, empleo el método de análisis Pushover para conocer, verificar y analizar el desempeño estructural de una institución educativa en Perú, con esto se logró inspeccionar el estado elástico de cada elemento estructural, así como el desempeño sísmico operacional en el que se encuentra el inmueble, obteniendo como resultado curvas de capacidad, generación de rotulas plásticas y la verificación del punto de desempeño de la edificación, dando como datos resultantes los valores de cortante y desplazamiento máximos que tendrá la estructura antes de experimentar el colapso. (Barreto, 2023).

En su investigación, Edwin Flores, utiliza el análisis no lineal estático con la finalidad de evaluar si una edificación diseñada sin previo cálculo estructural sismorresistente es capaz de soportar adecuadamente un terremoto, en base al desempeño y nivel de desempeño de la estructura que, en este caso, será un edificio de 8 niveles ubicado en el país de Bolivia, por lo que el análisis se regirá a las normas nacionales (Guía Boliviana de Diseño Sísmico). Para esto se necesitó detalles como dimensiones de elementos, cargas aplicadas, materiales empleados, plano de armaduras y estudio de suelo. Posteriormente mediante una herramienta computacional se realizó una simulación en la que la estructura se expone a los tres tipos de espectros establecidos en la norma de dicho territorio, dando como resultado que la estructura presentará una conducta óptima para un sismo catalogado como de servicio, sin embargo, en presencia de los sismos de diseño y máximo, la estructura colapsaría. (Vega, 2021).

Un hallazgo relevante del estudio llevado a cabo por Viera, Quizanga y Andino es que aplicaron un análisis estático no lineal a 18 estructuras diseñadas bajo diferentes criterios normativos de Ecuador, Colombia y Perú. Los resultados obtenidos de las curvas de

capacidad revelaron que los modelos desarrollados conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) exhibieron una menor capacidad de resistencia estructural en comparación con las otras normas. Este resultado es coherente, dado que en dicho trabajo se evidenció que la NEC es más permisiva que las otras normativas, al admitir un porcentaje de derivas de piso del 2%, valor significativamente más elevado que los límites impuestos por las normas colombiana y peruana. (Viera Arroba et al., 2020).

Enfocándose en el territorio ecuatoriano, los autores Byron López, José Sánchez, Christian Frías y Edmundo Villegas presentan una investigación en la cual optan por un análisis Pushover para examinar el desempeño estructural de dos estructuras con y sin la presencia de aisladores sísmicos, dichas estructuras están presentes en la Facultad de Ingeniería civil de la Universidad Técnica de Ambato, las mismas cuentan con pórticos especiales sismorresistentes de acero con presencia de diagonales rigidizadores, adicionalmente se menciona que el estudio está basado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, así como estándares internacionales como AISC 360, FEMA 440 y AISC 358. Los resultados presentados demostraron que ambas estructuras presentan un desempeño sísmico aceptable, sin embargo, la presencia de aisladores sísmicos es un aspecto importante al momento de disipar energías. (Sánchez et al., 2024).

De igual manera, un estudio realizado por los ingenieros Gilbert Añazco, Paul Añazco y Leyden Carrión, realizado en la ciudad de Machala, presenta un modelo no lineal de plasticidad concentrada de edificios prototipo de varios pisos, exponiendo así sus correspondientes curvas de esfuerzo – deformación, además se aplica un análisis Pushover para determinar la curva de capacidad así como el cálculo del factor de sobrerresistencia y ductilidad de los prototipos, los resultados obtenidos demuestran que a pesar que todos los modelos poseen un nivel adecuado de ductilidad, las construcciones de pocas plantas exhiben una resistencia notablemente superior a la requerida, sin embargo, carecen de la capacidad de deformarse de manera significativa en el rango inelástico sin sufrir pérdida de resistencia. En contraste, a medida que el número de niveles aumenta, se evidencia una disminución de dicha sobrerresistencia, pero acompañada de un incremento en la ductilidad. Esto implica que los edificios de mayor altura pueden incursionar más ampliamente en el rango no lineal antes de perder su resistencia, experimentando solamente una reducción en su rigidez. (Adrián et al., 2023)

2.2 Antecedentes referenciales o históricos

Para realizar el presente trabajo de investigación, se planteó una metodología basada en los siguientes artículos científicos.

Los autores Elías Salomón Paredes Calderón y Ricardo Daniel Avalos Alayo, en su investigación titulada “Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de 14 niveles mediante análisis estático no lineal “Pushover”, Trujillo 2020.” analizan el desempeño sísmico de un edificio con muros estructurales de 14 niveles mediante el análisis estático no lineal, esto en base a la Norma Técnica E.030-2018 y la Norma Técnica E.060-2009. Para el presente trabajo de investigación se adoptó la metodología de dicho estudio, categorizándolo en tres aspectos tales como; El análisis dinámico modal espectral, esto trata del modelamiento de la estructura y la definición de las propiedades de sus elementos y materiales, de igual manera se definen los estados de carga y se realiza un control de derivas. Análisis estático no lineal, en esta fase se definen las propiedades no lineales de todos los materiales, también se aginan las cargas incrementales y se determina la rigidez efectiva de los elementos estructurales del inmueble. Evaluación de desempeño sísmico, por último, se obtuvo los espectros de demanda sísmica para sismo frecuente, ocasional, raro y muy raro. Determinando el nivel de desempeño para cada grado de amenaza sísmica, así como el cálculo de ductilidad. Obteniendo de esta manera el desempeño estructural de la estructura. (Paredes Calderón, 2020).

La investigación actual tomo como referencia el estudio titulado “Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena”, sobre todo enfocándose en la metodología del mismo, dicha metodología presenta el Método de Espectro de Capacidad MEC, consiste en determinar la curva de capacidad de una estructura, que muestra su capacidad de carga frente a diferentes desplazamientos, usando un análisis estático no lineal llamado análisis pushover. Esta curva se compara con un espectro de demanda sísmica, que representa las fuerzas sísmicas esperadas, para ver cómo responde la estructura a distintos niveles de intensidad sísmica. Al superponer estas dos curvas, se puede determinar si la estructura cumple con los requisitos de desempeño sísmico.(Medina et al., 2018)

2.3 Antecedentes conceptuales

2.3.1 Normas a seguir

En el presente estudio se utilizaron diversas normativas, tomando en cuenta lineamientos establecidos tanto por la Norma Ecuatoriana de la Construcción como por las normativas estadounidenses, específicamente orientadas al análisis estático no lineal, las mismas que se presentan a continuación.

2.3.1.1 Norma Ecuatoriana de la Construcción

Factor de zonificación sísmica “Z”

La zonificación sísmica es un proceso que clasifica una región geográfica en distintas zonas de acuerdo a su nivel de riesgo sísmico. Este proceso se base en varios factores como la actividad sísmica registrada en periodos de tiempo, la geología de la zona, así como su topografía, etc.

Según la Norma Ecuatoriana de la construcción en el capítulo de Peligro sísmico, el país está dividido en seis zonas sísmicas a las cuales se les asigna un valor de factor Z analizando los factores antes mencionados, dichas zonas se pueden ver representadas en el mapa de zonificación sísmica (Ilustración 2) y los valores se presentan en la tabla 5. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 5: Valores del factor Z en función de la zona sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	IV
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

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Coeficientes de perfil de Suelo Fa, Fd y Fs

Los coeficientes Fa y Fd tienen la función de amplificar las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones y del espectro de respuesta elástico de desplazamiento respectivamente, mientras que el coeficiente Fs considera el desempeño no lineal de los suelos, a continuación, se presentan dichos factores en la tabla 6, tabla 7 y tabla 8. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 6: Factores de sitio Fa y tipos de suelo

Tipo de perfil de suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,5
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,40	1,30	1,25	1,23	1,20	1,18
D	1,60	1,40	1,30	1,25	1,20	1,12
E	1,80	1,40	1,25	1,10	1,00	0,85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 7: Factores de sitio Fd y tipos de suelo

Tipo de perfil de suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,5
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
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	2,10	1,75	1,70	1,65	1,60	1,50
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 8: Factores de coeficiente inelástico del subsuelo Fs y tipos de suelo

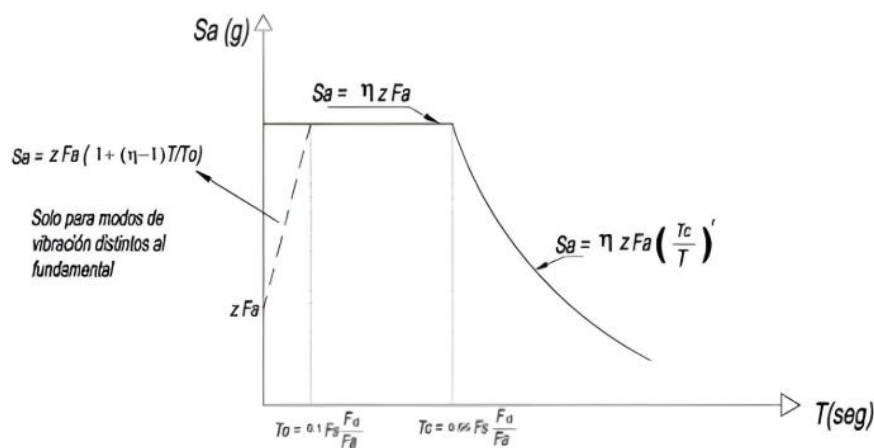
Tipo de perfil de suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,5
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
D	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,40
E	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

Para elaborar el espectro de respuesta sísmica se hará uso de los factores vistos anteriormente basándose en la ubicación de la zona de estudio. La ilustración 5 muestra un modelo a seguir para el diseño de dicho espectro.(NEC-SE-DS, 2015)

Ilustración 5: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño



Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Razón entre el PGA y la aceleración espectral S_a para el período de retorno seleccionado

Estos valores varían dependiendo de la región o zona de estudio, se adoptan los siguientes valores:

- $\eta = 1,80$: Provincias de la Costa (Exceptuando Esmeraldas)
- $\eta = 2,48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2,60$: Provincias del Oriente

Factor usado en el espectro de diseño elástico

Los valores correspondientes a dicho factor 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.

Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

Se considera como una aceleración expresada como una fracción de la gravedad, cuyo valor varía dependiendo del periodo de vibración de la edificación o estructura. Para los diferentes rangos existentes, estos valores se calculan usando las siguientes expresiones:

$$\text{Cuando } 0 \leq T \leq T_c \quad \rightarrow \quad S_a = \eta * Z * F_a$$

$$\text{Cuando } T > T_c \quad \rightarrow \quad S_a = \eta * Z * F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

Cortante basal de diseño (V)

Se trata de una fuerza lateral de diseño que se aplica en la planta base de un edificio debido a la acción de una fuerza sísmica de diseño. Esta fuerza se puede calcular utilizando la siguiente fórmula:

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

Donde:

S_a = Espectro de diseño en aceleración

$\phi_P * \phi_E$ = Coeficientes de configuración de planta y elevación

I = Coeficiente basado en el nivel de importancia de la estructura

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

W = Carga sísmica reactiva aplicada a la estructura

Coeficiente de importancia de la estructura

Es el coeficiente responsable de aumentar la demanda sísmica de diseño para las estructuras, dependiendo del tipo de ocupación que esta tendrá. Este factor es crucial, ya que algunas estructuras deben mantenerse operativas en todo momento después de un sismo sin sufrir daños importantes. Los coeficientes I están presentados en la tabla 9. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 9: Tipo de uso e importancia de las edificaciones

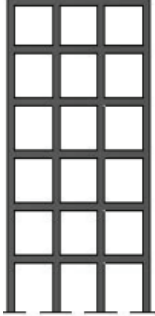
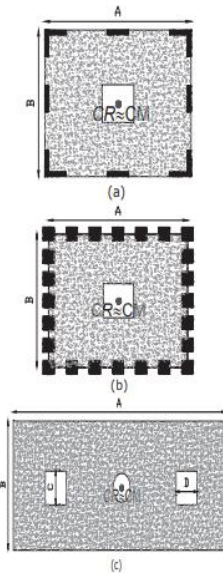
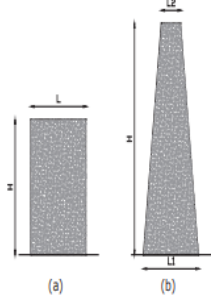
Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficientes I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de 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

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Regularidades en planta y elevación en una estructura

Para calcular el cortante basal, es fundamental analizar la configuración estructural del edificio. Si se trata de una planta irregular o una elevación inusual, será necesario aplicar un factor que penalice el diseño con el objetivo de contemplar un escenario en el que la configuración sea deficiente.

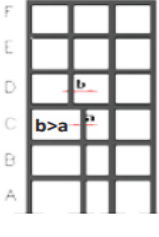
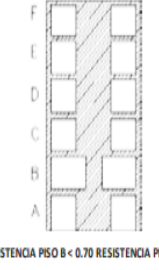
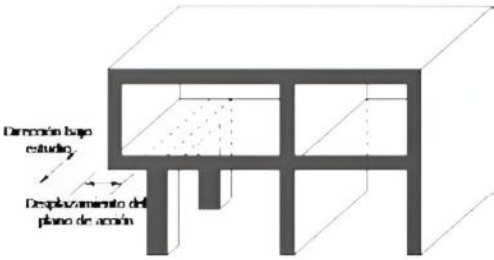
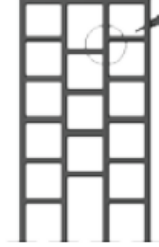
Tabla 10: Configuraciones estructurales recomendadas

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

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

En la Tabla 10 se muestran los factores dados para configuraciones regulares dadas en planta y elevación.

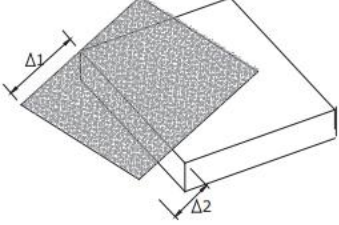
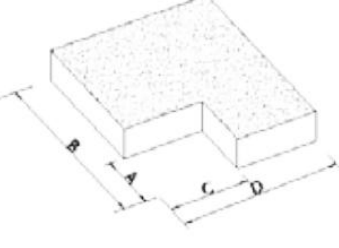
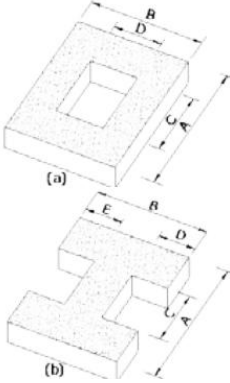
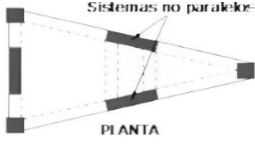
Tabla 11: Configuraciones estructurales no recomendadas

<i>IRREGULARIDADES ENELEVACIÓN</i>		<i>IRREGULARIDADES EN PLANTA</i>
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. 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>Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

En la Tabla 11 se muestra las configuraciones no recomendadas para el diseño estructural de una edificación

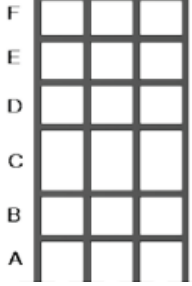
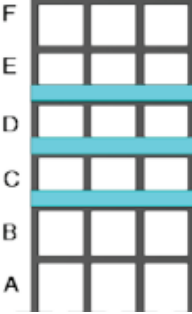
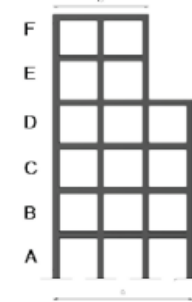
Tabla 12: Coeficientes de irregularidad en planta

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi P_i = 0,9$ $\Delta > 1,2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</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. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi P_i = 0,9$ $A > 0,15B$ 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 $\phi P_i = 0,9$ a) $CxD > 0,5AxB$ 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 si</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi P_i = 0,9$</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>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

En la tabla 12 se presentan los factores influyentes en irregularidades en planta

Tabla 13: Coeficientes de irregularidad en elevación

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi E_i = 0,9$ Rigidez $K_c < 0,70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0,80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$ 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 $\phi E_i = 0,9$ $m_D > 1,50 m_E$ ó $m_D > 1,50 m_C$ 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 pis.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi E_i = 0,9$ $a > 1,3 b$ 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>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

En la tabla 13 se presentan los casos en los cuales se deben tomar los factores que representan irregularidad en elevación.

Factor de reducción de resistencia sísmica (R)

Para el análisis y diseño de una edificación, partiendo de criterios sísmo resistentes, es necesario aplicar un factor que reduzca las fuerzas sísmicas de diseño en la estructura, esto debe considerar que la estructura sea adecuadamente dúctil, permitiendo que se formen rótulas plásticas en secciones específicas y cuando estas fuerzas se aplican en un espectro elástico, se transforman en uno inelástico. Dicho factor es dado por la NEC y es mostrado en la Tabla 14.(NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 14: Factores de reducción sísmica R

Sistemas Estructurales Dúctiles	Factor R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sísmo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sísmo 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 sísmo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sísmo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas	8
Pórticos especiales sísmo 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 sísmo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

El factor R indica la capacidad de la estructura para comportarse de manera inelástica sin llegar a colapsar. En realidad, el factor de reducción o modificación de la respuesta es el resultado combinado de la sobrerresistencia, la redundancia y la ductilidad. Estos factores de modificación de la respuesta son cruciales en el diseño sísmico. Ningún otro parámetro en la ecuación del corte basal de diseño influye en las acciones de diseño de un sistema

estructural sísmico tanto como el valor asignado al factor R. (Gamal Abd-Elhamid et al., 2020).

Para el presente caso de estudio se utiliza un factor de reducción sísmica de 6 debido a que la estructura cuenta con sistemas de pórticos especiales de hormigón armado.

Inercias Agrietadas

En el caso de estructuras de hormigón armado y mampostería, al calcular la rigidez y las máximas desviaciones, es necesario utilizar las inercias agrietadas de los componentes estructurales, se aplica un factor de reducción de inercia tanto para vigas y columnas, dichos factores se presentan en la tabla 15.(NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 15: Inercias agrietadas de elementos estructurales

INERCIAS AGRIETADAS PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO	
Columnas	0,8 * I
Vigas	0,5 * I
Muros estructurales	0,6 * I

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.3.1.2 Federal Emergency Management Agency (FEMA 440)

Publicado por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA), el documento proporciona directrices para el análisis sísmico no lineal de estructuras y establece un marco para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificios y estructuras críticas, lo que mejora la seguridad de las edificaciones frente a eventos sísmicos. Este enfoque destaca la importancia de la implementación de estándares más rigurosos y una mayor preparación para desastres, siendo esencial para garantizar la resistencia y seguridad de las estructuras ante sismos y otras cargas extremas.(Fema, 2005)

2.3.1.3 Federal Emergency Management Agency (FEMA 356)

El método del coeficiente definido por la FEMA se considera el principal método estático no lineal. Este método busca obtener una aproximación del desplazamiento máximo global, conocido también como desplazamiento objetivo, mediante la modificación de la respuesta elástica lineal del sistema de grados de libertad equivalente, multiplicándola por

un conjunto de coeficientes. Su base es la curva Pushover, también denominada curva fuerza-deformación, que establece la relación entre el cortante basal y la deformación máxima del techo. (Fema, 2000)

2.3.2 Sismos

Un sismo o terremoto es un evento tectónico que implica la liberación repentina de energía acumulada debido al movimiento relativo de las placas tectónicas. Estos desplazamientos de las placas son procesos continuos, aunque generalmente lentos e imperceptibles a escala humana. (Trujillo et al., 2010). Dichas placas se desplazan sobre el mar de magma, interactuando mediante rozamiento y colisión entre sí. Cuando ocurre un acoplamiento entre placas adyacentes, se genera una acumulación progresiva de esfuerzos y deformación elástica en la corteza terrestre, almacenando energía potencial. Eventualmente, la ruptura abrupta de esta zona de acoplamiento produce la liberación de la energía acumulada, lo cual se manifiesta como un evento sísmico o terremoto, el mismo provoca puede provocar graves daños en estructuras y se presenta como grietas o colapsos en los elementos estructurales, ejemplo de esto se presenta en la ilustración 6.

Ilustración 6: Daños producidos por sismo del 18 de marzo del 2023 en el edificio del campus Machala – Universidad Técnica de Machala



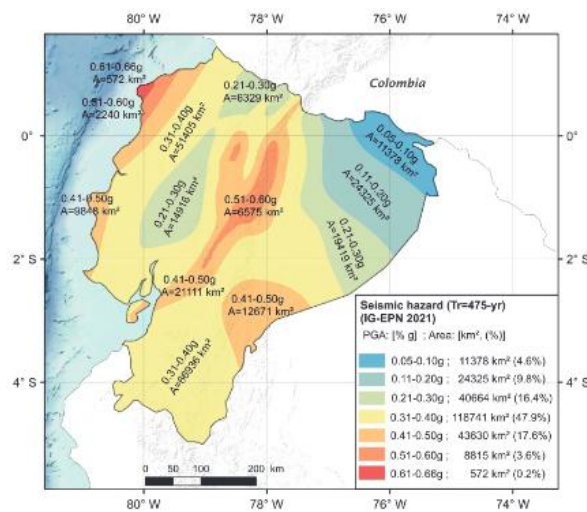
Fuente: Autor

2.3.3 Peligro sísmico

El peligro sísmico se refiere a la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico en determinado periodo de tiempo, lo que representa una amenaza para las estructuras y las poblaciones, por lo general es un aspecto muy importante para tomar en cuenta en el

proceso de diseño estructural. (Guzmán et al., 2022) Para analizar el peligro sísmico se debe tomar en cuenta la caracterización de dos factores: las fuentes y los suelos. (Erazo, 2020). En la ilustración 7 se muestra dicha caracterización en el territorio ecuatoriano. (Cajamarca-Zuniga et al., 2022)

Ilustración 7: Áreas de regiones sísmicas, km², y sus respectivos porcentajes con relación a la superficie continental del Ecuador



Fuente: (Cajamarca-Zuniga et al., 2022)

2.3.4 Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica es el riesgo ante un evento telúrico de magnitud considerable que poseen diferentes tipos de construcción (Criado-Rodríguez et al., 2020), algunos aspectos clave para la determinación de este concepto radica desde el diseño estructural del inmueble, antigüedad de este, tipo de suelo en el que se encuentra asentado, su configuración ya sea irregular o regular, entre otros.

2.3.5 Desempeño sísmico

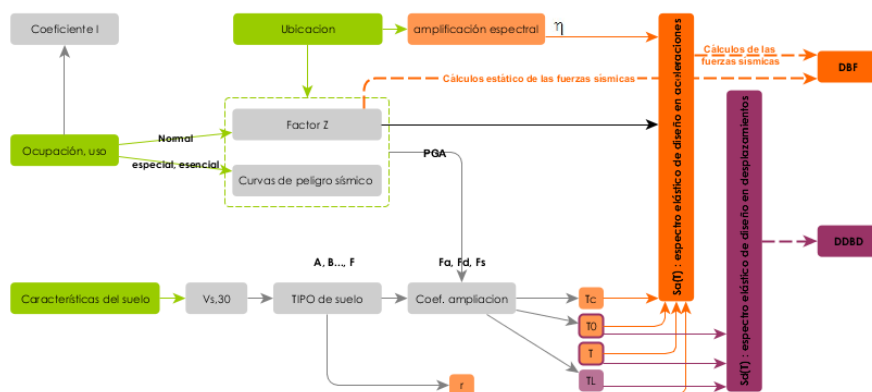
El concepto de desempeño sísmico se refiere al desempeño esperado de las estructuras al ser sometidas a diferentes niveles de movimiento sísmico que pueden experimentar durante su vida útil. Se definen límites máximos permisibles de daño estructural, en función de la intensidad del sismo. Típicamente, para edificaciones de importancia convencional, se establecen los siguientes objetivos de desempeño: mantener plena operatividad con daños menores o nulos frente a sismos frecuentes de baja intensidad; y ante sismos de elevada magnitud, pero muy baja probabilidad de ocurrencia, garantizar

primordialmente la seguridad contra el colapso y la preservación de vidas, aunque se permitan daños estructurales más severos. (Martínez Reyes & Nungaray Pérez, 2019).

2.3.6 Demanda sísmica

La demanda sísmica se refiere a la cantidad de fuerza sísmica o deformación que experimenta una estructura durante un terremoto, crucial para evaluar el desempeño estructural y diseñar sistemas resistentes a terremotos. Diversos estudios han profundizado en modelos probabilísticos de demanda sísmica (PSDM) utilizando métodos de aprendizaje automático para predecir demandas sísmicas para diferentes estructuras. La Norma Ecuatoriana de la Construcción determina la demanda sísmica mediante un diagrama de flujo o cadena la cual se presenta en la ilustración 8. (NEC-SE-DS, 2015)

Ilustración 8: Cadena de determinación de la demanda sísmica



Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.3.7 Desempeño elástico

El desempeño elástico se refiere a la capacidad de un material para deformarse reversiblemente bajo tensión y volver a su forma original una vez que se elimina la tensión ejercida. Las constantes elásticas miden qué tan rígido o resistente es un material cuando se le aplica una fuerza o tensión leve. (Isotta et al., 2023) Cuando la deformación que sufre el material es pequeña y poca, está dentro del rango elástico. En este rango, el material se deforma, pero vuelve a su forma original cuando se quita la fuerza aplicada, sin sufrir daños permanentes. Esto se debe a que las uniones o enlaces internos entre los átomos y moléculas no se rompen realmente, ni se crean o mueven defectos internos

llamados dislocaciones. En pocas palabras, las constantes elásticas cuantifican la capacidad de un material de recuperar su forma original después de deformaciones menores y reversibles, un ejemplo de esto se muestra en la ilustración 9.(Shepherd & Zirakian, 2023)

Ilustración 9: Desempeño elástico de una tira de manera bajo compresión



Fuente: (Shepherd & Zirakian, 2023)

2.3.8 Desempeño plástico

La teoría de la plasticidad estudia la deformación irreversible y permanente de los sólidos cuando se exceden los límites elásticos bajo la acción de cargas o deformaciones severas. A diferencia de la teoría de la elasticidad que analiza el desempeño reversible, la plasticidad modela el estado de tensiones, deformaciones residuales y velocidades de deformación plástica que persisten aún después de retirar las cargas aplicadas. Esto incluye fenómenos como endurecimiento, fluencia plástica y formación de grietas. Esta teoría complementa a la elasticidad, permitiendo predecir el desempeño de materiales y estructuras en el régimen inelástico crítico para el diseño contra fallas. (Bruhns, 2020).

2.3.9 Ductilidad

La ductilidad es considerada como uno de los principales parámetros que afectan al desempeño sísmico de las estructuras. Esta se refiere a la capacidad de deformación permite que las estructuras sufran deformaciones sin una reducción considerable de su resistencia. Por tanto, aumentar la ductilidad influye significativamente en el desempeño ante sismos. Esta mejora contribuye a evitar roturas repentinas que pueden provocar derrumbes y a disminuir los daños causados por terremotos. Asimismo, puede reducir la

necesidad de desplazamientos laterales, lo que minimiza el deterioro de componentes no estructurales y divisiones internas. Este aspecto es crucial para mitigar las pérdidas económicas asociadas. (Requena-Garcia-Cruz et al., 2021).

2.3.10 Marcos resistentes a momento

Los marcos de acero resistentes a momentos se utilizan como una especie de sistema dúctil para resistir las fuerzas laterales de los terremotos. El desempeño de las conexiones rígidas de viga a columna tiene un efecto importante en el desempeño de los pórticos de acero resistentes a momentos, ayudando proporcionar la capacidad de rotación y ductilidad requeridas de las conexiones. (Hosseinzadeh & Alimohammadi, 2020).

2.3.11 Análisis estático no lineal (Pushover)

El análisis estático no lineal es el método más utilizado en la ingeniería estructural para estudiar estructuras en el rango inelástico, a pesar de tener algunas limitaciones desde el punto de vista metodológico y en cuanto al alcance y precisión de sus resultados. Su uso se ha consolidado en los principales procedimientos relacionados con el diseño basado en el desempeño, permitiendo entender el desempeño estructural de una manera más completa y realista. (Arana & Paucar, 2023).

2.3.12 Curva de capacidad

La curva de capacidad es un elemento clave en la mayoría de los métodos de evaluación sísmica. Esta curva se considera una característica inherente de la estructura y se utiliza para predecir su desempeño ante solicitaciones sísmicas. Dichas solicitaciones suelen representarse mediante una distribución de fuerzas laterales, siguiendo las recomendaciones de los códigos sísmicos actuales que admiten el análisis estático como método válido. No obstante, cuando se trata de demandas sísmicas extremas, este enfoque puede arrojar resultados que no se corresponden fielmente con la respuesta real de la estructura. En tales casos, es más apropiado emplear técnicas de análisis más sofisticadas para obtener una evaluación más precisa del desempeño sísmico. (Bañuelos-García et al., 2023)

3. CAPITULO III: METODOLOGÍA

3.1 Modalidad básica de la investigación

El método de investigación en el presente trabajo será cuantitativo, por lo cual, se aplican procesos numéricos para la evaluación sísmica de la estructura y el análisis “Pushover”, además de determinar el nivel de vulnerabilidad estructural con el que cuenta la estructura y su desempeño frente a fuerzas producidas por eventos sísmicos.

3.2 Tipos de investigación

Los tipos de investigación que se emplearán para la realización del trabajo serán de tipo documental, de campo y descriptiva, siendo esta última la más relevante, debido a la necesidad de obtener información minuciosa.

3.2.1 Documental

Se llevará a cabo una investigación bibliográfica utilizando varias fuentes científicas de artículos de revistas, tesis de grado y normativas de diseño sismorresistente tanto nacionales como internacionales, con el objetivo de comprender los procedimientos para el análisis no lineal y tomar de base dicha información para la evaluación de la vulnerabilidad de la estructura.

3.2.2 De campo

Se fundamenta en la recolección de información obtenida a través de procesos de medición y dimensionamiento en el sitio de estudio, utilizando herramientas de apoyo y evaluaciones visuales.

3.2.3 Descriptiva

Consiste en el análisis de la información recogida durante la investigación de campo, con el fin de simular mediante un modelo computacional de la estructura y evaluar el desempeño de la misma, prediciendo su respuesta ante eventos sísmicos.

3.2.4 Objeto de estudio

La edificación que será sometida a un análisis estático no lineal para la evaluación de su desempeño sísmico es de uso multifamiliar, ubicado en la provincia de El Oro, en el cantón Machala, cuenta con 5 pisos de altura, y está conformada en su composición estructural, por pórticos de hormigón armado.

3.2.5 Descripción de la población y muestra

Para este trabajo de investigación, se considerará que la población está formada por las estructuras de mediana altura de la provincia de El Oro, y se seleccionará como muestra un edificio de 5 pisos ubicado en la ciudad de Machala, parroquia Machala. En esta estructura se recopilará la información necesaria para evaluar su desempeño ante una amenaza sísmica.

3.3 Métodos teóricos con los materiales utilizados

3.3.1 Modelación de la estructura

Este método se llevará a cabo mediante información recopilada mediante mediciones realizadas en sitio para la verificación de dimensiones y ubicación de los elementos estructurales y datos teóricos como la composición de los elementos estructurales, reforzamientos, dosificaciones, recubrimientos y características de suelo, consultados en los planos disponibles. Estos datos serán utilizados para crear un modelo digital que posteriormente será sometido a análisis.

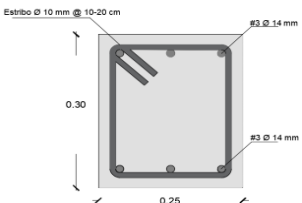
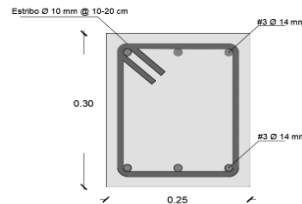
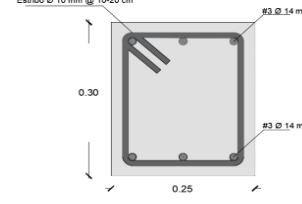
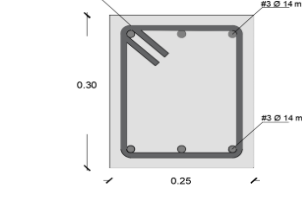
Para comenzar, se define las propiedades de los elementos estructurales que forman parte de la estructura.

- Resistencia a la compresión del concreto corresponde a:
 - $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ para columnas y vigas
 - $f'c = 240 \text{ Kg/cm}^2$ para riostras y elementos de cimentación
- Módulo de elasticidad del concreto $E_c = 15100\sqrt{f'c}$
- Fluencia de acero $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- El acero de refuerzo tanto para vigas y columnas corresponde a un acero grado 60
- Módulo de elasticidad de acero $E_s = 2100000 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

3.3.2 Detalle de dimensiones de los elementos estructurales

Vigas: La estructura incluye vigas de hormigón armado que se extienden desde el mezanine hasta el quinto piso, con dimensiones uniformes de 25 x 30 cm en los ejes X e Y. Estas vigas están reforzadas con acero longitudinal de 14 mm tanto, y estribos de 10 mm, con un recubrimiento de 3 cm. La longitud de las vigas varía según la luz entre columnas, y sus dimensiones se describen con mayor detalle en la tabla 16.

Tabla 16: Dimensiones de vigas por piso

Piso	Dimensiones	Acero de refuerzo	Ilustración
Mezanine	25 cm x 30 cm	Sup: 3 Ø 14 mm Inf: 3 Ø 14 mm Est: Ø 10 mm @ 10 - 20 cm	
Planta alta 1	25 cm x 30 cm	Sup: 3 Ø 14 mm Inf: 3 Ø 14 mm Est: Ø 10 mm @ 10 - 20 cm	
Planta alta 2	25 cm x 30 cm	Sup: 3 Ø 14 mm Inf: 3 Ø 14 mm Est: Ø 10 mm @ 10 - 20 cm	
Terraza	25 cm x 30 cm	Sup: 3 Ø 14 mm Inf: 3 Ø 14 mm Est: Ø 10 mm @ 10 - 20 cm	

Fuente: Autor

Columnas: Las columnas, al igual que las vigas, están compuestas de hormigón armado y tienen un recubrimiento de 3 cm, cuentan con una distribución en base a los requerimientos necesarios para la estructura, comenzando con mayores secciones en la base de la edificación y disminuyendo sus dimensiones en pisos superiores, dichas secciones se presentan en la tabla 17.

Tabla 17: Dimensiones de columnas por piso

Dimensiones de elementos estructurales tipo Columnas

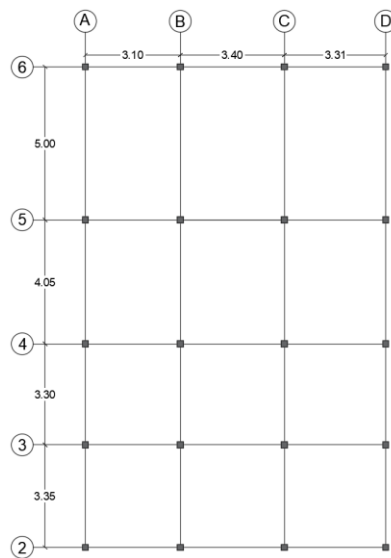
Piso	Dimensiones	Acero de refuerzo	Ilustración
Planta Baja	50 cm x 50 cm	Esq: 4 Ø 18 mm Cent: 8 Ø 16 mm Est: Ø 10 mm @ 10 - 15 cm	
Mezanine	50 cm x 50 cm	Esq: 4 Ø 18 mm Cent: 8 Ø 16 mm Est: Ø 10 mm @ 10 - 15 cm	
Planta alta 1	45 cm x 45 cm	Esq: 4 Ø 16 mm Cent: 8 Ø 14 mm Est: Ø 10 mm @ 10 - 15 cm	
Planta alta 2	35 cm x 35 cm	Esq: 4 Ø 16 mm Cent: 8 Ø 14 mm Est: Ø 10 mm @ 10 - 15 cm	
Terraza	30 cm x 30 cm	Esq: 4 Ø 14 mm Cent: 4 Ø 12 mm Est: Ø 10 mm @ 10 - 15 cm	

Fuente: Autor

3.3.3 Configuración en planta

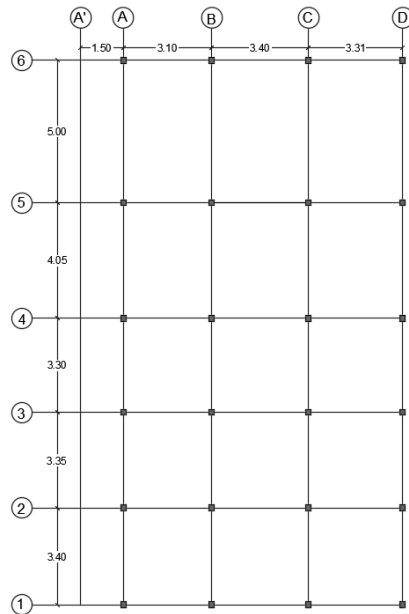
La estructura posee similitud en las dimensiones de los vanos en cada piso, por lo que las luces de las vigas principales serán iguales para cada nivel dependiendo de la configuración de la misma, dichas distancias se encuentran consolidadas en la ilustración 10, ilustración 11 e ilustración 12.

Ilustración 10: Configuración en planta: Mezanine



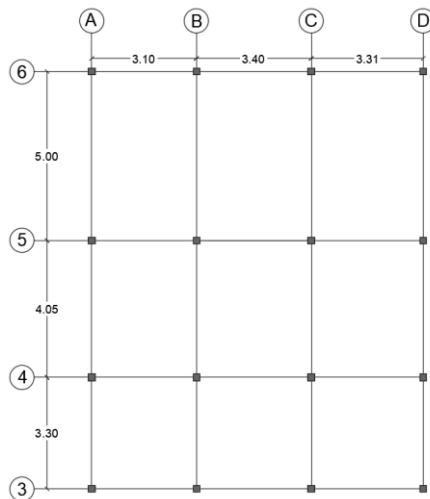
Fuente: Autor

Ilustración 11: Configuración en planta: Planta alta 1, Planta alta 2 y Terraza



Fuente: Autor

Ilustración 12: Configuración en planta: Cubierta



Fuente: Autor

3.3.4 Cargas aplicadas a la estructura

3.3.4.1 Carga Viva

Para la distribución de cargas en el modelo, se adoptará un valor de carga viva conforme a lo indicado por la NEC para las diversas ocupaciones de los pisos, los valores están detallados en la tabla 18. (NEC - SE - CG, 2015)

Tabla 18: Sobrecargas mínimas para cargas vivas

Ocupación o Uso	Carga uniforme KN/m ²
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2,00
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0,70
Garaje (únicamente vehículos para pasajeros)	2,00 ^{a, b}

Los pisos de estacionamientos o partes de los edificios utilizados para almacenamiento de vehículos, serán diseñados para las cargas vivas uniformemente distribuidas de esta tabla o para las siguientes cargas concentradas:

- Para vehículos particulares (hasta 9 pasajeros) actuando en una superficie de 100 mm por 100 mm, 13.4 kN

Fuente: (NEC - SE - CG, 2015)

3.3.4.2 Cálculo de carga muerta impuesta en la estructura (Sobrecarga)

En base a planos arquitectónicos del presente proyecto se impondrá sobre la estructura, se realizó el cálculo del peso de los elementos pertenecientes a equipamientos interiores tomando en cuenta sus dimensiones y el peso específico del material del cual estos se componen, mediante dichos datos se calcula el volumen del elemento y multiplicándolos por su peso específico se obtiene su peso que, al dividirlo para el área total de piso, representa la carga distribuida impuesta por dicho material sobre la losa.

En ciertos casos se logró obtener los pesos de ciertos elementos mobiliarios y/o electrodomésticos mediante catálogos comerciales, el cálculo del peso impuesto sobre toda el área de piso se presenta a continuación.

La tabla 19 muestra la sobrecarga impuesta por m² en el piso MEZANINE.

Tabla 19: Cálculo de sobrecarga de piso MEZANINE

MEZANINE								
Descripción	dimensiones			Unidades	Peso específico (kg/m ³)	Peso (Kg)	Peso por unidad de superficie (Kg/m ²)	Peso (KN)
pared	0.15	2.50	4.60	5,00	-	-	218,28	125,51
pared	0.15	2.50	3.65	5,00	-	-	218,28	99,59
pared	0.15	2.50	2.90	2,00	-	-	218,28	31,65
pared	0.15	2.50	2.95	2,00	-	-	218,28	32,20
pared	0.15	2.50	2.70	4,00	-	-	218,28	58,94
pared	0.15	2.50	3.00	3,50	-	-	218,28	57,30
pared	0.15	2.50	2.91	3,00	-	-	218,28	47,64
cama de 3 plazas				2,00	-	85,00	-	1,70
ventanas 1,40*1,30*0,04	0,04	1,30	1,40	3,00	2,50	-	-	0,01
Ventanas 1,30*1,20*0,04	0,04	1,20	1,30	1,00	2,50	-	-	0,002
ventanas 0,8*0,3*0,04	0,04	0,40	0,80	7,00	2,50	-	-	0,002
juego de comedor				1,00	-	65,00	-	0,65
Elementos sanitarios				3,00	-	36,00	-	1,08
Elementos de cocina				1,00	-	142,86	-	1,43
Muebles				1,00	-	68,00	-	0,68
Sobrecarga total (KN)								458,37
peso de detalles y elementos de otras ingenierías (Ton)								0,30
Sobrecarga (Ton/m ²)								0,27

Fuente: Autor

La tabla 20 muestra la sobrecarga impuesta por m² en el piso PLANTA BAJA 1.

Tabla 20: Cálculo de sobrecarga de piso PLANTA ALTA 1

PLANTA ALTA 1								
Descripción	dimensiones			Unidades	Peso específico (kg/m3)	Peso (Kg)	Peso por unidad de superficie (Kg/m2)	Peso (KN)
pared	0,15	2,80	1,20	4,00	-	-	218,28	29,34
pared	0,15	2,80	4,60	3,00	-	-	218,28	84,34
pared	0,15	2,80	3,65	4,00	-	-	218,28	89,23
pared	0,15	2,80	2,90	4,00	-	-	218,28	70,90
pared	0,15	2,80	3,00	5,00	-	-	218,28	91,68
pared	0,15	2,80	2,70	8,00	-	-	218,28	132,02
pared	0,15	2,80	3,00	7,00	-	-	218,28	128,35
pared	0,15	2,80	2,91	5,00	-	-	218,28	88,93
cama de 3 plazas				6,00	-	85,00	-	5,10
ventanas 1,40*1,30*0,04	0,04	1,30	1,40	5,00	2,50	-	-	0,009
Ventanas 1,30*1,20*0,04	0,04	1,20	1,30	10,00	2,50	-	-	0,016
ventanas 0,8*0,4*0,04	0,04	0,40	0,80	7,00	2,50	-	-	0,002
juego de comedor				2,00	-	65,00	-	1,30
Elementos sanitarios				5,00	-	36,00	-	1,80
Elementos de cocina				2,00	-	142,86	-	2,86
Muebles				2,00	-	68,00	-	1,36
Lavandería				2,00	-	70,20	-	1,40
Sobrecarga total (KN)								728,63
peso de detalles y elementos de otras ingenierías (Ton)								0,30
Sobrecarga (Ton/m2)								0,40

Fuente: Autor

La tabla 21 muestra la sobrecarga impuesta por m² en el piso PLANTA BAJA 2.

Tabla 21: Cálculo de sobrecarga de piso PLANTA ALTA 2

PLANTA ALTA 2								
Descripción	dimensiones			Unidades	Peso específico (kg/m3)	Peso (Kg)	Peso por unidad de superficie (Kg/m2)	Peso (KN)
pared	0,15	2,80	1,20	4,00	-	-	218,28	29,34
pared	0,15	2,80	4,60	3,00	-	-	218,28	84,34
pared	0,15	2,80	3,65	4,00	-	-	218,28	89,23
pared	0,15	2,80	2,90	4,00	-	-	218,28	70,90
pared	0,15	2,80	3,00	5,00	-	-	218,28	91,68
pared	0,15	2,80	2,70	8,00	-	-	218,28	132,02
pared	0,15	2,80	3,00	7,00	-	-	218,28	128,35
pared	0,15	2,80	2,91	5,00	-	-	218,28	88,93
cama de 3 plazas				6,00	-	85,00	-	5,10
ventanas 1,40*1,30*0,04	0,04	1,30	1,40	5,00	2,50	-	-	0,01
Ventanas 1,30*1,20*0,04	0,04	1,20	1,30	10,00	2,50	-	-	0,02
ventanas 0,8*0,4*0,04	0,04	0,40	0,80	7,00	2,50	-	-	0,00
juego de comedor				2,00	-	65,00	-	1,30
Elementos sanitarios				5,00	-	36,00	-	1,80
Elementos de cocina				2,00	-	142,86	-	2,86
Muebles				2,00	-	68,00	-	1,36
Lavandería				2,00	-	70,20	-	1,40
Sobrecarga total (KN)								728,63
peso de detalles y elementos de otras ingenierías (Ton)								0,30

Fuente: Autor

La tabla 22 muestra la sobrecarga impuesta por m² en el piso TERRAZA.

Tabla 22: Cálculo de sobrecarga de piso TERRAZA

TERRAZA								
Descripción	dimensiones			Unidades	Peso específico (kg/m3)	Peso (Kg)	Peso por unidad de superficie (Kg/m2)	Peso (KN)
pared	0,15	2,60	1,20	4,00	-	-	218,28	27,24
pared	0,15	2,60	4,60	3,00	-	-	218,28	78,32
pared	0,15	2,60	3,65	3,00	-	-	218,28	62,14
pared	0,15	2,60	2,90	4,00	-	-	218,28	65,83
pared	0,15	2,60	3,00	4,00	-	-	218,28	68,10
pared	0,15	2,60	2,70	6,00	-	-	218,28	91,94
pared	0,15	2,60	3,00	6,00	-	-	218,28	102,16
pared	0,15	2,60	2,91	4,00	-	-	218,28	66,06
cama de 3 plazas				2,00	-	85,00	-	1,70
ventanas 1,40*1,30*0,04	0,04	1,30	1,40	4,00	2,50	-	-	0,01
Ventanas 1,30*1,20*0,04	0,04	1,20	1,30	5,00	2,50	-	-	0,01
ventanas 0,8*0,4*0,04	0,04	0,40	0,80	3,00	2,50	-	-	0,001
juego de comedor				1,00	-	65,00	-	0,65
Elementos sanitarios				2,00	-	36,00	-	0,72
Elementos de cocina				1,00	-	142,86	-	1,43
Muebles				1,00	-	68,00	-	0,68
Lavandería				1,00	-	70,20	-	0,70
Sobrecarga total (KN)								567,69
peso de detalles y elementos de otras ingenierías								0,30
Sobrecarga (Ton/m2)								0,32

Fuente: Autor

En el caso de la carga por paredes, se debe tomar en cuenta tanto la carga impuesta por los bloques de concreto aliviado de 20 cm x 40 cm x 15cm, así como la carga del mortero entre dichos bloques, para el presente se tomó como referencia un estudio realizado en Quito en la Universidad Católica del Ecuador, en donde se determina la carga permanente de distintos tipos de mamposterías en edificaciones de viviendas, la tabla 23 muestra los resultados obtenidos de dicho estudio, enfocándose en el peso por m² de paredes esperada para edificaciones tipo viviendas. (Páez Espinosa et al., 2018)

Tabla 23: Carga por unidad de superficie de paredes de mampostería

		Bloque prensado			Bloque aliviado		Ladrillo
Ancho (cm)		10	15	20	10	15	8
Peso por m ² de paredes (Kg/m ²)		211,18	261,93	320,44	171,13	218,28	317,29
Densidad (m ² /m ²)		Carga por unidad de superficie (Kg/m ²)					
Valor promedio	1,591	336,07	416,84	509,94	273,34	347,37	504,92
Valor máximo	2,075	438,25	543,57	664,99	355,15	452,98	658,45
Valor mínimo	1,185	250,31	310,47	379,82	202,85	285,73	376,08

Fuente: (Páez Espinosa et al., 2018)

Para nuestro caso de estudio, se adoptó el valor de 218.28 Kg/m² como peso por m² de paredes compuestas por mortero y bloque aliviado de 15 cm de ancho.

Una vez realizado los cálculos correspondientes, se obtienen los resultados mostrados en la tabla 24.

Tabla 24: Distribución de sobrecarga por piso

Sobrecarga por piso	
Piso	Peso distribuido (Ton/m ²)
Mezanine	0,27
Planta alta 1	0,40
Planta alta 2	0,40
Terraza	0,32

Fuente: Autor

Para el modelado en el software SAP 2000, al no modelar la losa por piso, se asignó su carga de peso propio como una magnitud adicional a la sobrecarga del edificio para,

posteriormente, mediante el método de áreas tributarias se logró calcular las cargas asignadas a cada viga.

3.3.5 Proceso de modelación

Primero se define las líneas de referencia para modelar la estructura en función del número de niveles y pórticos en cada dirección de análisis. En este caso, se considera un edificio de cinco niveles con alturas y número de pórticos alineados en el eje "x" y "y" especificadas en la siguiente tabla 25.

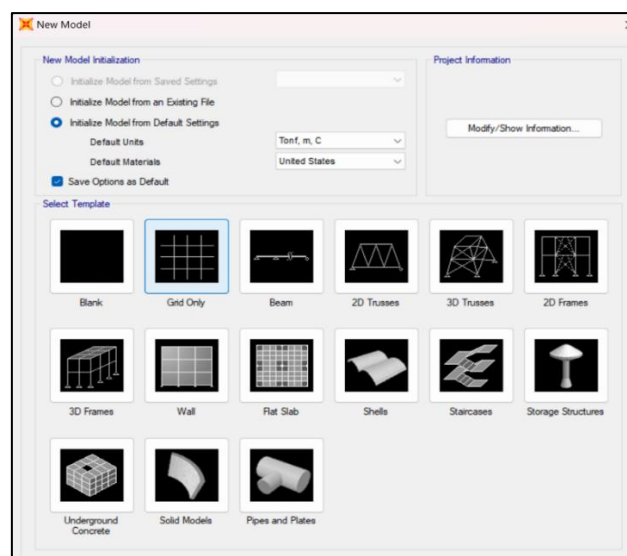
Tabla 25: Niveles de altura y número de pórticos

Niveles de altura y número de pórticos en cada dirección			
Planta	altura (m)	Número de pórticos por eje de referencia	
		Eje "X"	Eje "Y"
MEZANINE	2,5	5	4
PLANTA ALTA 1	2,8	6	5
PLANTA ALTA 2	2,8	6	5
TERRAZA	2,8	6	5
CUBIERTA	2,6	4	4

Fuente: Autor

Al iniciar el programa, se muestra una hoja nueva en blanco lista para trabajar en el modelo correspondiente. Para comenzar, es necesario hacer clic en "File" y luego seleccionar "New Model" para definir el tipo de estructura a modelar, que en este caso será un marco en 3D. (Ilustración 13)

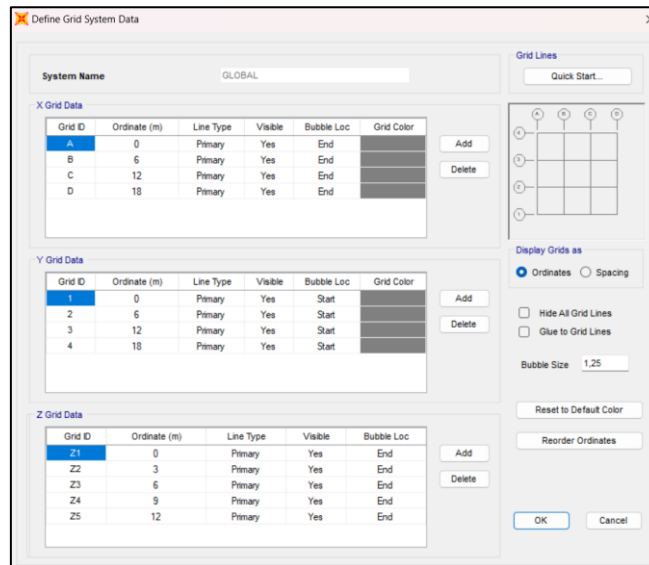
Ilustración 13; Elección de modelo



Fuente: Autor

A continuación, el programa genera un pórtico en 3D de forma determinada, es necesario ajustarlo de acuerdo con las especificaciones del diseño. Esto implica las alturas de entresijos, las distancia entre ejes y la cantidad de vanos según el modelo. (ilustración 14)

Ilustración 14: Asignación de grilla



Fuente: Autor

3.3.5.1 Propiedades de material

Se establecen las propiedades de los materiales a emplear, que en este caso serán concreto y acero. Para ello, es necesario hacer clic en “Material Property Data”, lo que abrirá una ventana donde se especifican el nombre del material, su peso específico, módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson, entre otros parámetros. Estos valores dependen del tipo de material seleccionado.

En el presente proyecto se utiliza un hormigón con resistencia a la compresión ($f'c$) de 2400 Tn/m^2 (ilustración 15), colocado en elementos como riostras, zapatas de cimentación y riostras, y hormigón de 2100 Tn/m^2 (Ilustración 16) colocado en elementos como vigas y columnas de los demás pisos, además de losas alivianadas.

Ilustración 15: Definición de propiedades del hormigón $f'_c = 2400 \text{ Ton/cm}^2$

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box with the following settings:

- General Data:**
 - Material Name and Display Color: $f'_c = 2400 \text{ Tn/m}^2$
 - Material Type: Concrete
 - Material Grade: $f'_c 3400 \text{ psi}$
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: 2,4028
 - Mass per Unit Volume: 0,245
 - Units: Tonf, m, C
- Isotropic Property Data:**
 - Modulus Of Elasticity, E: 2334990
 - Poisson, U: 0,2
 - Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9,900E-06
 - Shear Modulus, G: 972912,5
- Other Properties For Concrete Materials:**
 - Specified Concrete Compressive Strength, f'_c : 2400
 - Expected Concrete Compressive Strength: 2400
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor: (empty)

Fuente: Autor

Ilustración 16: Definición de propiedades del hormigón $f'_c = 2100 \text{ Ton/cm}^2$

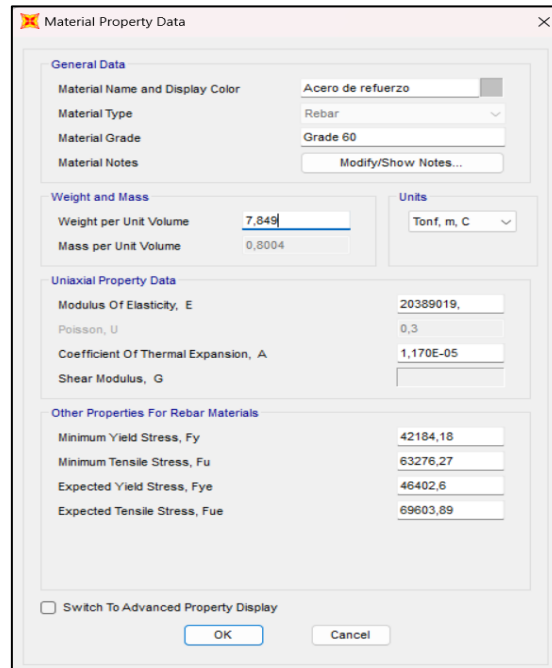
The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box with the following settings:

- General Data:**
 - Material Name and Display Color: $f'_c = 2100 \text{ Tn/m}^2$
 - Material Type: Concrete
 - Material Grade: $f'_c = 2100 \text{ Tn/m}^2$
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: 2,4028
 - Mass per Unit Volume: 0,245
 - Units: Tonf, m, C
- Isotropic Property Data:**
 - Modulus Of Elasticity, E: 2187990
 - Poisson, U: 0,2
 - Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9,900E-06
 - Shear Modulus, G: 911662,5
- Other Properties For Concrete Materials:**
 - Specified Concrete Compressive Strength, f'_c : 2100
 - Expected Concrete Compressive Strength: 2100
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor: (empty)

Fuente: Autor

De la misma manera, se define las propiedades del acero de refuerzo utilizados para la composición del hormigón armado (ilustración 17).

Ilustración 17: Definición de propiedades del acero de refuerzo

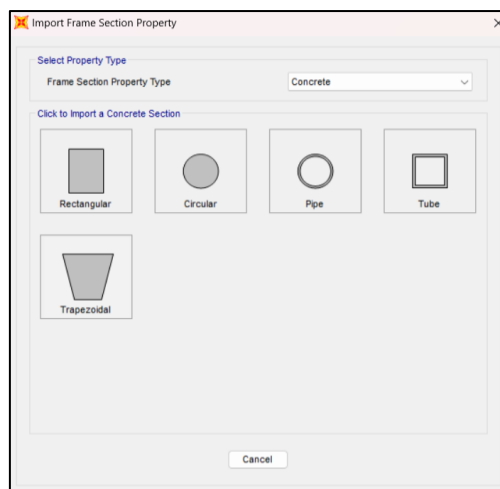


Fuente: Autor

3.3.5.2 Definición de elementos

Se especifican los elementos de concreto, tanto en vigas como en columnas, utilizando la opción “Define” haciendo clic en “Section Properties” y “Frame sections”. Para modelar ambas estructuras, se elige la opción “rectangular”, como se muestra en la ilustración 18.

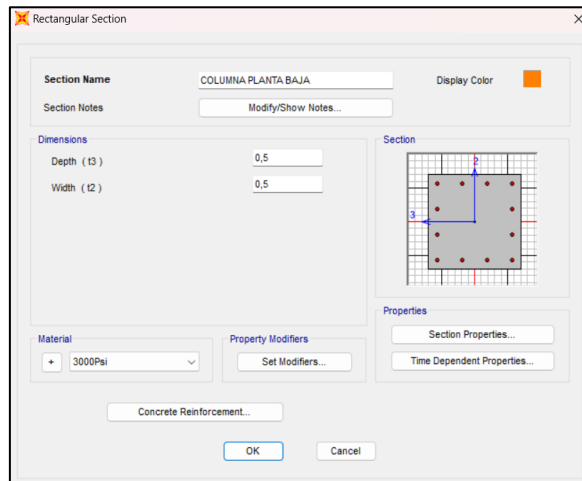
Ilustración 18: Definición del tipo de elemento



Fuente: Autor

Al instante, se abre una pestaña que guarda el nombre del elemento “COLUMNA PLANTA BAJA”, así como sus dimensiones, con una base y altura de 0,50 m cada una. Igualmente, en la parte inferior de la pestaña, se elige la resistencia a compresión del elemento, que en este caso es un f'_c de 2400 Tn/m² como se muestra en la ilustración 19.

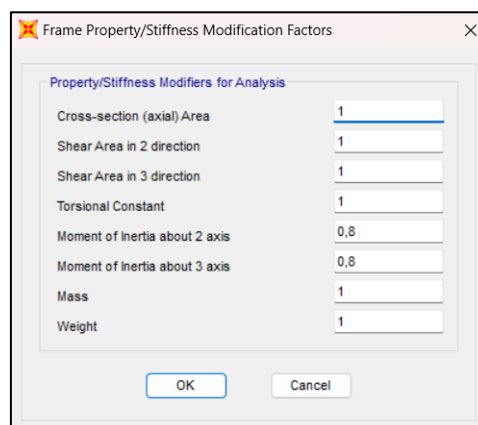
Ilustración 19: Definición del tipo de elemento



Fuente: Autor

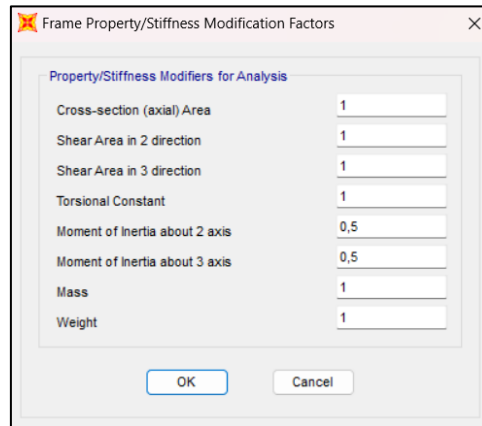
Por lo tanto, en la opción "Property Modifiers" se demostró que, para calcular la rigidez y las derivadas máximas, es fundamental considerar los valores de las inercias agrietadas en estos elementos estructurales. Dicho esto, y en base a la Norma Ecuatoriana de la construcción se asignó un valor de 0,6 para las vigas (ilustración 20) y de 0,8 para las columnas (ilustración 21) en cuanto a las inercias agrietadas.

Ilustración 20: Asignación de inercias agrietadas en columnas



Fuente: Autor

Ilustración 21: Asignación de inercias agrietadas en columnas

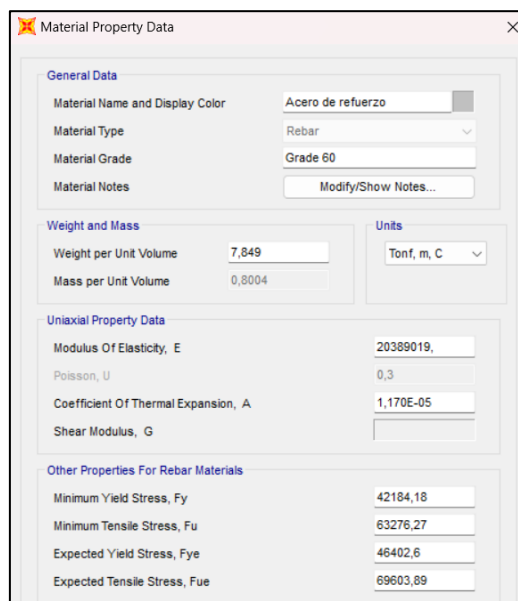


Fuente: Autor

3.3.5.3 Definición de refuerzo

En la sección "Concrete Reinforcement" se especifican los refuerzos longitudinales y transversales. Dichos refuerzos se encuentran especificados en la tabla 16 y tabla 17. En este apartado se define el tipo y la forma del elemento, además de asignar las propiedades del acero de refuerzo, estableciendo un F_y de 42000 Tn/m². (Ilustración 22)

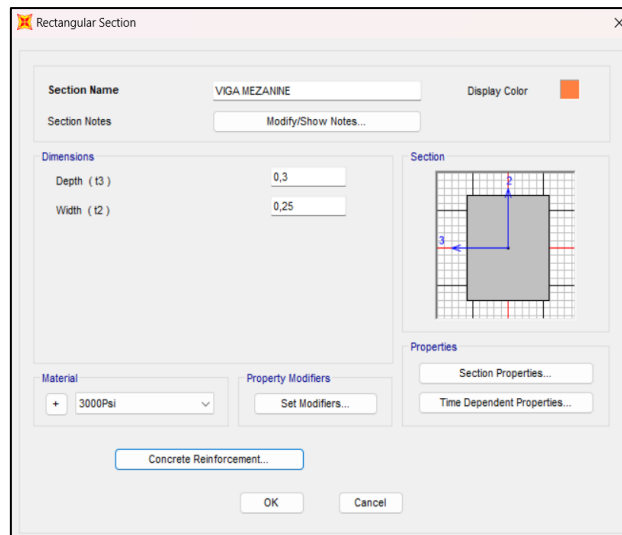
Ilustración 22: Definición del acero de refuerzo para hormigón armado



Fuente: Autor

Al igual que en el caso de las columnas, las vigas se definen estableciendo una base de 0,25 m y una altura de 0,30 m, junto con el tipo de material, considerando una resistencia del concreto de 2100 Tn/m², como se muestra en la ilustración 23.

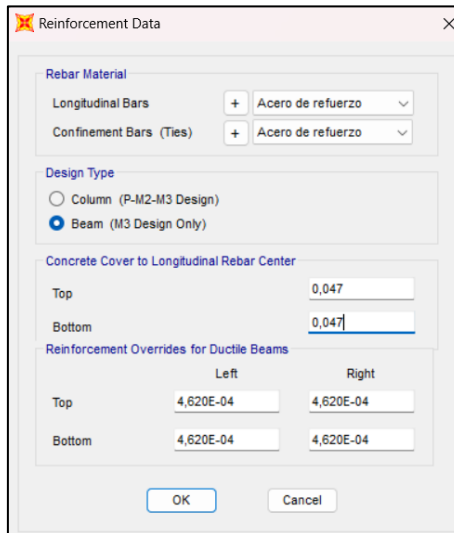
Ilustración 23: Definición de dimensiones de viga



Fuente: Autor

El acero de refuerzo en las vigas se dispone de manera diferente al de las columnas, ya que en las vigas se distribuye en los extremos de la sección transversal, tanto en la parte superior como en la inferior. En la sección “Concrete Cover Longitudinal Rebar Center” se asigna un valor de 0,047 m, el cual corresponde a la suma del recubrimiento, el estribo y la mitad del diámetro de la varilla. (Ilustración 24)

Ilustración 24: Definición de acero de refuerzo para viga

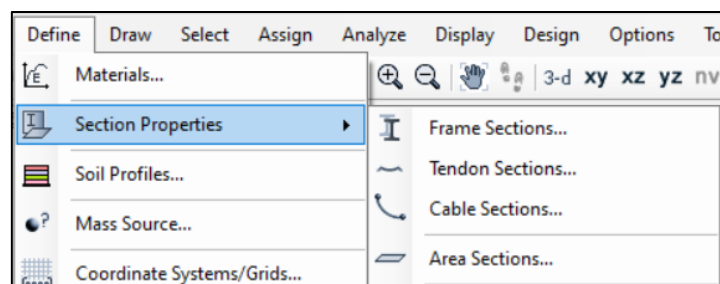


Fuente: Autor

3.3.5.4 Definición de losa

Después de definir las secciones de los elementos estructurales, se continúa con la losa. Para ello, se debe ir a la parte superior del software, seleccionar la opción "Section Properties" y luego elegir "Area Sections", como se muestra en la ilustración 25.

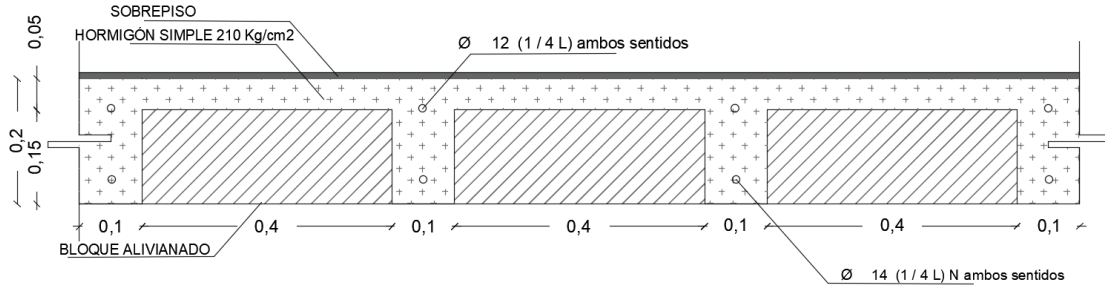
Ilustración 25: Selección de losa



Fuente: Autor

Las dimensiones de la losa alivianada se muestran en la ilustración 26.

Ilustración 26: Dimensiones de losa alivianada



Fuente: Autor

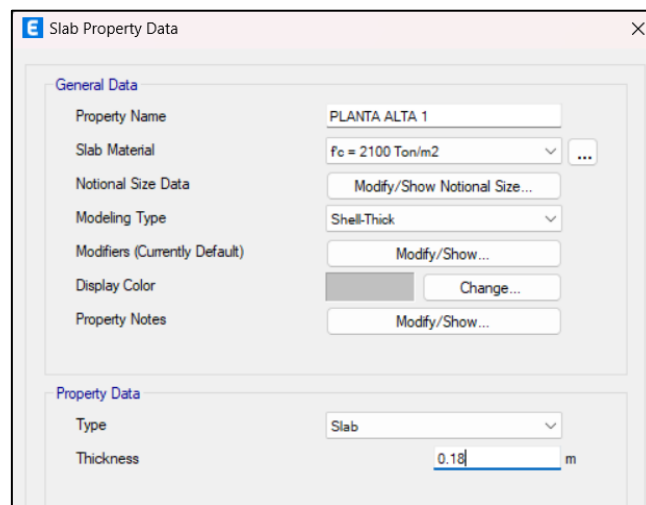
Tabla 26: Cálculo de altura equivalente para losa alivianada

Elemento	h (cm)	b (cm)	Área (cm ²)	y (cm)	Ay	I (cm ⁴)	d ²	It (cm ⁴)
1	5	50	250	2,5	625	520,83	225	56770,83
2	15	10	150	7,5	1125	2812,50	110,25	19350,00
3	15	40	600	7,5	4500	11250,00	56,25	45000,00
Σ	35	100	1000	17,5	6250			121120,83
CG		17,5	cm					
altura de losa maciza		18	cm					

Fuente: Autor

De igual manera, al obtener el valor mediante la opción "Shell Section Data", se diseña una losa tipo Shell-Thick de 0,18 m (Tabla 26), que reemplaza a la losa aligerada de 20 cm. Además, se especifica el tipo de resistencia del concreto previamente propuesto, esto se puede observar en la ilustración 27.

Ilustración 27: Creación de losa



Fuente: Autor

Para el programa SAP 2000, al no modelar las losas, se optó por adicionar la carga por peso propio de la losa a la sobrecarga del sistema, debido a que dichas cargas serán impuestas a las vigas por el método de áreas tributarias, por lo tanto, el cálculo del peso de losa se especifica a continuación:

$$\text{Volumen de losa} = \text{Espesor} \times \text{Área}$$

$$\text{Volumen de losa} = 0.18 \text{ m} \times (10.21 \text{ m} \times 19.50 \text{ m})$$

$$\text{Volumen de losa} = 0.18 \text{ m} \times 199.095 \text{ m}^2 = 35.8371 \text{ m}^3$$

Para el cálculo del peso:

$$\text{Peso} = \text{Volumen} \times \text{Peso volumétrico}$$

Siendo $\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ Kg/m}^3$

$$\text{Peso} = 35.8371 \text{ m}^3 \times 2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 86009.04 \text{ Kg} = 86.01 \text{ Ton}$$

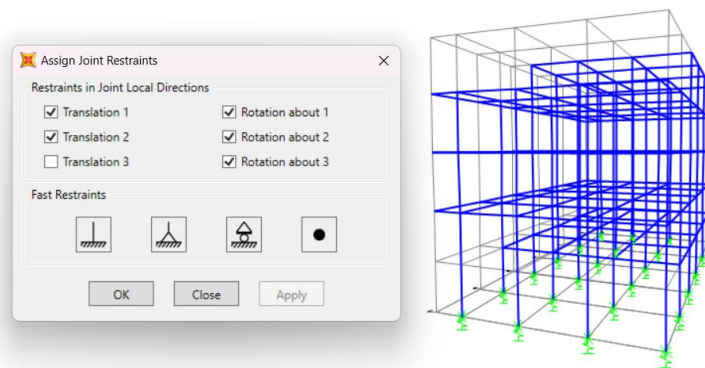
Se divide el peso entre el área para obtener la carga distribuida:

$$\text{Carga} = \frac{87.8 \text{ Ton}}{199.095 \text{ m}^2} = 0.441 \text{ Ton/m}^2$$

3.3.5.5 Restricciones de base

Para evaluar las restricciones del empotramiento de la base en la estructura se utiliza la opción “Joint” y “Restraints”, en este apartado se selecciona todas las restricciones exceptuando la de translación en el eje vertical debido a que se realizara un análisis de asentamientos, esto se muestra en la ilustración 28.

Ilustración 28: Asignación de empotramientos en la base

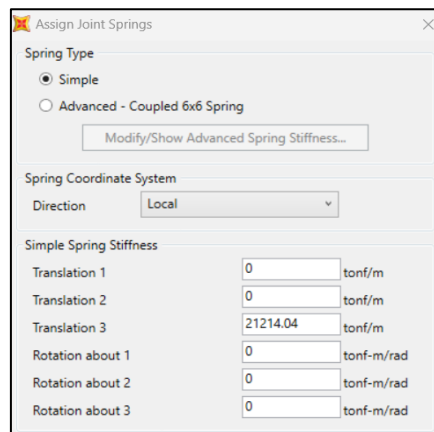


Fuente: Autor

3.3.5.6 Resortes de base

En este modelo, se decidió representar la cimentación de la estructura, compuesta por zapatas aisladas, mediante resortes para controlar asentamientos causados por las cargas asignadas a la edificación. Para configurar estos resortes, se asignaron valores de rigidez en dirección vertical, con el propósito de analizar y determinar el esfuerzo transmitido del cimiento al suelo. En la ilustración 29 se muestra la configuración de los resortes asignados a la estructura.

Ilustración 29: Asignación de resortes a pie de columna



Fuente: Autor

Como se ha especificado la edificación cuenta con un suelo de mejoramiento colocado en la etapa de construcción de la cimentación, por lo cual se opta por realizar los cálculos de rigidez de resorte en base a este tipo de suelo, primero se debe definir el módulo de balasto el cual, multiplicándolo por el área de la zapata, permite establecer la rigidez que presenta el resorte en eje vertical. En la tabla 27 se muestran los valores orientativos de los coeficientes de balasto establecidos por El Documento Básico SE-C (“Seguridad Estructural – Cimientos”) código técnico de España. (Documento Básico SE-C, 2019)

Tabla 27: Valores orientativos del coeficiente de balasto, K₃₀

Tipo de suelo	K ₃₀ (MN/m ³)
Arcilla blanda	15 - 30
Arcilla media	30 - 60
Arcilla dura	60 - 200
Limo	15 - 45
Arena floja	10 - 30
Arena media	30 - 90
Arena compacta	90 - 200
Gravaarenosa floja	70 - 120
Grava arenosa compacta	120 - 300
Margas arcillosas	200 - 400
Rocas algo alteradas	300 - 5000
Rocas sanas	> 5000

Fuente: (Documento Básico SE-C, 2019)

Para el presente proyecto se tomó el valor de $K_{30} = 210 \text{ MN/m}^3$, siendo este un valor intermedio entre los valores correspondientes a Grava arenosa compacta, tipología que coincide con el tipo de mejoramiento utilizado en el proyecto.

Para determinar las propiedades de resortes en el suelo se usará como base el estudio realizado por el autor Luis Arteaga en donde presenta el uso del coeficiente de balasto para calcular la rigidez presente en los resortes, dicho cálculo se presenta a continuación.(Argueta Contreras, 2004)

$$K_z = K_s * \text{ancho} * \text{largo}$$

Donde:

K_z = Rigidez de resorte

K_s : Coeficiente de balasto K₃₀

En la tabla 28 se determina la rigidez lateral para los resortes utilizando los resultados ya obtenidos.

Tabla 28: Cálculo de la rigidez de resorte

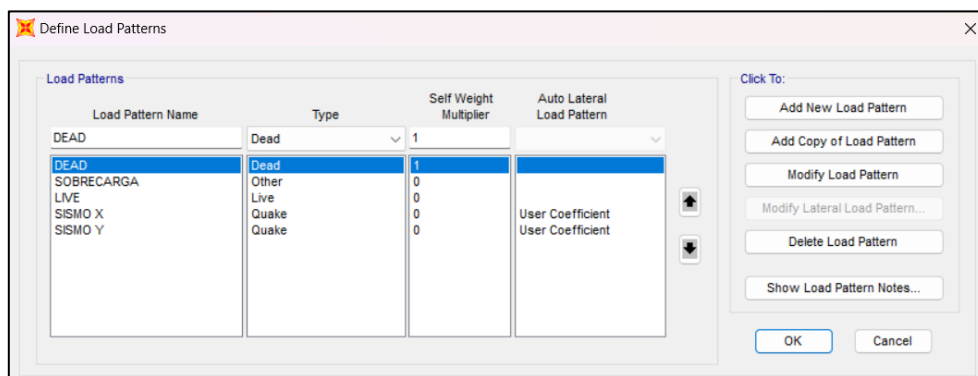
ZAPATA AISLADA			
DIMENSIONES	ancho	1	m
	longitud	1	m
ÁREA	1,00		m ²
TIPO DE SUELO	Cascajo y piedra bola		
COEFICIENTE DE BALASTO K30	210		MN/m ³
	210000		KN/m ³
RIGIDEZ VERTICAL DE RESORTE	21075,831		Ton/m

Fuente: Autor

3.3.5.7 Definición de patrones de carga

En la ilustración 30 se muestra la configuración de patrones de carga a través de la opción “Load Pattern”, incorporando las cargas vivas, las cargas muertas y el peso propio de la estructura. Además, se asignaron cargas sísmicas en los ejes "x" y "y", aplicando los coeficientes sísmicos pertinentes, cuya descripción se abordará posteriormente.

Ilustración 30: Definición de patrones de carga

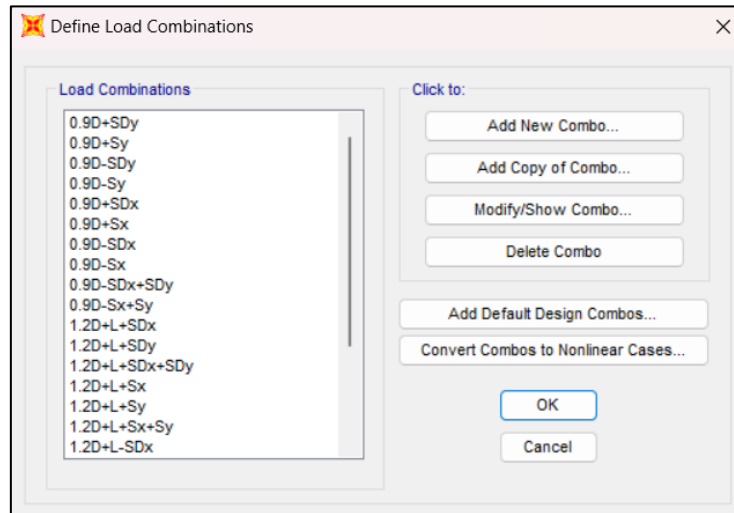


Fuente: Autor

3.3.5.8 Combinaciones de carga

Se estableció las combinaciones correspondientes utilizando los factores de carga y resistencia (LRFD), considerando tanto el sismo dinámico como el estático en las direcciones “x” y “y”. Las cuales pueden configurarse en la sección “Define” dentro de la opción “Load Combinations”, como se puede observar en la ilustración 31.

Ilustración 31: Combinaciones de carga

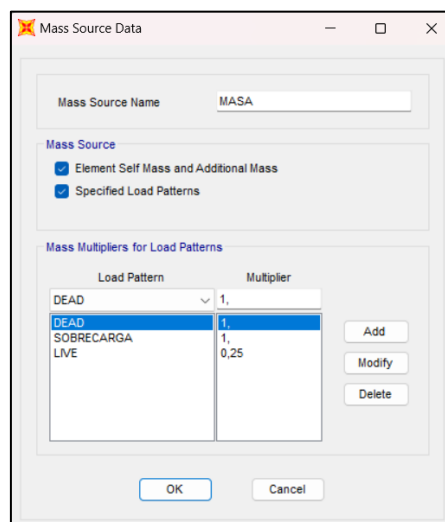


Fuente: Autor

3.3.5.9 Definición de la masa reactiva

Para calcular las fuerzas sísmicas, se configurará la masa reactiva necesaria mediante la opción "Mass Source". En este apartado, se establecerán los porcentajes correspondientes a la carga muerta y a la carga viva, que serán del 100% y 25%, respectivamente, según lo dispuesto en la NEC-SE-DS-Peligro Sísmico, este proceso se encuentra reflejado en la ilustración 32.

Ilustración 32: Definición de la masa reactiva

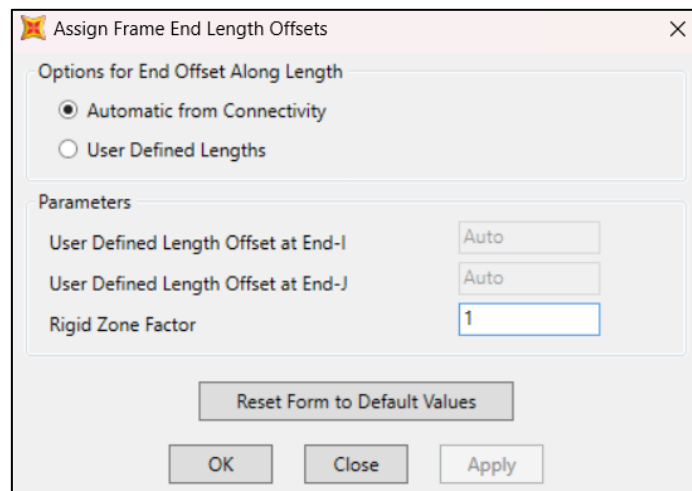


Fuente: Autor

3.3.5.10 Asignación de nudos rígidos

En cada unión viga-columna, se define un nudo rígido utilizando la opción “Frame” y posteriormente “End (Length) Offsets”, donde se asigna un factor entre 0 y 1. Sin embargo, para este trabajo se empleará un valor de 1 dado que se demostró que los nudos son rígidos. (Ilustración 33)

Ilustración 33: Asignación de nudos rígidos

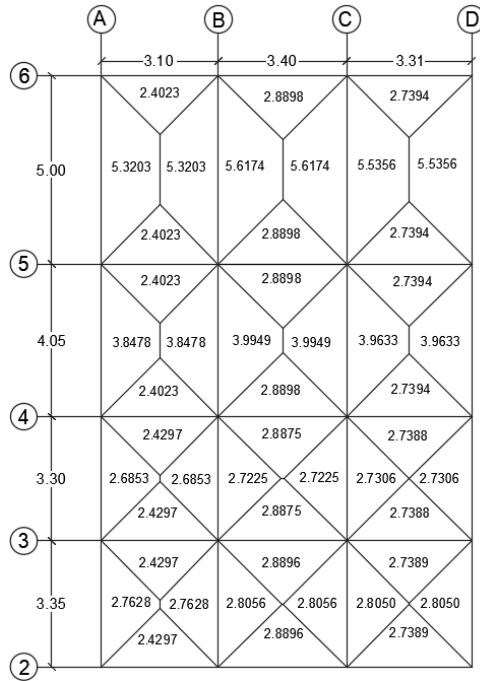


Fuente: Autor

3.3.5.11 Asignación de cargas

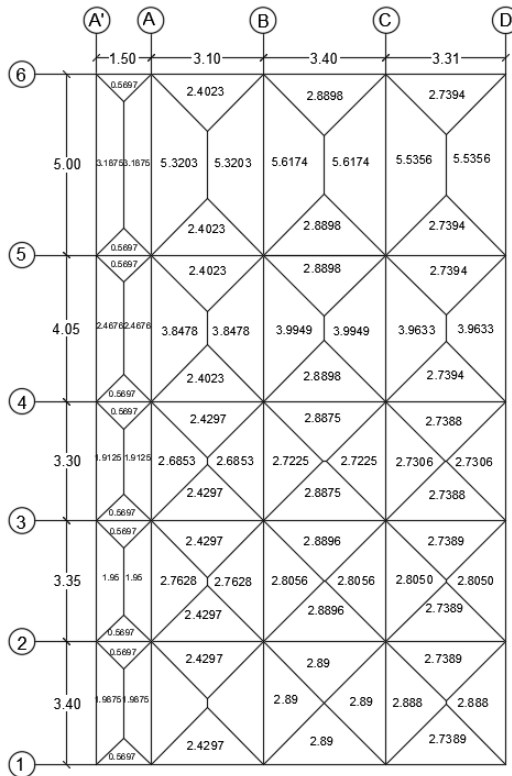
Para la asignación de cargas en vigas se tomó como base el método de áreas tributarias, calculando así las cargas distribuidas tanto de carga viva como sobrecarga que serán asignadas, para esto se trazan bisectrices en los nodos de los paños en cada planta para determinar el área tributaria que corresponde a cada viga, dichas áreas se muestran en las ilustraciones 34, 35 y 36.

Ilustración 34: Áreas tributarias, mezanine



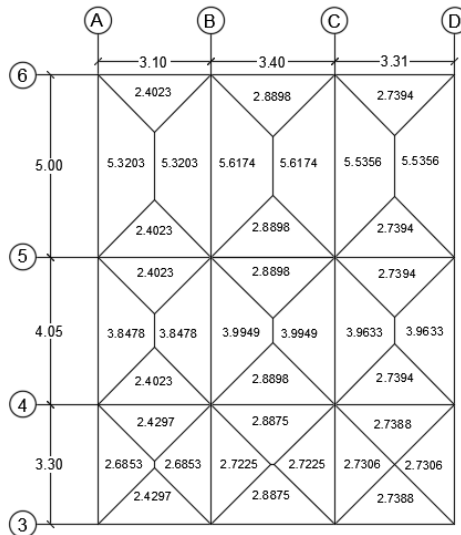
Fuente: Autor

Ilustración 35: Áreas tributarias, planta alta 1, 2 y Terraza



Fuente: Autor

Ilustración 36: Áreas tributarias, Cubierta



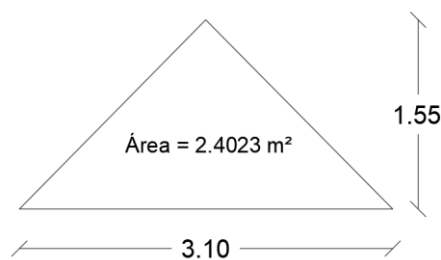
Fuente: Autor

Se debe acceder a la pestaña “Assign”, luego seleccionar la opción “Frame Loads” y en “Distributed” asignar las cargas muertas y vivas a las vigas. Para calcular dicha magnitud se realiza el siguiente procedimiento:

Se determina el área tributaria que tendrá la viga, para el presente proyecto se presentan dos tipos: áreas triangulares (Ilustración 37) y áreas trapezoidales (Ilustración 38).

Se calcula la carga distribuida para la viga V6 – AB de planta alta 1.

Ilustración 37: Área tributaria triangular



Fuente: Autor

Se define las cargas tanto viva y muerta para el paño de losa

$$\text{Carga viva} = 2,00 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} \rightarrow 0,2 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Sobre carga} = 0,40 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} + 0,44 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} = 0,84 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Se calcula la carga puntual multiplicando por el área

$$\text{Carga viva} = 0,2 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 2,4023 \text{ m}^2 = 0,48 \text{ Ton}$$

$$\text{Sobre carga} = 0,84 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 2,4023 \text{ m}^2 = 2,017 \text{ Ton}$$

Estos resultados representan las cargas máximas asignadas a las vigas, para poder distribuir las sobre la misma se realiza el siguiente procedimiento:

$$\text{Carga viva} = \frac{b \times h}{2}$$

Siendo h el valor de la carga máxima distribuida que se solicita, por lo tanto despejamos h.

$$h = \frac{2 * 0,48 \text{ Ton}}{b} = \frac{2 * 0,48 \text{ Ton}}{3,10 \text{ m}} = 0,31 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} //$$

$$\text{Sobrecarga} = \frac{b \times h}{2}$$

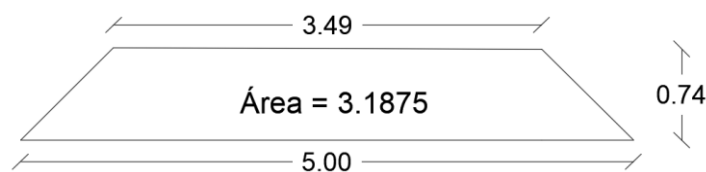
Siendo h el valor de la carga máxima distribuida que se solicita, por lo tanto, despejamos h.

$$h = \frac{2 * 2,017 \text{ Ton}}{b} = \frac{2 * 2,017 \text{ Ton}}{3,10 \text{ m}} = 1,301 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} //$$

De esta manera la carga será distribuida sobre la viga V6 – A-B.

Para el cálculo de la carga distribuida para la viga VA' –1-2 de planta alta 1.

Ilustración 38: Área tributaria trapezoidal



Fuente: Autor

Se define las cargas tanto viga y muerta para el paño de losa

$$\text{Carga viva} = 2,00 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} \rightarrow 0,2 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Sobre carga} = 0,40 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} + 0,44 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} = 0,84 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Se calcula la carga puntual multiplicando por el área

$$\text{Carga viva} = 0,2 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 3,1875 \text{ m}^2 = 0,64 \text{ Ton}$$

$$\text{Sobre carga} = 0,84 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 3,1875 \text{ m}^2 = 2,6775 \text{ Ton}$$

Estos resultados representan las cargas máximas asignadas a las vigas, para poder distribuir las sobre la misma se realiza el siguiente procedimiento:

$$\text{Carga viva} = (B + b) * \frac{h}{2}$$

Siendo h el valor de la carga máxima distribuida que se solicita, por lo tanto despejamos h.

$$h = \frac{2 * 0,64 \text{ Ton}}{(B + b)} = \frac{2 * 0,64 \text{ Ton}}{(5,00 \text{ m} + 3,49 \text{ m})} = 0,151 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} //$$

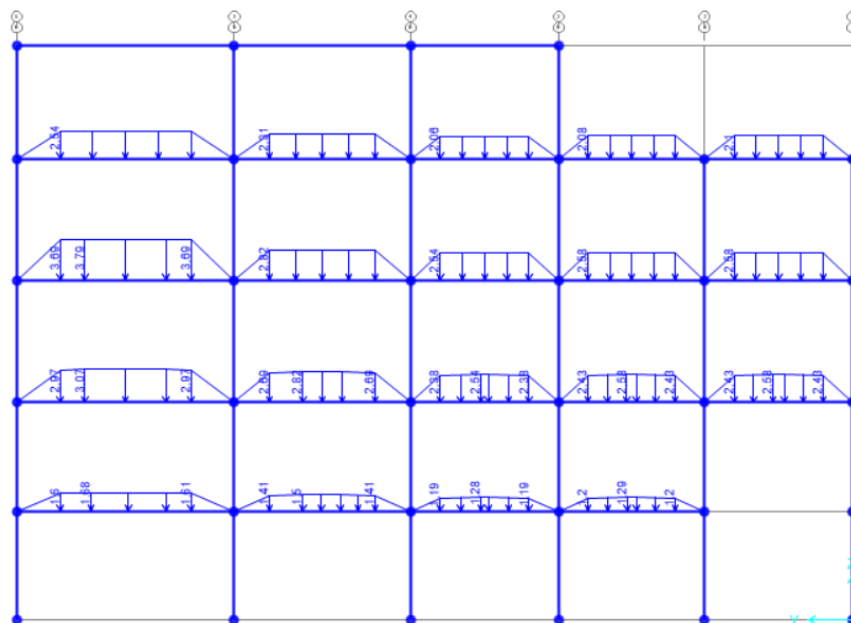
$$\text{Carga viva} = (B + b) * \frac{h}{2}$$

Siendo h el valor de la carga máxima distribuida que se solicita, por lo tanto despejamos h.

$$h = \frac{2 * 2,6775 \text{ Ton}}{(B + b)} = \frac{2 * 2,6775 \text{ Ton}}{(5,00 \text{ m} + 3,49 \text{ m})} = 0,631 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} //$$

De esta manera se puede encontrar la carga que será distribuida sobre la viga VA' – 1-2. Se procede a asignar las cargas calculadas sobre las vigas tal como se muestra en la Ilustración 39.

Ilustración 39: Sobrecargas asignadas a vigas



Fuente: Autor

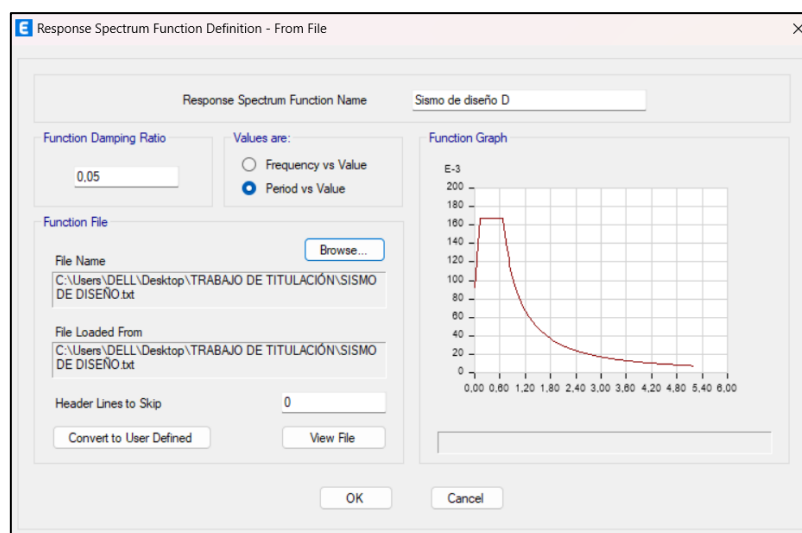
3.4 Análisis estructural

Tras modelar la estructura en SAP2000, se procedió a realizar el mismo proceso en ETABS 21. SAP2000 se utilizará exclusivamente para el análisis no lineal, mientras que en ETABS 21 se llevarán a cabo los chequeos sísmicos correspondientes, que incluyen tanto el análisis estático lineal como el dinámico.

3.4.1 Análisis Lineal Dinámico

Como primer paso, se debe ingresar el espectro de respuesta, de acuerdo con el tipo de suelo y la ubicación geográfica de la ciudad. En este caso específico, la edificación está situada en la ciudad de Machala, sobre un suelo clasificado como tipo D. Este procedimiento se realiza en el software ETABS, accediendo a la pestaña “Define”, luego a “Functions” y seleccionando la opción “Response Spectrum”. Esto hará que se despliegue una ventana emergente (ilustración 40) en la cual se deberá importar un archivo de texto que contenga los datos necesarios para la generación del espectro de respuestas inelásticas.

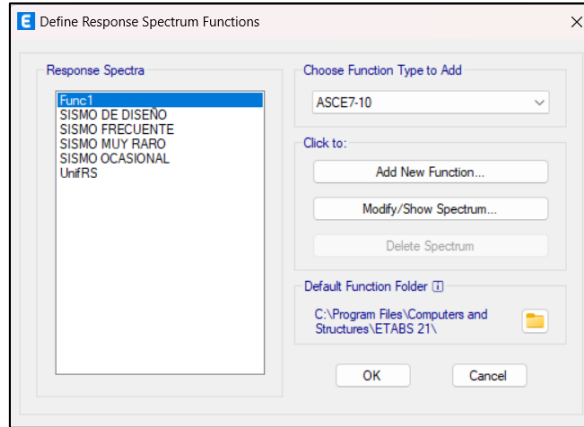
Ilustración 40: Espectro inelástico de respuesta sísmica importado



Fuente: Autor

Para este caso de estudio, al plantearse el análisis del desempeño de la estructura bajo influencia de los diferentes tipos de sismos dictados por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se debe ingresar el espectro de respuesta sísmico para dichos sismos como se muestra en la ilustración 41.

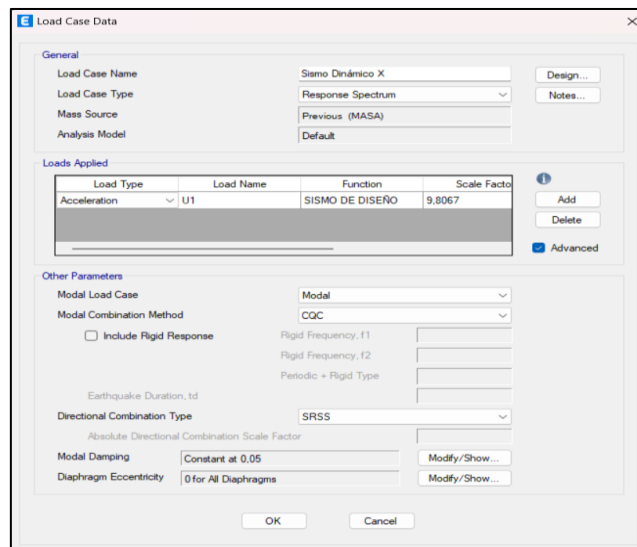
Ilustración 41: definición de los diferentes tipos de sismos



Fuente: Autor

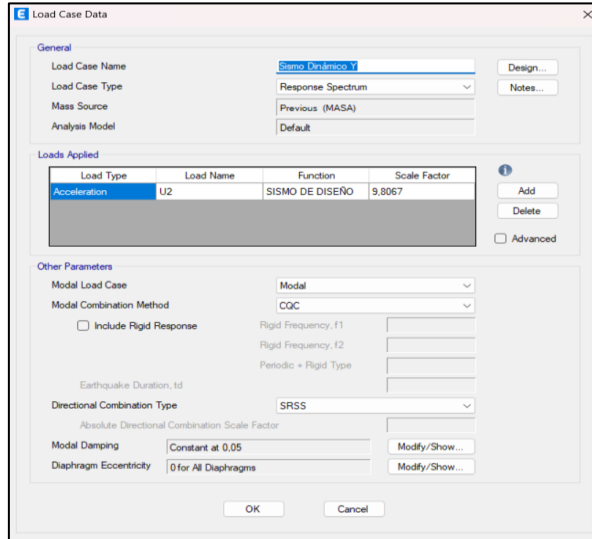
A continuación, se procede a la creación del sismo dinámico en la pestaña “Define”, seleccionando la opción “Load Case”. Este paso se lleva a cabo en ambas direcciones, tanto en el eje “x” como en el eje “y”. (Ilustración 42 y 43)

Ilustración 42: Creación de sismo dinámico en X



Fuente: Autor

Ilustración 43: Creación de sismo dinámico en Y



Fuente: Autor

3.4.2 Análisis Lineal Estático

Para definir el sismo estático, es necesario determinar previamente los períodos fundamentales en ambas direcciones. Para ello, se debe ejecutar el programa utilizando la opción "Run Analysis". Una vez realizado el análisis, los períodos fundamentales correspondientes a los ejes X y Y estarán disponibles y podrán visualizarse en la sección "Show Tables" dentro de la pestaña "Display" (ilustración 44).

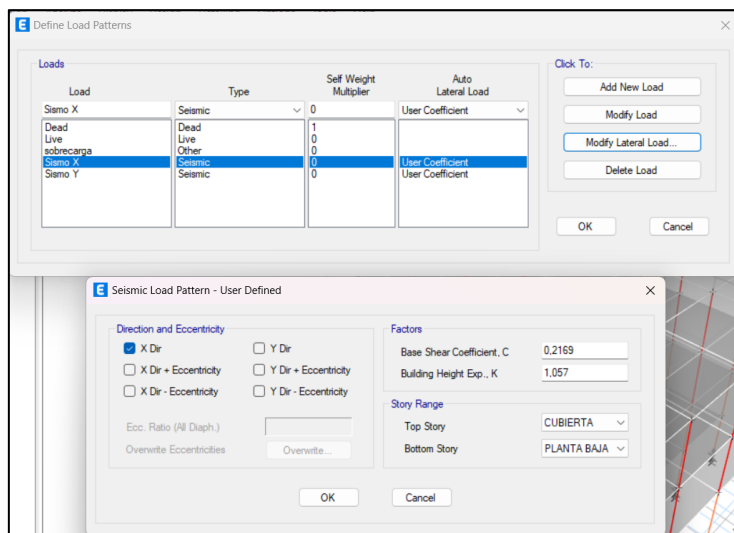
Ilustración 44: Verificación de periodos fundamentales en dirección "X" y "Y"

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	0,604	0,4469	0,2543	0	0,4469	0,2543	0	0,0705
Modal	2	0,591	0,2673	0,5374	0	0,7142	0,7917	0	0,15
Modal	3	0,503	0,0973	0,0181	0	0,8115	0,8098	0	0,0056
Modal	4	0,19	0,0137	0,0819	0	0,8252	0,8917	0	0,411
Modal	5	0,185	0,0722	0,019	0	0,8974	0,9107	0	0,0933
Modal	6	0,154	0,0205	0,0004	0	0,9178	0,9112	0	0,0024
Modal	7	0,109	0,0002	0,0289	0	0,9181	0,9401	0	0,0615
Modal	8	0,102	0,0268	0,0002	0	0,9449	0,9403	0	0,0004
Modal	9	0,096	0,0001	0,0003	0	0,945	0,9406	0	0,0007
Modal	10	0,077	0,0004	0,0252	0	0,9453	0,9658	0	0,0883
Modal	11	0,074	0,022	0,001	0	0,9673	0,9668	0	0,0035
Modal	12	0,069	0,0014	0,0022	0	0,9688	0,9689	0	0,0074

Fuente: Autor

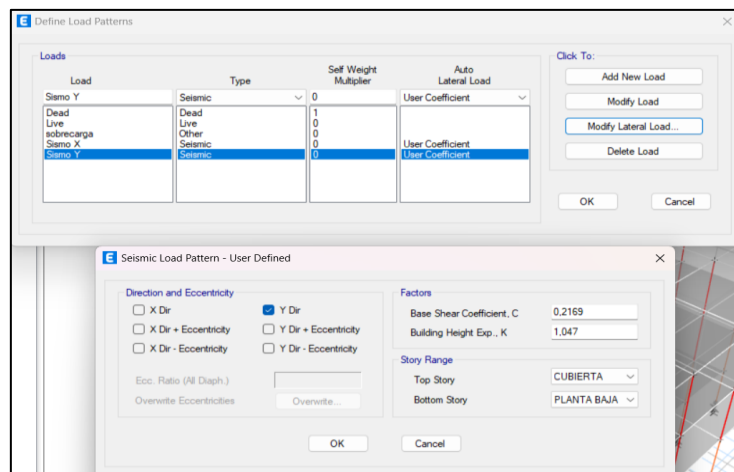
Con los períodos determinados para ambos ejes, se calcula la aceleración utilizando el espectro de diseño definido por la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC) según el tipo de suelo correspondiente. Con estos valores, se obtiene el coeficiente sísmico necesario para definir el sismo estático en las direcciones X y Y. Asimismo, se determina el coeficiente K, relacionado con el período de vibración de la estructura, conforme a lo establecido en la normativa. Estos coeficientes se ingresan en el apartado "Modify Lateral Load", donde también se debe especificar la dirección del sismo para cada eje (ilustraciones 45 y 46).

Ilustración 45: Propiedades del sismo estático "X"



Fuente: Autor

Ilustración 46: Propiedades del sismo estático "Y"



Fuente: Autor

3.4.3 Chequeos Sísmicos

Como primer punto, se realizarán los chequeos sísmicos correspondientes para determinar el estado de la que presenta la estructura además que se obtendrán resultados de factores útiles en el modelado y simulación posterior.

3.4.3.1 Verificación de cortante dinámico/estático en sentido “X” y “Y”

Para el presente chequeo se debe tener en cuenta que la relación entre cortante dinámico y cortante estático debe ser mayor al 85% (ya que es una estructura irregular).

Los resultados obtenidos se presentan en la ilustración 47.

Ilustración 47: Resultados de cortantes dinámicos y estáticos para X y Y

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-r
Modal	LinModEigen	Mode	9	-0,0862	0,1737	0	-0,2998	-0,1288	11,1
Modal	LinModEigen	Mode	10	0,5601	2,5772	0	-2,8742	0,3516	2,1
Modal	LinModEigen	Mode	11	-2,594	0,8467	0	-0,9502	-2,6913	31,1
Modal	LinModEigen	Mode	12	-0,8533	-0,989	0	1,1653	-1,7674	-17,1
sobrecarga	LinStatic			0	0	375,2508	3716,5538	-1659,6481	
Sismo X	LinStatic			-135,0937	0	0	0	-1140,591	1347,1
Sismo Y	LinStatic			0	-135,0937	0	1140,591	0	-593,1
Sismo Dinámico X - ...	LinRespSpec	Max		90,8779	13,8599	0	117,6103	769,1277	1064
Sismo Dinámico Y - ...	LinRespSpec	Max		13,8599	99,7908	0	842,1369	116,5935	470,1
0.9D+Sx	Combination			-135,0937	0	710,2406	7028,4157	-4311,5045	1347,1
0.9D+Sy	Combination			0	-135,0937	710,2406	8169,0067	-3170,9135	-593,1
0.9D-Sx	Combination			135,0937	0	710,2406	7028,4157	-2030,3225	-1347,1
0.9D-Sx+Sy	Combination			135,0937	-135,0937	710,2406	8169,0067	-2030,3225	-1941,1
0.9D-Sy	Combination			0	135,0937	710,2406	5887,8247	-3170,9135	593,1
1.2D+1.6L	Combination			0	0	1188,9653	11915,0372	-5353,8489	

Fuente: Autor

Se realiza el cálculo:

$$\frac{V_{din}}{V_{est}} > 85\%$$

Para la dirección X

$$\frac{90.88}{135.09} = 0.67 * 100\% = 67\%$$

67% < 85% No cumple

Para la dirección Y

$$\frac{99.79}{135.09} = 0.74 * 100\% = 74\%$$

74% < 85% No cumple

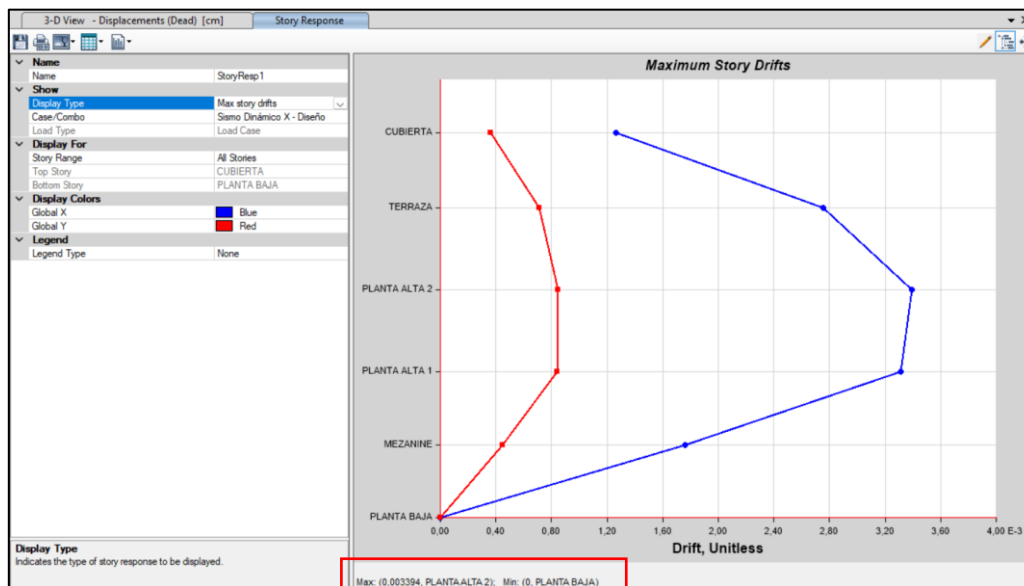
Se demuestra que no se cumple con la comprobación de cortante Dinámico/estático en ambas direcciones por lo que se recomienda realizar ajuste de cortante.

3.4.3.2 Verificación de derivas en sentido “X” y “Y”

El chequeo de derivas según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) es un procedimiento que verifica que los desplazamientos laterales relativos entre pisos debido a cargas sísmicas no excedan los límites permitidos, garantizando así la estabilidad estructural y la seguridad de los elementos no estructurales. La normativa mencionada dicta que las derivas inelásticas no deben sobrepasar el 2% en ambas direcciones, en base a esto se obtuvieron los siguientes resultados:

La ilustración 48 muestra la deriva máxima en dirección “X” obtenida mediante el software ETABS.

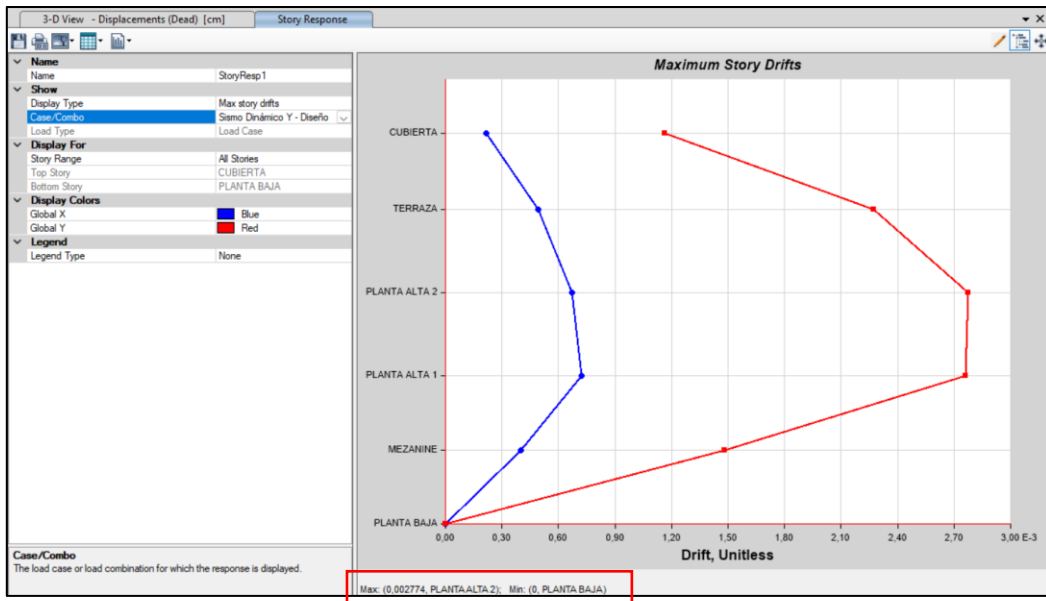
Ilustración 48: Determinación de deriva inelástica en dirección X



Fuente: Autor

Del mismo modo, la ilustración 49 muestra la deriva máxima para la dirección en Y.

Ilustración 49: Determinación de deriva inelástica en dirección Y



Fuente: Autor

Control de derivas en X

$$\Delta_{ine} = 0,0034 * 0,75 * R$$

$$\Delta_{ine} = 1,53 \% < 2\% \text{ Cumple derivas}$$

Control de derivas en Y

$$\Delta_{ine} = 0,0028 * 0,75 * R$$

$$\Delta_{ine} = 1,26\% < 2\% \text{ Cumple derivas}$$

Para el presente proyecto, en base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, las derivas inelásticas de cada piso son menores al 2% por lo que se demuestra que se cumple el chequeo de derivas.

3.4.3.3 Verificación de pisos blandos

El chequeo de pisos blandos según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) consiste en verificar que la rigidez lateral de un piso no sea significativamente menor en comparación con los pisos adyacentes, para evitar concentraciones de deformaciones y

posibles fallas durante un evento sísmico. Se evalúa la rigidez relativa entre pisos y se comparan los desplazamientos laterales para identificar irregularidades.

En la tabla 29 muestran los datos de rigidez lateral por piso.

Tabla 29: Rigidez lateral por piso

Piso	Elevación (cm)	Locación	Dirección X	Dirección Y
CUBIERTA	1320	Top	35,9376	40,7317
TERRAZA	1060	Top	58,7335	77,9271
PLANTA ALTA 2	780	Top	74,8359	106,6334
PLANTA ALTA 1	500	Top	100,5845	150,207
MEZANINE	250	Top	193,0939	297,9438

Fuente: Autor

Se obtienen los siguientes valores

Mezanine: $K1 = 297,9438 \text{ Tn/cm}$

Planta alta 1: $K2 = 150,207 \text{ Tn/cm}$

Planta alta 2: $K3 = 106,6334 \text{ Tn/cm}$

Terraza: $K4 = 77,9271 \text{ Tn/cm}$

Cubierta: $K5 = 40,7317 \text{ Tn/cm}$

De acuerdo con la NEC2015-SE-DS-Peligro-Sísmico, para realizar el control de piso flexible, se debe verificar que la rigidez del primer piso sea menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores. O de ser el caso, la rigidez de piso no debe ser mayor al 70% de la rigidez de piso superior. Dichas expresiones se encuentran establecidas en la Tabla 13.

Mezanine

$$297,9438 \frac{\text{Tn}}{\text{cm}} < 0.80 \frac{\left(150,207 \frac{\text{Tn}}{\text{cm}} + 106,6334 \frac{\text{Tn}}{\text{cm}} + 77,9271 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}\right)}{3}$$

$$297,9438 \frac{\text{Tn}}{\text{cm}} < 89,271 \frac{\text{Tn}}{\text{cm}} \text{ Sin presencia de pisos blandos}$$

Planta alta 1

$$150,207 \frac{T_n}{\text{cm}} < 0.80 \frac{\left(106,6334 \frac{T_n}{\text{cm}} + 77,9271 \frac{T_n}{\text{cm}} + 40,7317 \frac{T_n}{\text{cm}}\right)}{3}$$
$$150,207 \frac{T_n}{\text{cm}} < 60,08 \frac{T_n}{\text{cm}} \quad \text{Sin presencia de pisos blandos}$$

Planta alta 2

$$106,6334 \frac{T_n}{\text{cm}} < 0.70 \left(77,9271 \frac{T_n}{\text{m}}\right)$$
$$106,6334 \frac{T_n}{\text{cm}} < 54,549 \frac{T_n}{\text{cm}} \quad \text{Sin presencia de pisos blandos}$$

Terraza

$$77,9271 \frac{T_n}{\text{cm}} < 0.70 \left(40,7317 \frac{T_n}{\text{cm}}\right)$$
$$77,9271 \frac{T_n}{\text{cm}} < 28,51 \frac{T_n}{\text{cm}} \quad \text{Sin presencia de pisos blandos}$$

Cubierta

$$40,7317 \frac{T_n}{\text{cm}} < 0.70 \left(77,9271 \frac{T_n}{\text{cm}}\right)$$
$$40,7317 \frac{T_n}{\text{cm}} < 54,55 \frac{T_n}{\text{cm}} \quad \text{Piso blando}$$

Los resultados obtenidos demuestran la presencia de pisos rígidos exceptuando la cubierta.

3.4.3.4 Verificación deflexiones en elementos

El chequeo de deflexiones en elementos estructurales evalúa que los desplazamientos verticales o laterales de vigas, losas u otros componentes, bajo condiciones de carga de servicio, se mantengan dentro de los valores máximos establecidos por la normativa. Según la NEC, estas deflexiones se comparan con límites como $L/240$ o $L/360$, en función de la longitud libre del elemento (L) y las cargas aplicadas. Este análisis es crucial para asegurar el correcto desempeño estructural, la comodidad de los usuarios y la preservación de los acabados no estructurales.

En la ilustración 50 se muestra la deflexión máxima del elemento más cargado en el modelo.

Ilustración 50: Determinación de deflexión máxima en viga más cargada



Fuente: Autor

$$\text{Deflexión} = 0,0193 \text{ cm}$$

$$\text{Deflexión} < \frac{L}{360} \quad \rightarrow \quad \text{Deflexión} < \frac{500 \text{ cm}}{360}$$

$$0,0193 < \frac{500}{360}$$

$$0.0193 \text{ cm} < 1.39 \text{ cm} \text{ Ok}$$

El resultado demuestra que los elementos de la estructura cumplen con el chequeo de deflexiones por servicio.

3.4.3.5 Verificación de torsión

El chequeo de torsión según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) verifica que el momento torsional generado por las cargas no exceda la capacidad del elemento estructural, ajustada por un factor de seguridad. Este análisis se aplica a vigas y columnas, especialmente cuando hay cargas excéntricas o asimétricas. La NEC distingue entre torsión accidental (por desplazamientos imprevistos) y torsión inherente (por geometría

o configuración del sistema), asegurando un diseño seguro y estable ante esfuerzos torsionales.

Para esta verificación se hace uso de la tabla 12 donde se presenta la condición para determinar irregularidad torsional. Para dirección X, en las tablas 30 y 31 se presentan los desplazamientos de dos puntos en cubierta de la estructura

Tabla 30: Desplazamiento de punto 1, dirección X

Desplazamiento	X	Y	Z
Translation, cm	2,6454	0,6663	0,0773
Rotación, rad	0,00015	0,000571	0,001046
Drift	0,001027	0,000285	

Fuente: Autor

Tabla 31: Desplazamiento de punto 2, dirección X

Desplazamiento	X	Y	Z
Translation, cm	1,6673	0,6663	0,0552
Rotación, rad	0,000161	0,000383	0,001049
Drift	0,00064	0,000282	

Fuente: Autor

Se calcula de la siguiente manera:

$$1,2 * \frac{2,6454 \text{ cm} + 1,6673 \text{ cm}}{2} = 2,5876 \text{ cm}$$

El valor mayorado debe ser mayor al desplazamiento máximo de una de las esquinas.

$$2,6454 > 2,5876 \text{ No cumple}$$

En la dirección X se presenta irregularidad por torsión.

Para dirección Y, en las tablas 32 y 33 se presentan los desplazamientos de dos puntos en cubierta de la estructura.

Tabla 32: Desplazamiento de punto 1, dirección Y

Desplazamiento	X	Y	Z
Translation, cm	0,5517	1,8592	0,0364
Rotación, rad	0,000495	0,000108	0,000482
Drift	0,000197	0,000822	

Fuente: Autor

Tabla 33: Desplazamiento de punto 2, dirección Y

Desplazamiento	X	Y	Z
Translation, cm	0,311	1,8582	0,0139
Rotación, rad	0,000529	0,000063	0,000484
Drift	0,000108	0,000828	

Fuente: Autor

Se calcula de la siguiente manera:

$$1,2 * \frac{1,8592 \text{ cm} + 1,8582 \text{ cm}}{2} = 2,23 \text{ cm}$$

El valor mayorado debe ser mayor al desplazamiento máximo de una de las esquinas.

$$1,8592 < 2,23 \text{ Cumple}$$

En la dirección Y no se presenta irregularidad por torsión.

Otra manera de chequear la irregularidad torsional en la estructura se basa en la siguiente formula:

$$10\% < \frac{R_z}{R_x + R_y + R_z} < 20\%$$

Se tiene:

$$R_x = 0,0925$$

$$R_y = 0,0445$$

$$R_z = 0,0339$$

Se obtiene:

$$10\% < \frac{0,0339}{0,0925 + 0,0445 + 0,0339} < 20\%$$

$$10\% < 19,8\% < 20\%$$

No se excede los porcentajes verificables para determinar irregularidad por torsión

3.4.3.6 Verificación del índice de estabilidad P-delta

El chequeo del índice de estabilidad P-Delta es un análisis que evalúa el efecto de las deformaciones laterales en una estructura sometida a cargas gravitacionales y laterales. Este fenómeno considera cómo los desplazamientos horizontales incrementan los

momentos flectores y las fuerzas internas debido a las cargas gravitacionales aplicadas en el sistema.

De acuerdo con la NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico, los parámetros para estimar el valor del Índice de estabilidad del piso se encuentran especificados en la ilustración 51. (NEC-SE-DS, 2015)

Ilustración 51: Parámetros para el cálculo de estabilidad de piso

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Dónde:

Q_i Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i

Δ_i Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i Cortante sísmico del piso i

h_i Altura del piso i considerado

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

En la tabla 34 se muestran los resultados obtenidos del modelo.

Tabla 34: Parámetros y cálculo de estabilidad de piso

Piso	Pi	Delta i	Vi	hi	Q < 0,1
Mezanine	1205,4002	0,001573	135,0937	2,5	0,00561
Planta alta 1	985,4085	0,002661	126,6169	2,5	0,00828
Planta alta 2	674,1526	0,002646	100,4868	2,8	0,0063
Terraza	379,4985	0,002146	59,7608	2,8	0,00487
Cubierta	124,4669	0,001027	14,4696	2,6	0,00340

Fuente: Autor

Los resultados muestran que los efectos P-delta no necesitan ser considerados

3.4.3.6 Verificación de resonancia suelo – estructura

Se necesita el período de la estructura como el período ambiental de suelo, en este caso se ha tomado como referencia la investigación de Zhigue, 2016, en donde, determinan periodos de las estratigrafías del suelo en la Parroquia Machala del Cantón Machala como se muestra en la tabla 35.

Tabla 35: Períodos de vibración de suelo en la ciudad de Machala

Item	Ubicación	Vel. Media	Clasificación según la NEC 2015	Períodos de vibración del suelo
1	9 de Octubre Y Tarqui (25 de Junio y Tarqui)	298,60	D	0,784
2	Guayas y Boyaca	172,38	E	0,654
3	Olmedo y Junin	176,94	E	0,691
4	Guayas entre Arizaga y Pichincha	241,14	D	0,753
5	Juan Montalvo y Rocafuerte	175,40	E	0,683
6	Sucre y Páez	174,98	D	0,675
7	Colegio Eloy Alfaro	266,91	D	0,771
8	9 de Octubre y Ayacucho (25 de Junio y Ayacucho)	192,69	D	0,712
9	9 de Mayo y Pichincha	163,83	E	0,593
10	9 de Octubre y AV. Colon (25 Junio y AV. Colon)	183,51	D	0,701

Fuente: (Zhigue & Oswaldo, 2016)

El valor del periodo de suelo con el que se trabaja es de 0,71 segundos, obtenido del promedio de los periodos de vibración con suelo tipo D. La resonancia se da cuando el periodo del suelo es cercano al de la estructura, en este caso el periodo de la edificación de mediana altura es equivalente a 0,604 seg. Entonces la estructura no tendrá problemas de resonancia.

3.4.3.7 Verificación de asentamientos

Se debe verificar que en la estructura planteada soporta la carga muerta, diseñando una zapata a la profundidad adecuada con la finalidad de que resista el peso y no se hunda o se incline demasiado.

Asentamiento permisible

La NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) da valores de asentamientos tolerables para edificaciones considerando su carga muerta total y de servicio más el 50% de la carga viva máxima aportada a la estructura, se clasifica de la siguiente forma:

- Para construcciones aisladas 20 cm.
- Para construcciones entre medianeros 10 cm

La estructura entra en la categoría de construcciones en medianeros, por lo que el asentamiento permisible en sus bases es de 10 cm, los resultados del análisis arrojan un asentamiento máximo de 0.19 cm por lo que está controlado por asentamientos.

Asentamientos diferenciales

Se considera el asentamiento diferencial, entendiéndose este asentamiento como la diferencia vertical entre dos puntos distintos de la cimentación de una estructura, de la misma manera, la NEC presenta una tabla con los valores máximos de asentamientos diferenciales para distintos tipos de estructura, en función de la distancia entre apoyos o columnas, la tabla 36 con dichos valores se presenta a continuación:

Tabla 36: Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados

- Para construcciones aisladas 20 cm.
- Para construcciones entre medianeros 10 cm

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	Δ máx
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/1000
(b) edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	L/500
(c) Edificaciones con pórticos de concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/300
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/160

Fuente: (NEC-SE-GC, 2015)

Para este caso se toma la luz más grande entre dos columnas la cual es de 5 m, la estructura entra en la categoría “c” por lo que el valor admisible es el siguiente:

$$\frac{L}{300} \quad \therefore \quad \frac{500}{300} = 1,67 \text{ cm}$$

El asentamiento máximo de la estructura de 0,19 cm es menor que el asentamiento permisible por lo que cumple con la verificación de asentamientos diferenciales.

3.4.3.8 Verificación de nudo rígido en base a la norma ACI 318-19

La verificación de nudos rígidos basada en la norma ACI 318-19 evalúa si el nudo en un marco de concreto reforzado puede resistir los esfuerzos de corte generados por las cargas aplicadas, como sísmicas y gravitatorias. Se analiza la resistencia nominal del nudo (V_n), determinada por la configuración del nudo (número de caras confinadas), el área efectiva del nudo (A_j) y la resistencia del concreto ($f'c$). Esta resistencia se compara con la cortante aplicada (V_u), que es la suma de las fuerzas de corte transmitidas por las vigas conectadas

al nudo. Para dicho análisis la normativa presenta la siguiente tabla la cual permite calcular la resistencia nominal del nudo. (Tabla 37)

Tabla 37: Resistencia nominal del nudo a V_n

Configuración del nudo	V_n
Para nudos confinados por vigas en sus cuatro caras	$1,7 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_j$
Para nudos confinados por vigas en tres de sus caras o en dos caras opuestas	$1,2 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_j$
Para otros casos	$1,0 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_j$

Fuente: (ACI 318S-14, 2014)

A continuación, se presenta el cálculo del momento ultimo reflejado como la suma de cortantes de vigas que se conectan en un nudo central de la planta alta 2.

$$V_1 = 4,2019 \text{ Ton}$$

$$V_2 = 3,65 \text{ Ton}$$

$$V_3 = 4,941 \text{ Ton}$$

$$V_4 = 4,22 \text{ Ton}$$

$$V_u = 2,2019 \text{ Ton} + 2,108 \text{ Ton} + 1,941 \text{ Ton} + 1,22 \text{ Ton}$$

$$V_u = 7.47 \text{ Ton}$$

Se aplica la formula dada por la ACI 318-19 para calcular el cortante nominal V_n

$$1,7 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_j$$

Donde

$$\lambda = 1.0 \text{ para concreto de peso normal}$$

$$f'c = 21 \text{ MPa} = 2100 \text{ Tn/m}^2$$

$$A_j = 0,30 \text{ m} \times 0,45 \text{ m} = 0.135 \text{ m}^2$$

Por lo tanto:

$$\phi * 1,7 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_j \geq V_u$$

$$\phi \left(1,7 * 1,0 * \sqrt{2100 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} * 0,135 \text{ m}^2} \right) \geq Vu$$

$$0,75 (10,517 \text{ Tn}) \geq 7,47 \text{ Ton}$$

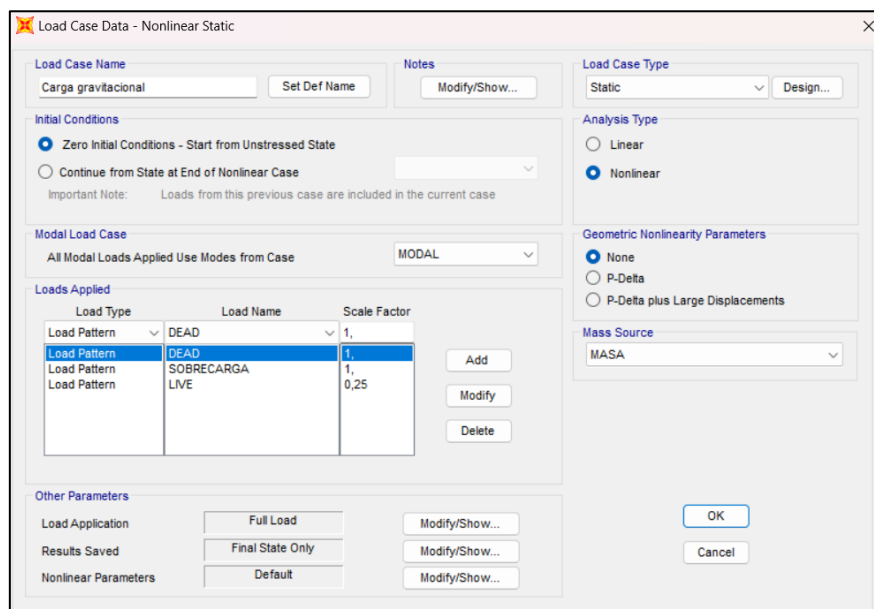
$$7,89 \text{ Ton} \geq 7,47 \text{ Ton}$$

Se determina que se cumple con la verificación de nudos rígidos

3.4.4 Análisis estático no lineal

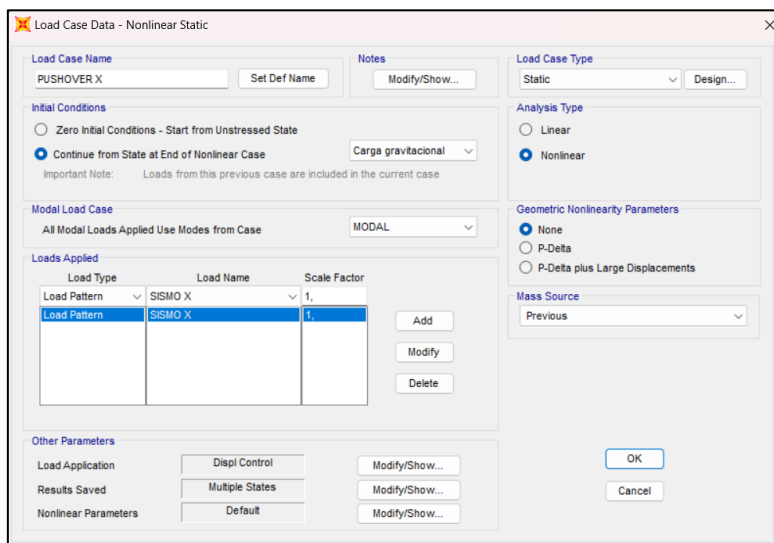
Se establecerán tres estados de carga para el análisis no lineal estático: uno correspondiente a las cargas gravitacionales (ilustración 52) y dos que representen las direcciones del movimiento sísmico (ilustraciones 53 y 54). El estado gravitacional se basará en la combinación de cargas previamente definida para la masa reactiva. Por su parte, los estados sísmicos asignarán las cargas específicas de cada eje (X, Y) y estarán condicionados a iniciarse desde el estado gravitacional.

Ilustración 52: Creación de carga gravitacional



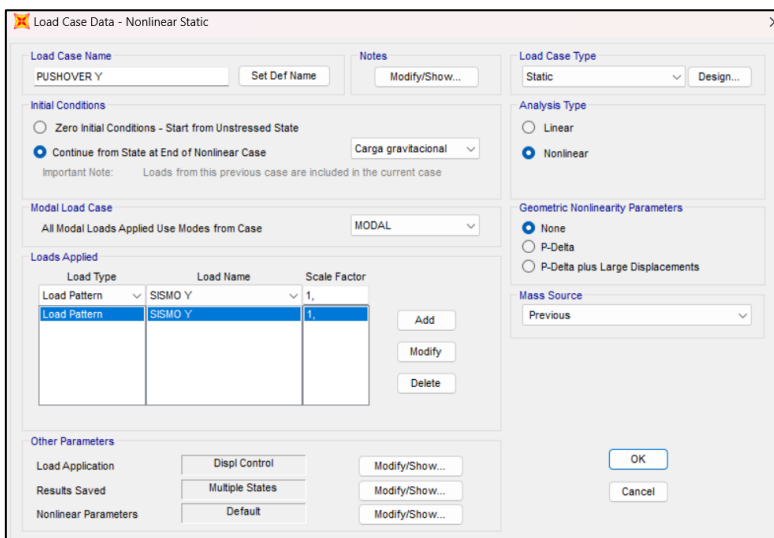
Fuente: Autor

Ilustración 53: Creación de carga PUSHOVER X



Fuente: Autor

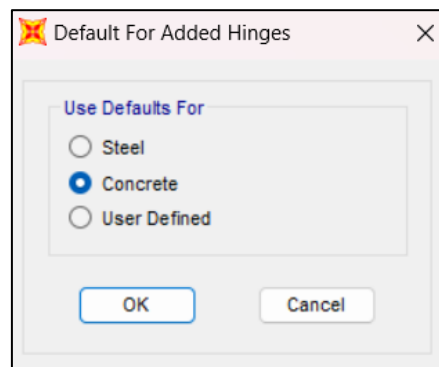
Ilustración 54: Creación de carga PUSHOVER Y



Fuente: Autor

Tras la creación de los tres estados de carga, se procede a definir las rótulas plásticas. Para ello, se accede a la barra de menú y se seleccionan las opciones "Define", "Section Properties" y "Hinge Properties". Luego, se agrega una nueva propiedad y se elige el tipo de material correspondiente (ilustración 55), que en este caso es concreto.

Ilustración 55: Selección de material



Fuente: Autor

3.4.5 Diseño de rótulas plásticas

Para el diseño de rótulas plásticas se ha tomado como base la Normativa ASCE 41 – 13, la cual ofrece parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en columnas y vigas de concreto, las mismas que se presentan ilustradas en las tablas 38 y 39.

Tabla 38: Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en vigas de concreto

Condición i. Vigas controladas por flexión			Parametros de modelado			Criterios de aceptación		
			Ángulo de rotación		Resistencia	Niveles de desempeño		
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Conformidad del Refuerzo Transversal	$\frac{V}{b_w * d * \sqrt{f'c}}$	a	b	c	IO	LS	CP
≤0,0	C	≤3 (0,25)	0,025	0,05	0,2	0,01	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	0,002	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	0,002	0,005	0,01

Autor: ASCE 41-13

Tabla 39: Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en columnas de concreto

Condición ii. Falla a corte/flexión			Parámetros de modelado			Criterios de aceptación		
			Ángulo de rotación	Resistencia		Niveles de desempeño		
$\frac{P}{A_g * f'c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w * s}$	$\frac{V}{b_w * d * \sqrt{f'c}}$	a	b	c	IO	LS	CP
≤0,1	≥0,006	≤3 (0,25)	0,032	0,06	0,2	0,005	0,045	0,06
≤0,1	≥0,006	≥6 (0,5)	0,025	0,06	0,2	0,005	0,045	0,06
≥0,6	≥0,006	≤3 (0,25)	0,01	0,01	0	0,003	0,009	0,01
≥0,6	≥0,006	≥6 (0,5)	0,008	0,008	0	0,003	0,003	0,008
≤0,1	≤0,0005	≤3 (0,25)	0,012	0,012	0,2	0,005	0,005	0,012
≤0,1	≤0,0005	≥6 (0,5)	0,006	0,006	0,2	0,004	0,004	0,006
≥0,6	≤0,0005	≤3 (0,25)	0,004	0,004	0	0,002	0,002	0,004
≥0,6	≤0,0005	≥6 (0,5)	0	0	0	0	0	0

Autor: ASCE 41-13

3.4.5.1 Rótulas en vigas

Para el diseño de rótula plástica para viga se realiza el siguiente proceso, primero se determina dimensiones y propiedades de los materiales de la viga

Dimensiones de viga

Altura total = 30 cm

Base = 25 cm

Peralte efectivo d = 25,3 cm

Materiales

Concreto $f'c = 210 \text{Kg/cm}^2 = 21 \text{ Mpa}$

Acero $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 = 420 \text{ Mpa}$

Refuerzo transversal

Área total del refuerzo longitudinal: 9,24 cm²

Se utilizan las siguientes fórmulas:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'c * b} = \frac{9,24 \text{ cm}^2 * 420 \text{ Mpa}}{0,85 * 21 \text{ Mpa} * 25 \text{ cm}} = 8,74 \text{ cm}$$

Cálculo de momento nominal

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 9,24 \text{ cm}^2 * 420 \text{ Mpa} * \left(25,3 \text{ cm} - \frac{8,74 \text{ cm}}{2} \right) = 84 698,74 \text{ Kg} * \text{cm} = 8,47 \text{ Ton} * \text{m}$$

Cálculo de momento plástico

$$M_p = 1,2 * M_n$$

$$M_p = 1,2 * (8,47 \text{ Ton} * \text{m}) = 10,16 \text{ Ton} * \text{m}$$

La cuantía de refuerzo longitudinal se determina como:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{9,24 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} * 25,3 \text{ cm}} = 0,0144$$

Cuantía balanceada:

$$\rho_b = \frac{0,85 * \beta_1 * f'_c}{f_y + 0,85 * \beta_1 * f'_c} = 0,025$$

Dado que $\rho < \rho_b$, la viga indica un comportamiento dominado por flexión

Ahora se puede determinar que valores adoptar de las tablas dadas por la ASCE 41-13

Primero, se calcula la relación de cuantías.

$$\frac{\rho - \rho_b}{\rho_b} = -0,424 \leq 0,0$$

Corresponde por ahora a la primera casilla.

Conformidad de refuerzo transversal:

$$s \leq \frac{d}{2} = 12,8 \text{ cm}$$

Por lo tanto, corresponde a las primeras filas de la tabla

Razón cortante:

$$\frac{V}{b_w * d * \sqrt{f'_c}} = \frac{10,55 \text{ Tn}}{25 \text{ cm} * 25,3 \text{ cm} * \sqrt{21 \text{ Mpa}}} = 0,4 \leq 3,0$$

Una vez determinados estos 3 parámetros, se procede a adoptar los valores de rotación que otorga la tabla de normativa para vigas de concreto que para este caso son:

Rotación elástica (IO): 0,01 rad.

Rotación plástica (LS): 0,025 rad.

Rotación al colapso (CP): 0,05 rad.

3.3.4.3 Rótulas en columnas

De la misma manera para el diseño de rótulas plásticas en columnas se realiza el siguiente proceso:

Dimensiones de columna

Altura total = 50 cm

Base = 50 cm

Peralte efectivo $d = 45,2 \text{ cm}$

Materiales

Concreto $f'c = 210\text{Kg/cm}^2 = 21\text{ Mpa}$

Acero $f_y = 4200\text{ Kg/cm}^2 = 420\text{ Mpa}$

Refuerzo transversal

Área total del refuerzo longitudinal: $9,24\text{ cm}^2$

Se utilizan las siguientes fórmulas:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'c * b} = \frac{9,24\text{ cm}^2 * 420\text{ Mpa}}{0,85 * 21\text{ Mpa} * 50\text{ cm}} = 4,35\text{ cm}$$

Cálculo de momento nominal

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = 9,24\text{ cm}^2 * 420\text{Mpa} * \left(45,2\text{ cm} - \frac{4,35\text{ cm}}{2}\right) = 166\,971\text{Kg} * \text{cm} = 16,7\text{ Ton} * \text{m}$$

Cálculo de momento plástico

$$M_p = 1,2 * M_n$$

$$M_p = 1,2 * (16,7\text{ Ton} * \text{m}) = 20,04\text{ Ton} * \text{m}$$

Se calcula los parámetros dados por la normativa:

$$\frac{P}{A_g * f'c} = \frac{7.61\text{ Ton} * 1000}{2500\text{ cm}^2 * 21\text{Mpa}} = 0,145$$

$$\rho = \frac{A_v}{b * s} = \frac{2,01\text{ cm}^2}{50\text{ cm} * 15\text{ cm}} = 0,0015$$

$$\frac{V}{(b_w * d * \sqrt{f'c})} = 0,005$$

Mediante interpolaciones se puede determinar en base a la tabla de la ASCE 41-13 los siguientes resultados

Rotación elástica (IO): $0,003\text{ rad.}$

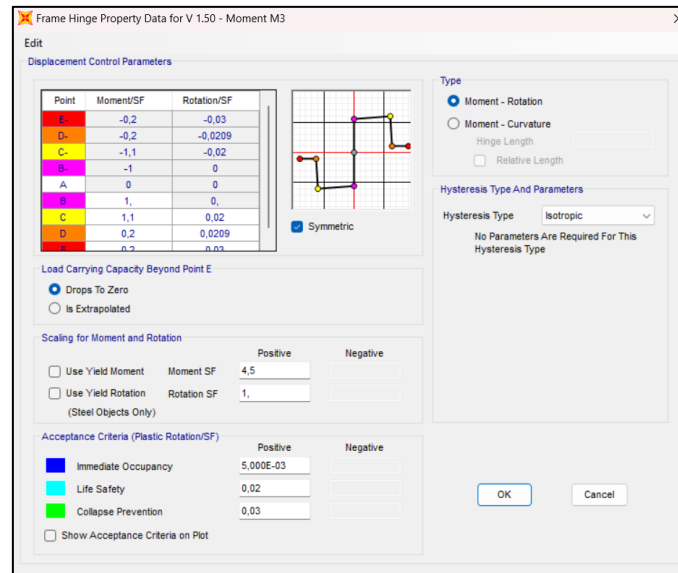
Rotación plástica (LS): $0,009\text{ rad.}$

Rotación al colapso (CP): $0,01\text{ rad.}$

Para la creación de rótulas plásticas en vigas, se debe seleccionar la opción "Deformation Controlled" junto con "Moment M3" (ilustración 56), mientras que, en el caso de las columnas, corresponde elegir "Axial P" (ilustración 57). Al hacerlo, se abrirá una ventana

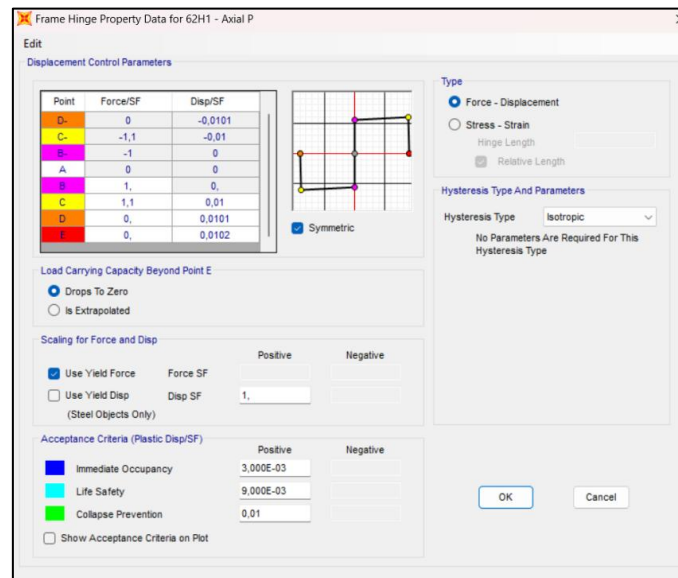
en la que se ingresan los valores de momento y rotación como coordenadas, utilizando los parámetros correspondientes a las propiedades de las rótulas.

Ilustración 56: Asignación de rótula plástica en COLUMNA



Fuente: Autor

Ilustración 57: Asignación de rótula plástica en VIGA

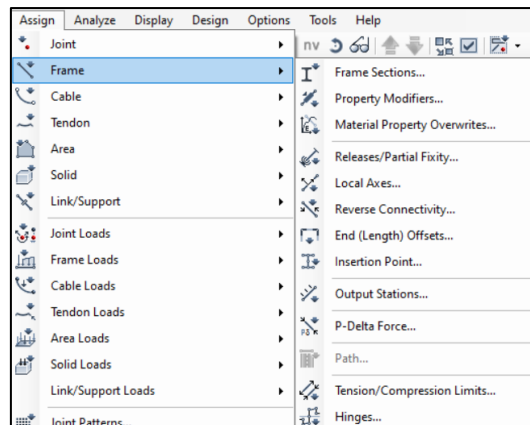


Fuente: Autor

Después de definir las rótulas plásticas, estas deben asignarse a la estructura. Para ello, primero se seleccionan las vigas haciendo clic en "Select", luego en "Properties" y finalmente en "Frame Sections". El mismo procedimiento se realiza para las columnas,

de forma separada, debido a que poseen un diseño diferente de rótulas plásticas. Una vez elegido el elemento correspondiente, se accede a la pestaña "Assign", luego a "Frame" y finalmente a "Hinges" para completar la asignación de las rótulas. (Ilustración 58)

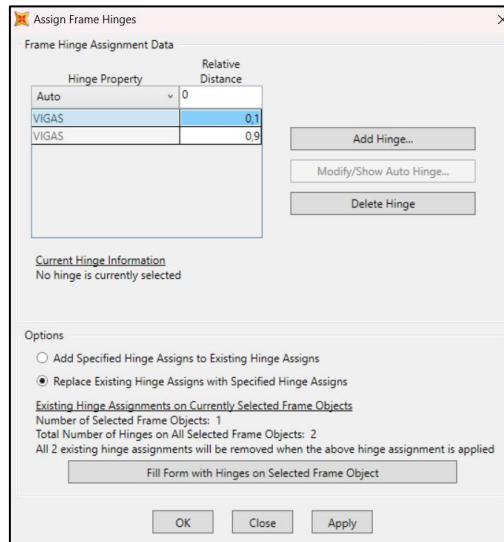
Ilustración 58: Creación de las rótulas plásticas para las secciones de los elementos



Fuente: Autor

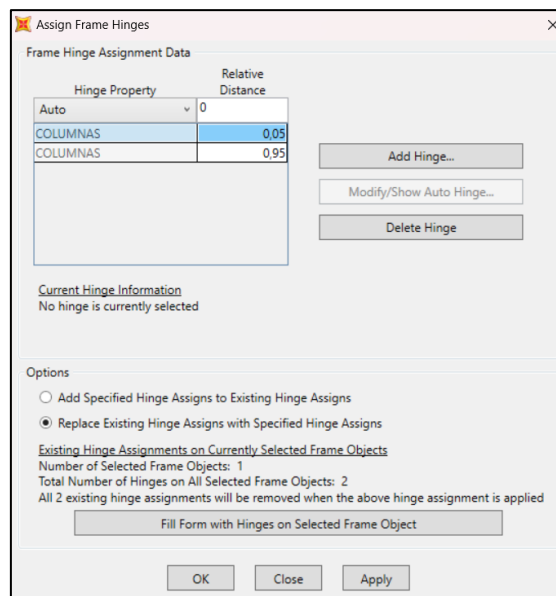
Las rótulas plásticas se diseñan para permitir que la estructura responda de forma controlada ante eventos sísmicos. Estas deben ubicarse a ciertos porcentajes de los extremos de los elementos estructurales, donde se anticipan mayores demandas de deformación. En este caso, se colocarán al 10% y 90% de los extremos de las vigas como se muestra en la ilustración 59 y al 5% de la base de las columnas y al 95% en sus extremos superiores como se muestra en la ilustración 60.

Ilustración 59: Asignación de rótulas en vigas de concreto



Fuente: Autor

Ilustración 60: Asignación de rótulas en columnas de concreto



Fuente: Autor

4. CAPITULO IV. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 Análisis e interpretación de resultados

Para el presente proyecto se realizó el modelo de la estructura en base a planos estructurales y visitas de campo para la comprobación de datos, sin tomar en cuenta los

elementos de mampostería. En dicho modelo se asignaron elementos como resortes a pie de columna en la base de la edificación para simular el desempeño suelo – estructura que presenta la cimentación, además de factores de agrietamiento dados por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, con el objetivo de que el modelo se acerque lo más posible al desempeño físico de la edificación.

A continuación, se presentará los resultados obtenidos de cada proceso realizado hasta llegar a la evaluación sísmica mediante el análisis estático no lineal.

4.2 Análisis dinámico espectral

4.2.1 Espectros dinámicos de aceleraciones para los distintos tipos de sismo

En base a la Norma Ecuatoriana de la construcción, se establecerá los espectros de respuesta sísmica aplicados al modelo, dichos espectros corresponden a sismos con un periodo de retorno de 72 años (frecuente), 225 años (ocasionar), 475 años (raro) y 2500 años (muy raro). Para la creación de dichos espectros, se toma en cuenta la ubicación de la estructura y el tipo de suelo donde se asienta.

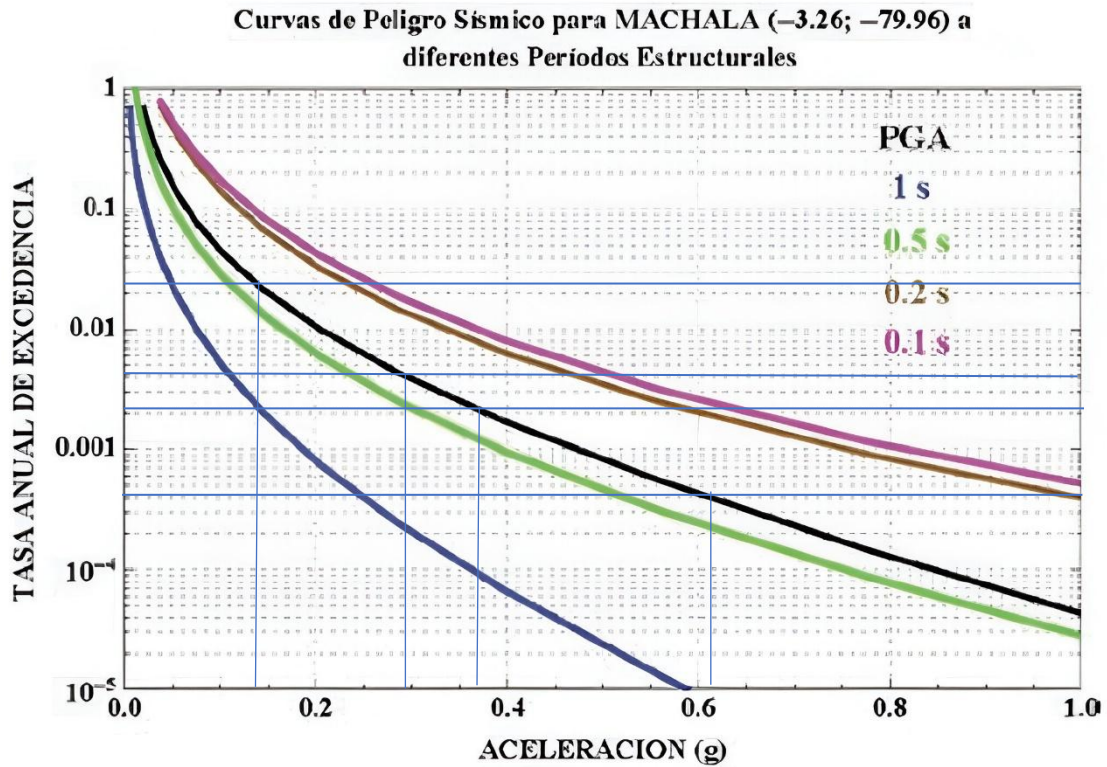
Considerando que se elaborará diferentes espectros de respuesta sísmica, se hará uso de las tasas excedencia anual para los diferentes tipos de sismos (Tabla 40) y de la curva de peligro sísmico de la ciudad de Machala (ilustración 61).

Tabla 40: Tasa de excedencia anual para diferentes tipos de sismo

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno Tr (años)	Tasa anual de excedencia (1/Tr)
1	Frecuente	50%	72	0,01389
2	Ocasional	20%	225	0,00444
3	Raro	10%	475	0,00211
4	Muy raro	2%	2500	0,0004

Fuente: (NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente)

Ilustración 61: Curva de peligro sísmico de la ciudad de Machala



Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

En la presente curva se trazaron líneas horizontales partiendo de los valores de tasas de excedencia anual como se presenta en la ilustración, luego se determina el valor del factor Z trazando líneas perpendiculares en los puntos coincidentes a la curva de aceleración máxima (PGA). Adicional a esto la zona sísmica donde se encuentra la estructura es categorizada como tipo IV, además se encuentra asentada en un suelo tipo D, por consiguiente, se obtuvo los siguientes datos presentados en las tablas 41, 42, 43 y 44.

Tabla 41: Coeficientes de perfil de suelo para sismo frecuente

Coeficientes de perfil de suelo tipo D - Machala		
Símbolo	Definición	Valor
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño	0,145
η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado	1,8
Fa	Coeficiente de amplificación del suelo en la zona de período corto	1,61
Fd	Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos	1,6285
Fs	Comportamiento no lineal de los suelos	1,018
To	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones	0,103
Tc	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones	0,5663
r	Factor usado en espectro de diseño elástico, depende de la ubicación geográfica del proyecto	1

Fuente: Autor

Tabla 42: Coeficientes de perfil de suelo para sismo Ocasional

Coeficientes de perfil de suelo tipo D - Machala		
Símbolo	Definición	Valor
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño	0,29
η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado	1,8
Fa	Coeficiente de amplificación del suelo en la zona de período corto	1,32
Fd	Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos	1,378
Fs	Comportamiento no lineal de los suelos	1,1
To	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones	0,1148
Tc	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones	0,6316
r	Factor usado en espectro de diseño elástico, depende de la ubicación geográfica del proyecto	1

Fuente: Autor

Tabla 43: Coeficientes de perfil de suelo para sismo Raro

Coeficientes de perfil de suelo tipo D - Machala		
Símbolo	Definición	Valor
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño	0,37
η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado	1,8
Fa	Coeficiente de amplificación del suelo en la zona de período corto	1,235
Fd	Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos	1,217
Fs	Comportamiento no lineal de los suelos	1,214
To	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones	0,1196
Tc	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones	0,658
r	Factor usado en espectro de diseño elástico, depende de la ubicación geográfica del proyecto	1

Fuente: Autor

Tabla 44: Coeficientes de perfil de suelo para sismo muy raro

Coeficientes de perfil de suelo tipo D - Machala		
Símbolo	Definición	Valor
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño	0,62
η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado	1,8
Fa	Coeficiente de amplificación del suelo en la zona de período corto	1,12
Fd	Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos	1,11
Fs	Comportamiento no lineal de los suelos	1,4
To	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones	0,1388
Tc	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones	0,7631
r	Factor usado en espectro de diseño elástico, depende de la ubicación geográfica del proyecto	1

Fuente: Autor

Una vez realizados los espectros elásticos, se hará uso de los coeficientes para el cortante basal para calcular el espectro inelástico presentados en la tabla 45.

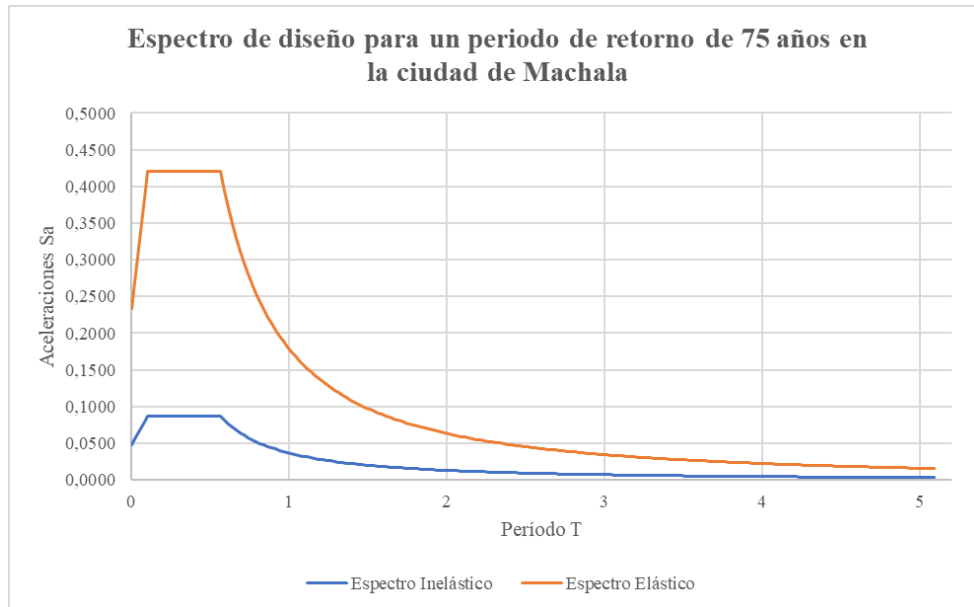
Tabla 45: Coeficientes para el diseño del espectro inelástico

Coeficientes para el espectro inelástico		
Símbolo	Definición	Valor
I	Nivel de importancia de la estructura	1
R	Factor de reducción de resistencia sísmica	6
Φ_p	Coeficiente de configuración en planta	0,9
Φ_e	Coeficiente de configuración en elevación	0,9

Fuente: Autor

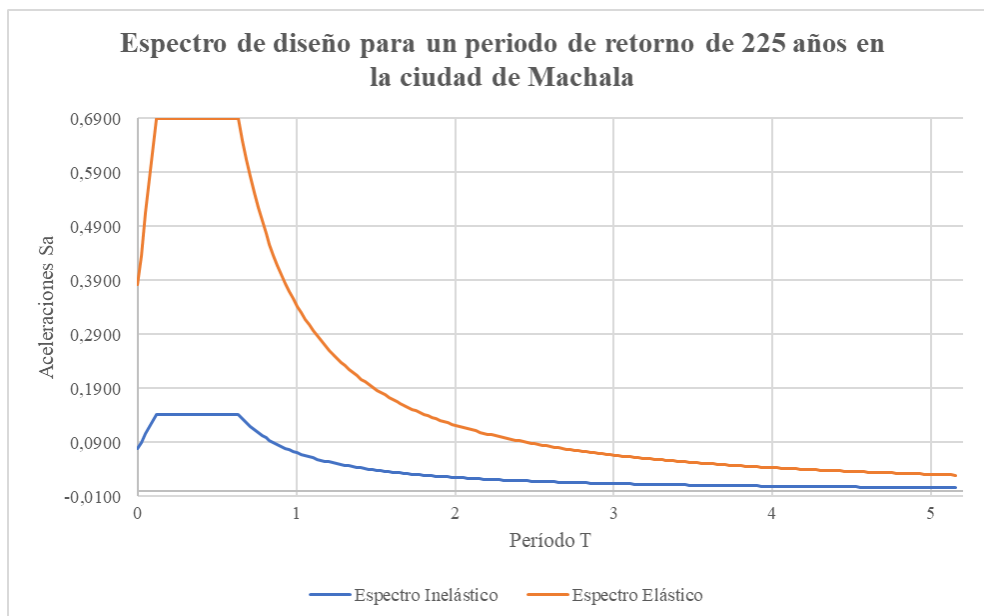
A continuación, se presentan los espectros de diseño elásticos e inelásticos para la ciudad de Machala en las ilustraciones 62, 63, 64 y 65.

Ilustración 62: Espectro de diseño para la ciudad de Machala - Sismo frecuente



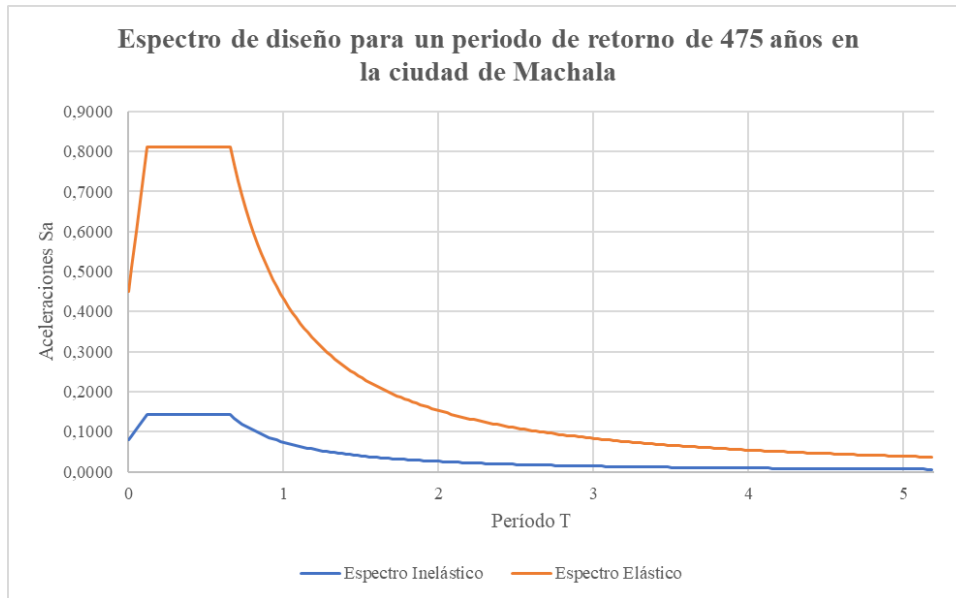
Fuente: Autor

Ilustración 63: Espectro de diseño para la ciudad de Machala - Sismo ocasional



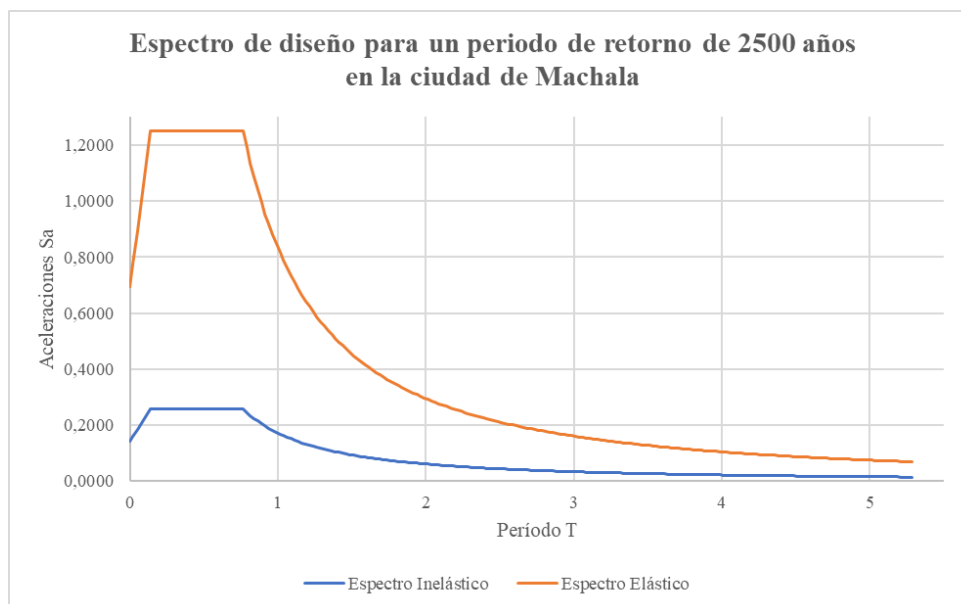
Fuente: Autor

Ilustración 64: Espectro de diseño para la ciudad de Machala - Sismo raro



Fuente: Autor

Ilustración 65: Espectro de diseño para la ciudad de Machala - Sismo muy raro



Fuente: Autor

Con los espectros ingresados al software de análisis estructural, se obtienen períodos fundamentales de vibración, teniendo en cuenta que para cada planta de la estructura se

contemplan 3 modos, obteniendo así 12 modos de vibración en total como se muestra en la tabla 46.

Tabla 46: Periodos fundamentales y participación de masa.

Modo	Período	Ux	Uy	Uz	Suma Ux	Suma Uy
1	0,604	0,4469	0,2543	0	0,4469	0,2543
2	0,591	0,2673	0,5374	0	0,7142	0,7917
3	0,503	0,0973	0,0181	0	0,8115	0,8098
4	0,19	0,0137	0,0819	0	0,8252	0,8917
5	0,185	0,0722	0,019	0	0,8974	0,9107
6	0,154	0,0205	0,0004	0	0,9178	0,9112
7	0,109	0,0002	0,0289	0	0,9181	0,9401
8	0,102	0,0268	0,0002	0	0,9449	0,9403
9	0,096	0,0001	0,0003	0	0,945	0,9406
10	0,077	0,0004	0,0252	0	0,9453	0,9658
11	0,074	0,022	0,001	0	0,9673	0,9668
12	0,069	0,0014	0,0022	0	0,9688	0,9689

Fuente: Autor

Analizado el modelo estructural, se determinó que el periodo fundamental de vibración de la edificación es de 0,604 s, con un porcentaje de participación de masas del 90% en ambas direcciones a partir del octavo modo.

4.2.2 Control del período fundamental de vibración de la estructura (T)

Siguiendo con el análisis, se procede a la verificación del período fundamental de vibración dispuesto en la NEC-ES-DS, dicho periodo no puede superar el 30% del período calculado con la fórmula del método 1 dictaminada por la normativa.

$$T = C_t * h_n^a$$

Donde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificación

h_n : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura en metros.

T: Período de vibración

Tomando en cuenta que la altura de la edificación es de 13.2 m, la tabla 47 muestra los coeficientes para el cálculo del período.

Tabla 47: Coeficientes para el cálculo del periodo

Tipo de estructura	C_t	α
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0,055	0,9

Fuente: Autor

Obteniendo como resultado lo siguiente:

$$T = (0.055) * (13.2)^{0.9}$$

$$T = 0.56 \text{ segundos}$$

El período obtenido por el método computacional supera en un 5.18%, cumpliendo con los requisitos mínimos dictaminados en la normativa.

4.2.3 Desplazamientos generados por sismos

Debido a la disposición estructural del inmueble, se analizaron los desplazamientos máximos generador por los distintos sismos en ambas direcciones, dando como resultado los valores presentas en las tablas.

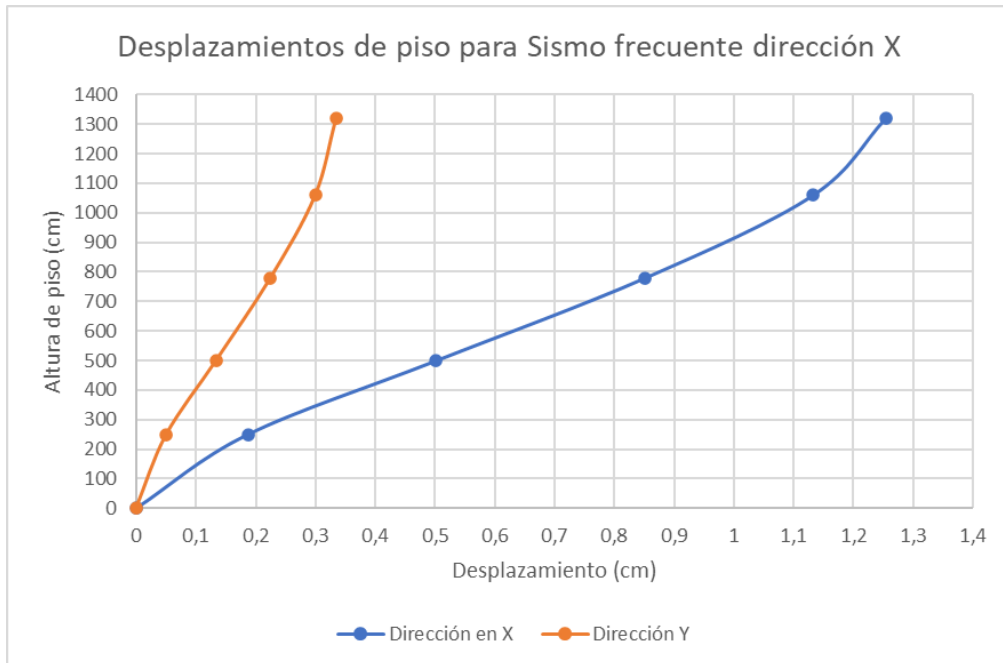
Para sismo frecuente en dirección X (tabla 48 e ilustración 66):

Tabla 48: Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo frecuente en X

Planta	Altura (cm)	X (cm)	Y (cm)
CUBIERTA	1320	1,2546	0,3346
TERRAZA	1060	1,1328	0,2997
PLANTA ALTA 2	780	0,8518	0,2247
PLANTA ALTA 1	500	0,5018	0,1334
MEZANINE	250	0,1866	0,0504
PLANTA BAJA	0	0	0

Fuente: Autor

Ilustración 66: Gráfica de desplazamientos elásticos máximos para sismo frecuente en X



Fuente: Autor

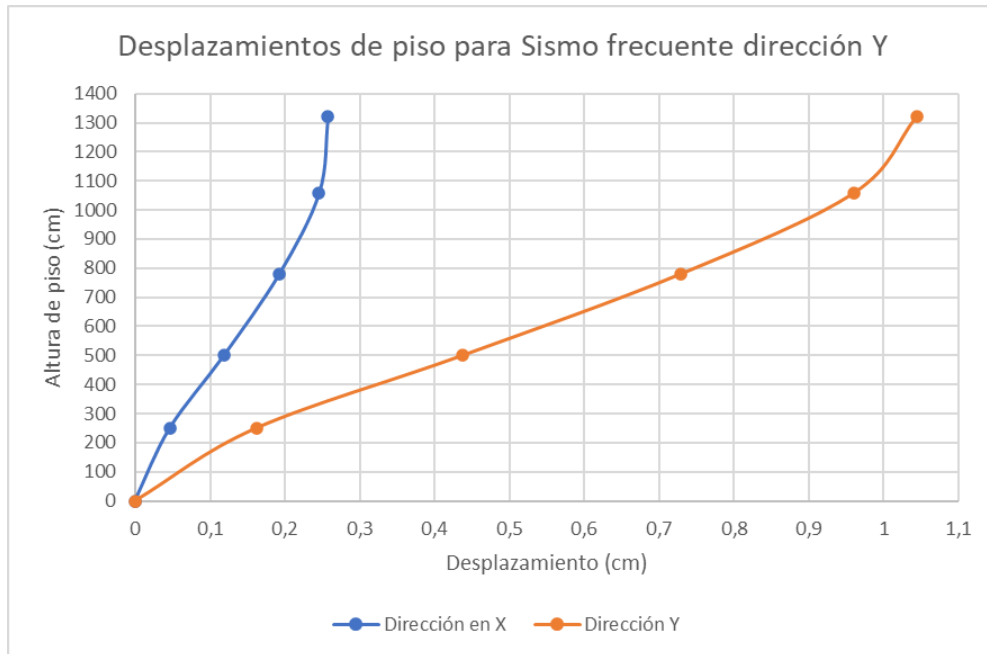
Para sismo frecuente en dirección Y (Tabla 49 e ilustración 67):

Tabla 49: Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo frecuente en Y

Planta	Altura (cm)	X (cm)	Y (cm)
CUBIERTA	1320	0,2572	1,0438
TERRAZA	1060	0,2455	0,9607
PLANTA ALTA 2	780	0,1921	0,7285
PLANTA ALTA 1	500	0,1184	0,437
MEZANINE	250	0,0462	0,1616
PLANTA BAJA	0	0	0

Fuente: Autor

Ilustración 67: Gráfica de desplazamientos elásticos máximos para sismo frecuente en Y



Fuente: Autor

Para sismo ocasional en dirección X (Tabla 50 e ilustración 68):

Tabla 50: Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo ocasional en X

Planta	Altura (cm)	X (cm)	Y (cm)
CUBIERTA	1320	2,2462	0,5658
TERRAZA	1060	2,0285	0,507
PLANTA ALTA 2	780	1,5254	0,3822
PLANTA ALTA 1	500	0,8982	0,228
MEZANINE	250	0,334	0,0851
PLANTA BAJA	0	0	0

Fuente: Autor

Ilustración 68: Gráfica de desplazamientos elásticos máximos para sismo ocasional en

X



Fuente: Autor

Para sismo ocasional en dirección Y (Tabla 51 e ilustración 69):

Tabla 51: Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo ocasional en Y

Planta	Altura (cm)	X (cm)	Y (cm)
CUBIERTA	1320	0,4685	1,8506
TERRAZA	1060	0,4269	1,7057
PLANTA ALTA 2	780	0,3261	1,2934
PLANTA ALTA 1	500	0,2012	0,7756
MEZANINE	250	0,0785	0,2865
PLANTA BAJA	0	0	0

Fuente: Autor

Ilustración 69: Gráfica de desplazamientos elásticos máximos para sismo ocasional en Y



Fuente: Autor

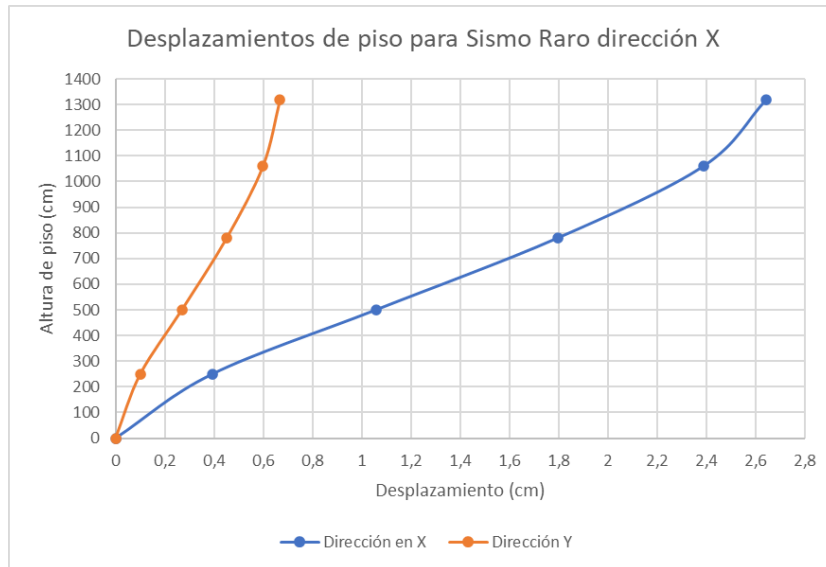
Para sismo raro en dirección X (Tabla 52 e ilustración 70):

Tabla 52: Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo raro en X

Planta	Altura (cm)	X (cm)	Y (cm)
CUBIERTA	1320	2,6454	0,6664
TERRAZA	1060	2,389	0,5971
PLANTA ALTA 2	780	1,7965	0,4501
PLANTA ALTA 1	500	1,0578	0,2685
MEZANINE	250	0,3933	0,1002
PLANTA BAJA	0	0	0

Fuente: Autor

Ilustración 70: Gráfica de desplazamientos elásticos máximos para sismo raro en X



Fuente: Autor

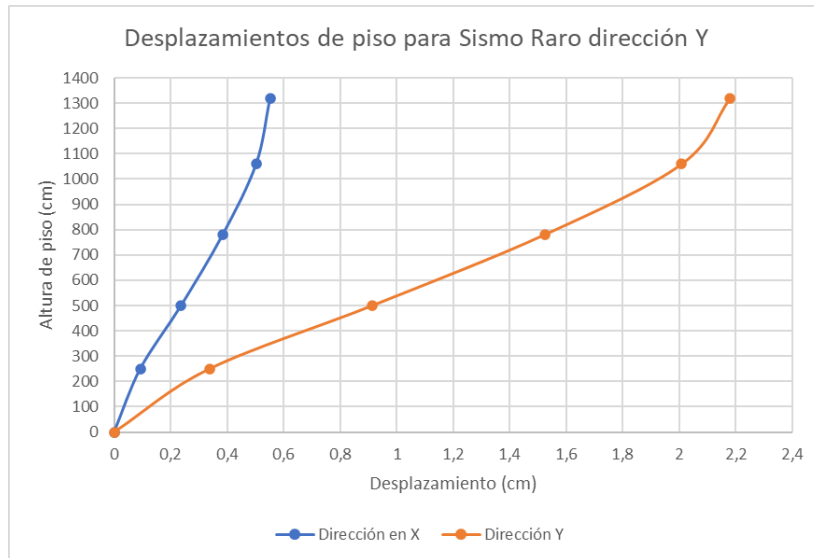
Para sismo raro en dirección Y (tabla 53 e ilustración 71):

Tabla 53: Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo raro en Y

Planta	Altura (cm)	X (cm)	Y (cm)
CUBIERTA	1320	0,5517	2,1794
TERRAZA	1060	0,5027	2,0088
PLANTA ALTA 2	780	0,3841	1,5232
PLANTA ALTA 1	500	0,2369	0,9135
MEZANINE	250	0,0924	0,3374
PLANTA BAJA	0	0	0

Fuente: Autor

Ilustración 71: Gráfica de desplazamientos elásticos máximos para sismo raro en Y



Fuente: Autor

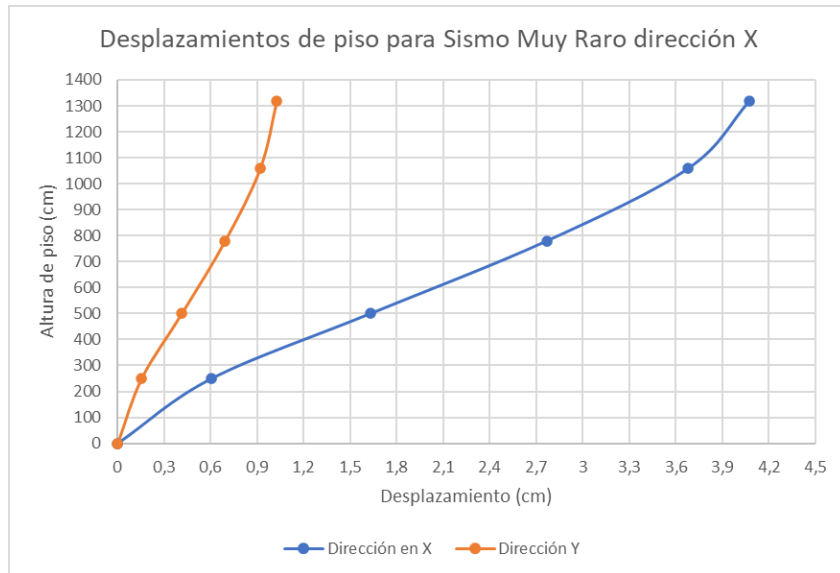
Para sismo muy raro en dirección X (Tabla 54 e ilustración 72):

Tabla 54: Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo muy raro en X

Planta	Altura (cm)	X (cm)	Y (cm)
CUBIERTA	1320	4,0742	1,0263
TERRAZA	1060	3,6793	0,9196
PLANTA ALTA 2	780	2,7668	0,6932
PLANTA ALTA 1	500	1,6291	0,4136
MEZANINE	250	0,6057	0,1543
PLANTA BAJA	0	0	0

Fuente: Autor

Ilustración 72: Gráfica de desplazamientos elásticos máximos para sismo muy raro en X



Fuente: Autor

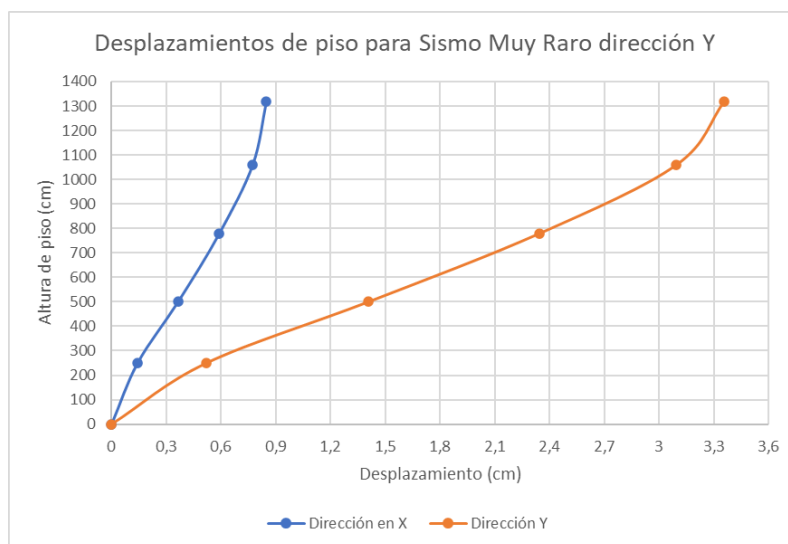
Para sismo muy raro en dirección Y (Tabla 55 e ilustración 73):

Tabla 55: Desplazamientos elásticos máximos para el Sismo muy raro en Y

Planta	Altura (cm)	X (cm)	Y (cm)
CUBIERTA	1320	0,8497	3,3566
TERRAZA	1060	0,7743	3,0938
PLANTA ALTA 2	780	0,5916	2,3459
PLANTA ALTA 1	500	0,3649	1,4068
MEZANINE	250	0,1423	0,5196
PLANTA BAJA	0	0	0

Fuente: Autor

Ilustración 73: Gráfica de desplazamientos elásticos máximos para el Sismo muy raro en Y



Fuente: Autor

4.2.4 Cálculo de derivas entrepiso

Para establecer las derivas inelásticas por piso se hará uso de los límites dispuestos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción mostrados en la tabla 56, además de aplicar la siguiente fórmula:

$$\Delta_i = 0,75 * R * \Delta_E$$

Tabla 56: 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

Fuente: Autor

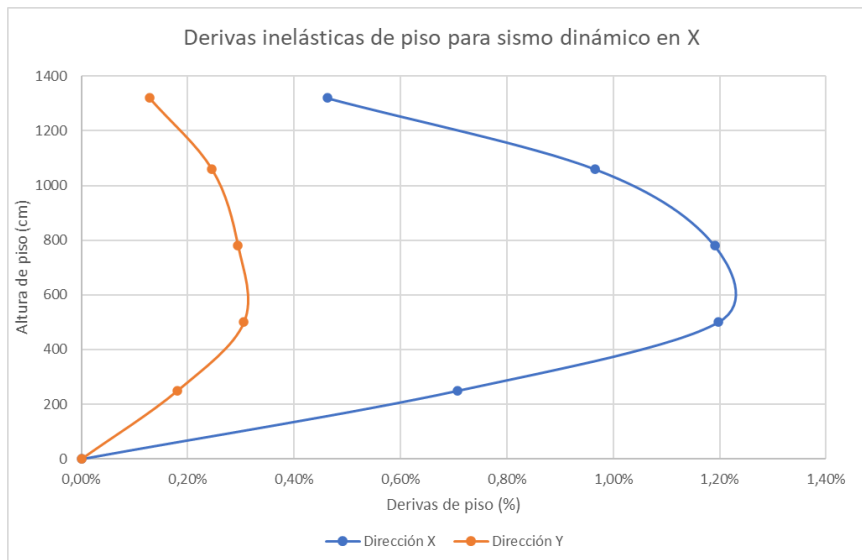
Los resultados del cálculo de las derivas inelásticas se presentan en la tabla 57 e ilustración 74 para dirección en X y tabla 58 e ilustración 75 para dirección en Y.

Tabla 57: Derivas de piso elásticas e inelásticas en dirección X

Planta	Altura (cm)	Derivas de piso en dirección X			
		Derivas elásticas		Derivas inelásticas	
		X	Y	X	Y
CUBIERTA	1320	0,10%	0,03%	0,46%	0,13%
TERRAZA	1060	0,21%	0,05%	0,97%	0,25%
PLANTA ALTA 2	780	0,26%	0,07%	1,19%	0,29%
PLANTA ALTA 1	500	0,27%	0,07%	1,20%	0,31%
MEZANINE	250	0,16%	0,04%	0,71%	0,18%
PLANTA BAJA	0	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%

Fuente: Autor

Ilustración 74: Gráfica de las derivas máximas inelásticas en dirección X



Fuente: Autor

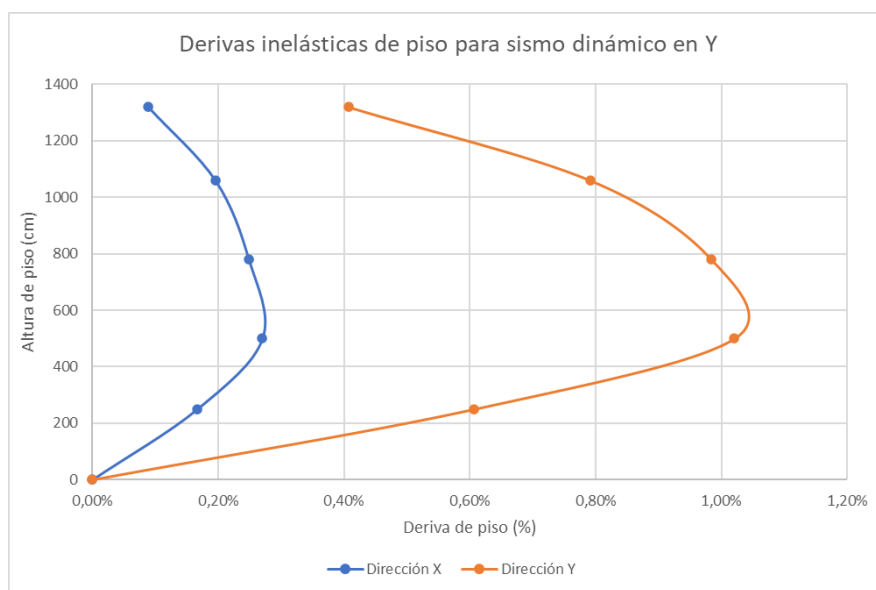
Se aprecia que la deriva inelástica máxima en la dirección X se presenta en la planta alta 2, con un porcentaje de 1.15%, por lo que se demuestra que cumple con el límite establecido por la NEC de 2%.

Tabla 58: Derivas de piso elásticas e inelásticas en dirección Y

Derivas de piso en dirección X					
Planta	Altura (cm)	Derivas elásticas		Derivas inelásticas	
		X	Y	X	Y
CUBIERTA	1320	0,02%	0,09%	0,09%	0,41%
TERRAZA	1060	0,04%	0,18%	0,20%	0,79%
PLANTA ALTA 2	780	0,06%	0,22%	0,25%	0,98%
PLANTA ALTA 1	500	0,06%	0,23%	0,27%	1,02%
MEZANINE	250	0,04%	0,13%	0,17%	0,61%
PLANTA BAJA	0	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%

Fuente: Autor

Ilustración 75: Gráfica de las derivas máximas inelásticas en dirección Y



Fuente: Autor

Se aprecia que la deriva inelástica máxima en la dirección Y se presenta en la planta alta 2, con un porcentaje de 0.88%, por lo que se demuestra que cumple con el límite establecido por la NEC de 2%.

4.3 Análisis sísmico estático

4.3.1 Cálculo de coeficientes sísmicos C y K

Para empezar, se utilizan los periodos fundamentales correspondientes a los modos de vibración X y Y obtenidos anteriormente, siendo estos $T = 0,604$ seg; $T = 0,591$ seg

respectivamente. Seguidamente se debe calcular la aceleración en roca para el espectro elástico correspondiente mediante la siguiente fórmula:

$$S_a = \eta * z * F_a$$

Posteriormente, se emplea los coeficientes usados en el cálculo de la cortante basal para obtener el coeficiente sísmico C y cuyas variables se muestran en la tabla 59. A continuación, se define el valor de dicho coeficiente con la siguiente fórmula:

$$C = \frac{S_a * I}{R * \Phi_E * \Phi_P}$$

Tabla 59: Coeficientes para cálculo de cortante basal

Variable	Valor
T	0,6
R	6
Φ_p	0,9
Φ_e	0,9
I	1
S_a	0,8114

Fuente: Autor

Para determinar el coeficiente K relacionado con el período de vibración se usará la tabla 60 basada en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Tabla 60: Coeficientes de K en función de T

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

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Los resultados mostrados en la tabla 58 serán empleados en los patrones de carga para el sismo estático.

Tabla 61: Tabla de coeficientes del análisis estático

Tipo	Dirección Y	Dirección X
T (segundos)	0,6	0,59
C	0,167	0,167
K	1,045	1,045

Fuente: Autor

4.3.2 Asignación de fuerzas laterales por piso

En una edificación, el análisis sísmico estático se realiza utilizando las fuerzas laterales que actúan en los centros de masa de cada nivel. Estas fuerzas se calculan a partir de la cortante basal, la cual se determina usando el coeficiente sísmico específico de la estructura y la carga total que soporta la edificación, como se explica a continuación.

$$C_s = 0,167$$

$$W \text{ reactiva} = 850,57 \text{ Ton}$$

$$V_{\text{diseño}} = 0,167 * 850,57 \text{ Ton} = 142,01 \text{ Ton}$$

Una vez determinada la cortante de diseño se procede a calcular las fuerzas laterales por piso (tabla 63), mediante los datos recopilados en la tabla 62.

Tabla 62: Cálculos sísmicos de la estructura

Pisos	5	u
Altura	2,60	m
	2,80	m
	2,50	m
T	0,60	seg
Sa elástica	0,81	g
V diseño	142,01	Ton
W sísmico	850,57	Ton
Cs	0,17	

Fuente: Autor

Tabla 63: Cálculo de fuerzas laterales para cada piso

FUERZAS LATERALES POR PISO					
PISO	hi ^k (m)	Wi (Ton)	Wi*hi ^k (Ton-m)	%	Fi (Ton)
CUBIERTA	13,20	167,54	2211,528	32,81%	46,60
TERRAZA	10,60	180,42	1912,452	28,38%	40,30
PLANTA ALTA 2	7,80	180,42	1407,276	20,88%	29,65
PLANTA ALTA 1	5,00	161,09	805,45	11,95%	16,97
MEZANINE	2,50	161,09	402,725	5,98%	8,49
		Σ	6739,431	Σ	142,01

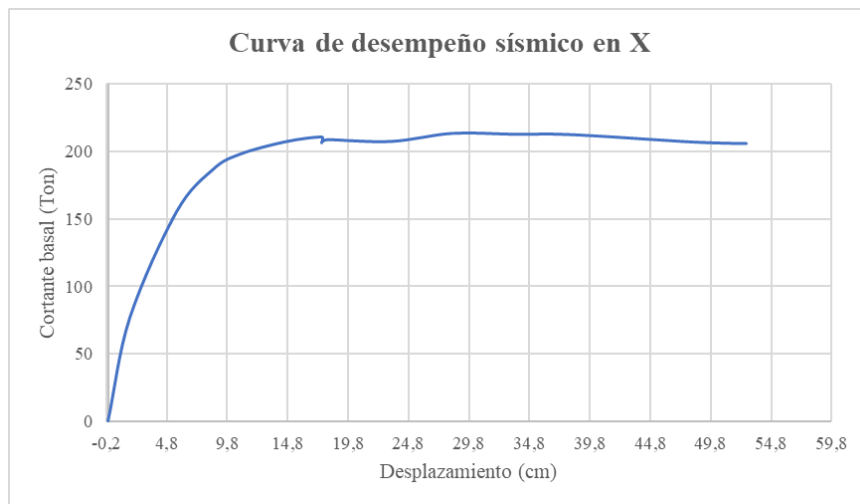
Fuente: Autor

4.4 Resultados del análisis estático no lineal

4.4.1 Curva de capacidad

La curva pushover muestra la relación entre el desplazamiento que sufre el edificio con su cortante, reflejando el desempeño de la estructura tanto en el rango elástico como inelástico, esta será representada utilizando modelos bidimensionales en ambas direcciones de análisis, lo que permitió obtener los resultados que se detallan seguidamente en la ilustración 76 e ilustración 77

Ilustración 76: Curva de desempeño sísmico, dirección X



Fuente: Autor

Ilustración 77: Curva de desempeño sísmico, dirección Y



Fuente: Autor

4.4.2 Evaluación de la estructura por niveles de desempeño

En este trabajo se evaluó la estructura para diferentes niveles de riesgo sísmico, con el objetivo de identificar su nivel ocupacional. Además, se realizarán cálculos de las ductilidades de la estructura, el factor de sobrerresistencia Ω y el factor de reducción sísmica R.

Como primer paso, se determinarán los valores necesarios para calcular el factor de sobrerresistencia Ω , utilizando los datos obtenidos del análisis dinámico presentados en la tabla 64.

Tabla 64: Resultados obtenidos del análisis dinámico

T (seg)	Sa (g)	Sa (g) - inel	W reactiva (Ton)
0,587	0,811	0,167	192,43

Fuente: Autor

Por consiguiente, se calcula el cortante elástico empleado mediante la siguiente ecuación:

$$V_{\text{elástico}} = S_a (g) * W_{\text{reactiva}} = 156.06 \text{ Ton}$$

En cuanto al cortante de diseño, se utilizará:

$$V_{\text{Diseño}} = Sa(g)_{\text{inelástica}} * W_{\text{reactiva}} = 32.136 \text{ Ton}$$

Para el cálculo de cortante máximo se deberá tomar en cuenta el valor más alto de las fuerzas registradas en la curva de capacidad, obteniendo así los presentes resultados en ambas direcciones de análisis:

Para sismo en dirección X: $V_{\text{máximo}} = 378.135 \text{ Ton}$

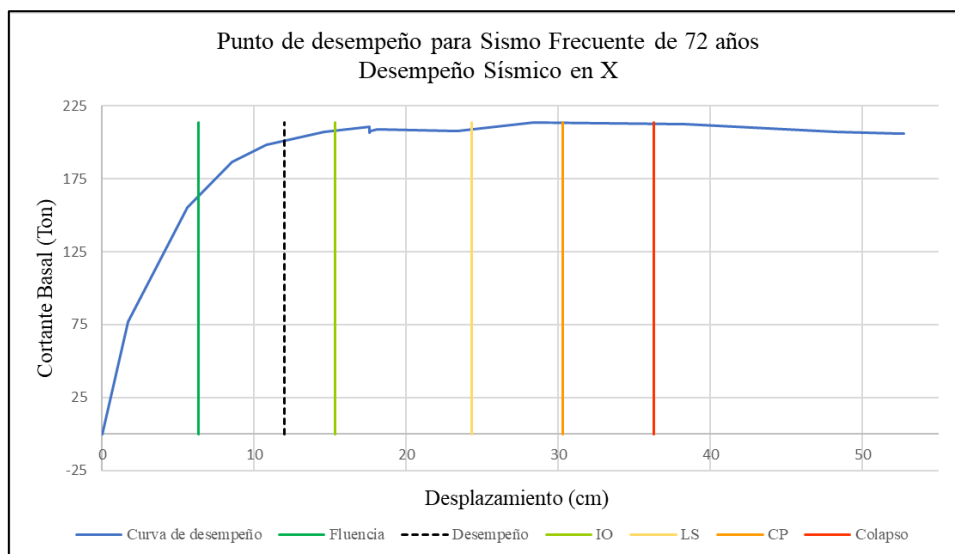
Para sismo en dirección Y: $V_{\text{máximo}} = 453.38 \text{ Ton}$

Usando el cortante máximo junto con el de diseño, se determina la sobrerresistencia considerando que el factor mínimo en estructuras de hormigón armado es de tres. A continuación, se mostrarán las gráficas obtenidas para cada edificación con los sismos ya mencionados, analizando ambas direcciones.

4.4.3 Curva pushover para sismo frecuente

Se presenta la curva de capacidad de la estructura considerando un sismo con periodo de retorno de 72 años en las direcciones X y Y. (Ilustraciones 78 y 79)

Ilustración 78: Nivel de desempeño para un sismo frecuente en dirección X



Fuente: Autor

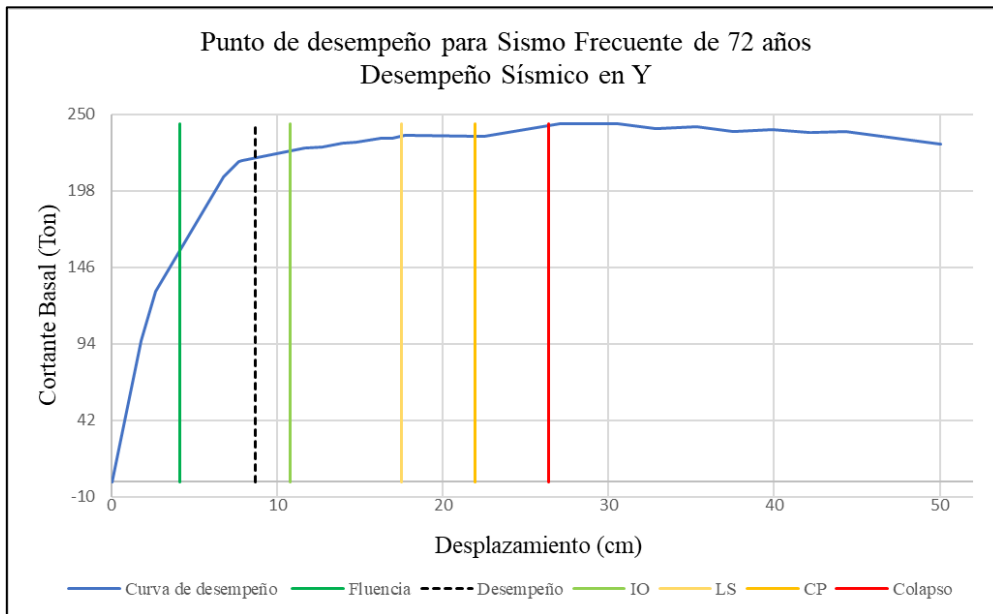
Tabla 65: Cálculo de las ductilidades de la estructura para sismo frecuente en X

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	5,74
Ductilidad μ demanda	1,90
Ductilidad μ reserva	3,84
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	142,01
V máximo (Ton)	213,55
V diseño (Ton)	17,75
Sobrerresistencia Ω	12,03
Factor de Reducción R	7,173

Fuente: Autor

Después de ejecutar la estructura con el sismo frecuente en el eje “X” y realizar los cálculos correspondientes, la tabla 65 muestra los resultados con los cuales se concluye que el edificio es habitable. Esto se debe a que la reserva de ductilidad es mayor a la mitad de la ductilidad máxima requerida.

Ilustración 79: Nivel de desempeño para un sismo frecuente en dirección Y



Fuente: Autor

Tabla 66: Cálculo de las ductilidades de la estructura para sismo frecuente en Y

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	6,45
Ductilidad μ demanda	2,11
Ductilidad μ reserva	4,34
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	142,01
V máximo (Ton)	243,66
V diseño (Ton)	17,75
Sobrerresistencia Ω	13,73
Factor de Reducción R	8,065

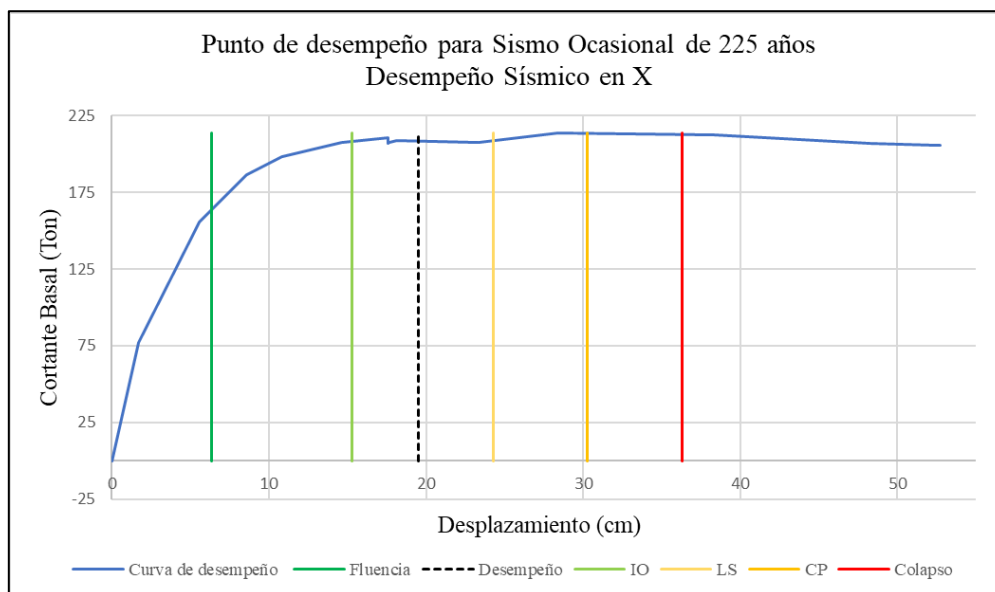
Fuente: Autor

Después de ejecutar la estructura con el sismo frecuente en el eje “Y” y realizar los cálculos correspondientes, la tabla 66 muestra los resultados con los cuales se concluye que el edificio es considerado habitable. Esto se debe a que la reserva de ductilidad es mayor a la mitad de la ductilidad máxima requerida por lo que puede resistir un evento sísmico de la misma magnitud.

4.4.4 Curva pushover para sismo ocasional

Se presenta la curva de capacidad de la estructura considerando un sismo con periodo de retorno de 225 años en las direcciones X y Y. (Ilustraciones 80 y 81)

Ilustración 80: Nivel de desempeño para un sismo ocasional en dirección X



Fuente: Autor

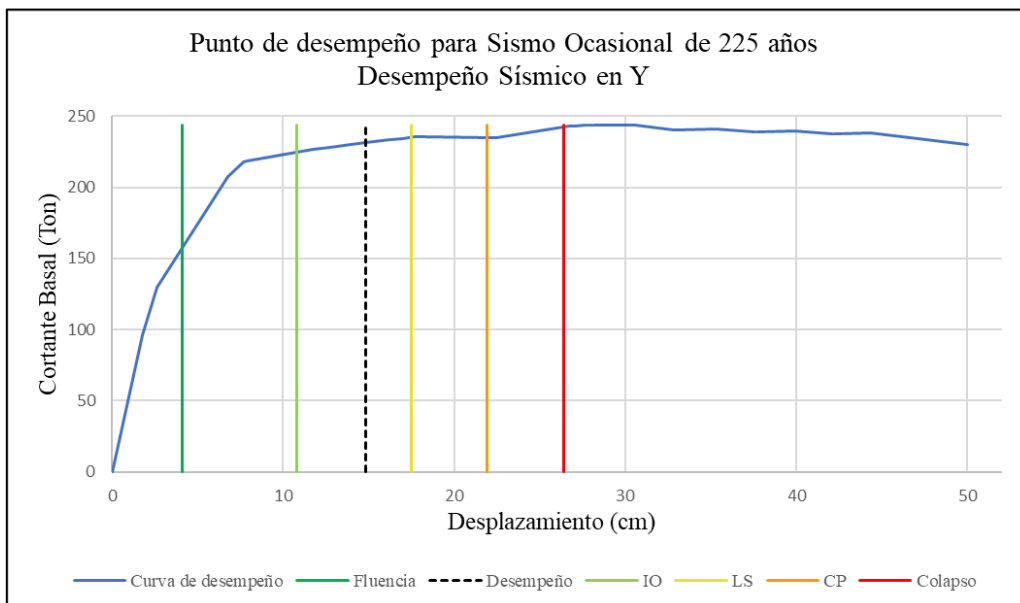
Tabla 67: Cálculo de las ductilidades de la estructura para sismo ocasional en X

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	5,73
Ductilidad μ demanda	2,54
Ductilidad μ reserva	3,19
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	142,01
V máximo (Ton)	213,55
V diseño (Ton)	17,75
Sobrerresistencia Ω	12,03
Factor de Reducción R	7,159

Fuente: Autor

Después de ejecutar la estructura con el sismo ocasional en el eje “X” y realizar los cálculos correspondientes, la tabla 67 muestra los resultados con los cuales se concluye que el edificio es habitable. Esto se debe a que la reserva de ductilidad presente en el edificio es suficiente para cubrir la mitad de la demanda de ductilidad máxima

Ilustración 81: Nivel de desempeño para un sismo ocasional en dirección Y



Fuente: Autor

Tabla 68: Cálculo de las ductilidades de la estructura para sismo ocasional en Y

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	6,45
Ductilidad μ demanda	4,08
Ductilidad μ reserva	2,37
Necesita reforzamiento estructural	
V elástico (Ton)	142,01
V máximo (Ton)	243,66
V diseño (Ton)	17,75
Sobrerresistencia Ω	13,73
Factor de Reducción R	
	8,065

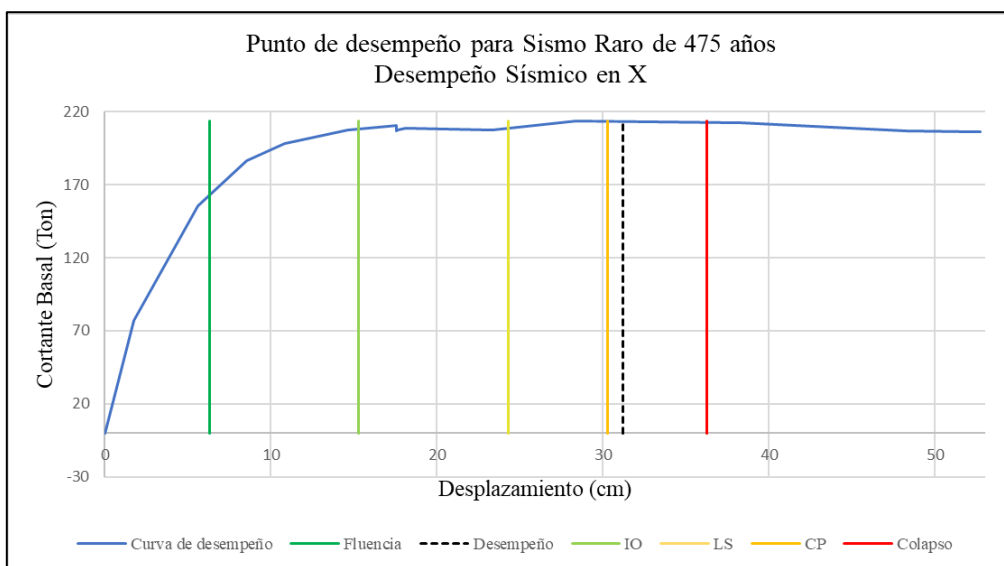
Fuente: Autor

Después de ejecutar la estructura con el sismo ocasional en el eje “X” y realizar los cálculos correspondientes, la tabla 68 muestra los resultados con los cuales se concluye que la edificación requiere reforzamiento estructural. Esto se debe a que la reserva de ductilidad muy cercana a la mitad de la ductilidad máxima requerida, lo cual podría ocasionar daños graves en su estructura en el caso de ocurrir un evento sísmico de misma magnitud.

4.4.5 Curva pushover para sismo raro (sismo de diseño)

Se presenta la curva de capacidad de la estructura considerando un sismo con periodo de retorno de 475 años en las direcciones X y Y. (Ilustraciones 82 y 83)

Ilustración 82: Nivel de desempeño para un sismo raro en dirección X



Fuente: Autor

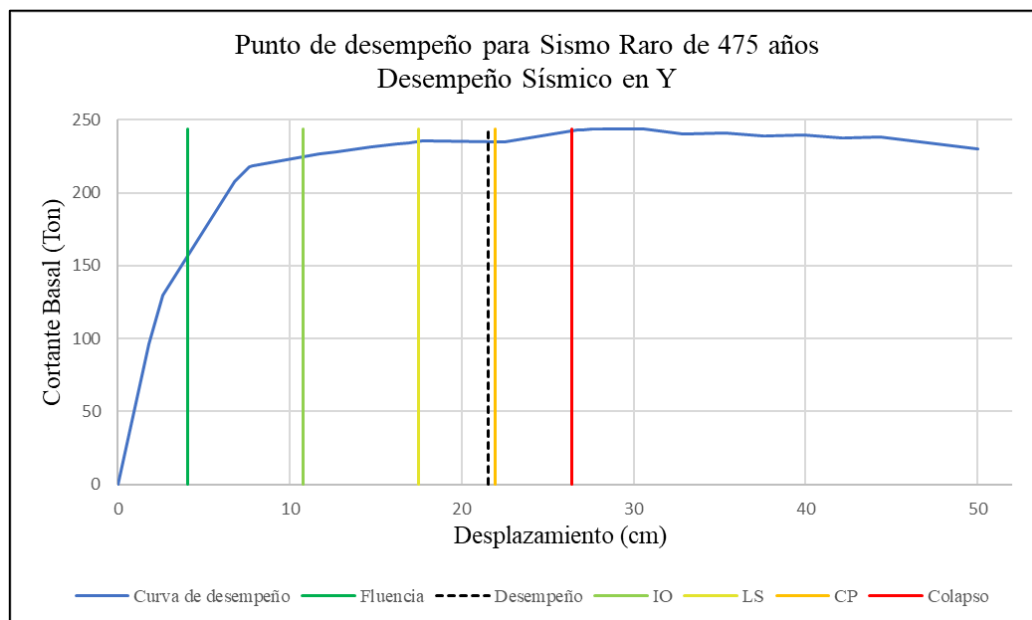
Tabla 69: Cálculo de las ductilidades de la estructura para sismo raro en X

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	5,74
Ductilidad μ demanda	4,93
Ductilidad μ reserva	0,81
Necesita reforzamiento estructural	
V elástico (Ton)	142,01
V máximo (Ton)	213,55
V diseño (Ton)	17,75
Sobrerresistencia Ω	12,03
Factor de Reducción R	7,173

Fuente: Autor

Después de ejecutar la estructura con el sismo raro en el eje “X” y realizar los cálculos correspondientes, la tabla 69 muestra los resultados con los cuales se concluye que el edificio requiere reforzamiento estructural. De igual manera, esto ayudará a evitar daños graves en elementos estructurales en el caso de un sismo.

Ilustración 83: Nivel de desempeño para un sismo raro en dirección Y



Fuente: Autor

Tabla 70: Cálculo de las ductilidades de la estructura para sismo raro en Y

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	6,45
Ductilidad μ demanda	5,26
Ductilidad μ reserva	1,19
Necesita reforzamiento estructural	
V elástico (Ton)	142,01
V máximo (Ton)	243,66
V diseño (Ton)	17,75
Sobrerresistencia Ω	13,73
Factor de Reducción R	8,065

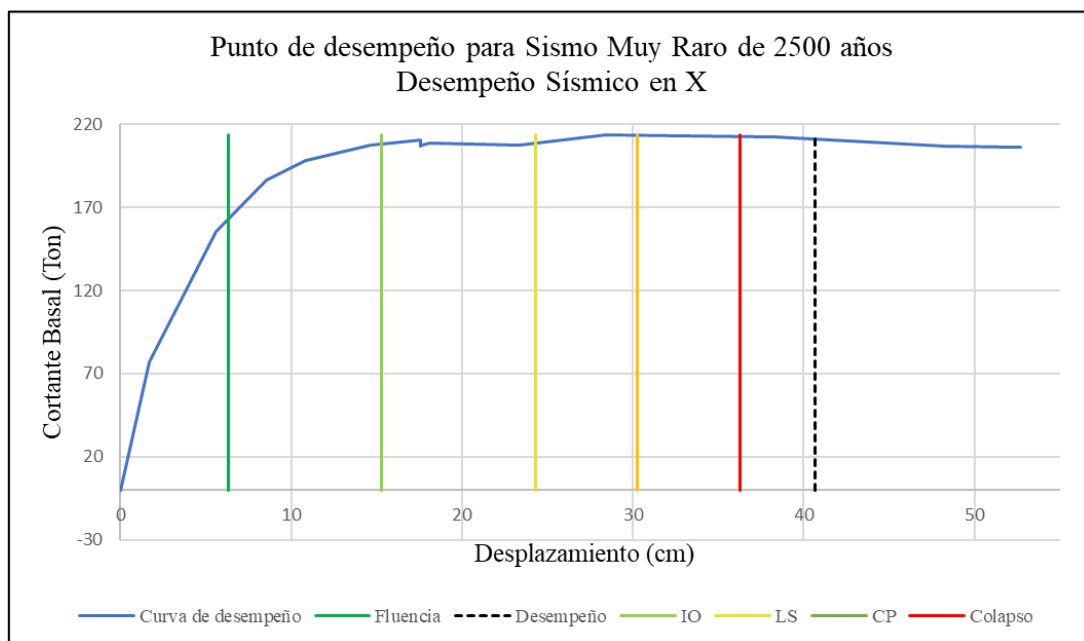
Fuente: Autor

Después de ejecutar la estructura con el sismo raro en el eje “X” y realizar los cálculos correspondientes, la tabla 70 muestra los resultados con los cuales se concluye que el edificio presenta un requerimiento de refuerzo estructural en sus elementos, debido a que no posee la capacidad de disipar la energía demandada por el sismo elegido.

4.4.6 Curva pushover para sismo muy raro

Se presenta la curva de capacidad de la estructura considerando un sismo con periodo de retorno de 2500 años en las direcciones X y Y. (Ilustraciones 84 y 85)

Ilustración 84: Nivel de desempeño para un sismo muy raro en dirección X



Fuente: Autor

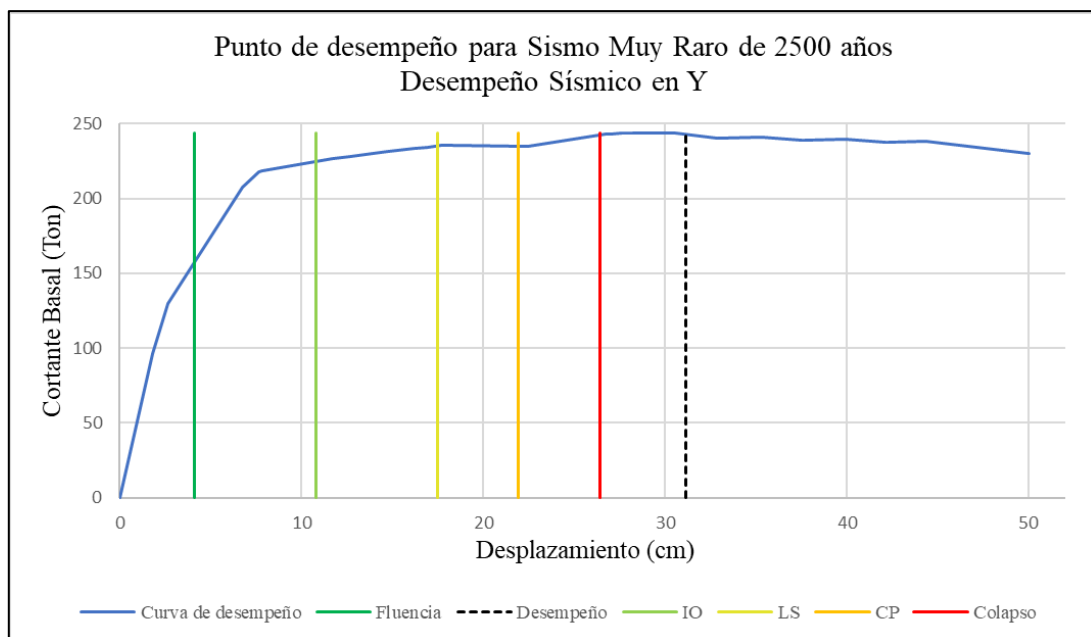
Tabla 71: Cálculo de las ductilidades de la estructura para sismo muy raro en X

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	5,74
Ductilidad μ demanda	6,44
Ductilidad μ reserva	-0,70
Necesita reforzamiento estructural	
V elástico (Ton)	142,01
V máximo (Ton)	213,55
V diseño (Ton)	17,75
Sobrerresistencia Ω	12,03
Factor de Reducción R	
	7,173

Fuente: Autor

Después de ejecutar la estructura con el sismo muy raro en el eje “X” y realizar los cálculos correspondientes, la tabla 71 muestra los resultados con los cuales se concluye que el edificio tiende al colapso.

Ilustración 85: Nivel de desempeño para un sismo muy raro en dirección Y



Fuente: Autor

Tabla 72: Cálculo de las ductilidades de la estructura para sismo muy raro en Y

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	6,45
Ductilidad μ demanda	8,26
Ductilidad μ reserva	-1,81
Necesita reforzamiento estructural	
V elástico (Ton)	142,01
V máximo (Ton)	243,66
V diseño (Ton)	17,75
Sobrerresistencia Ω	13,73
Factor de Reducción R	8,065

Fuente: Autor

Después de ejecutar la estructura con el sismo raro en el eje “Y” y realizar los cálculos correspondientes, la tabla 72 muestra los resultados con los cuales se concluye que el edificio tiende al colapso debido a que no presenta ductilidad de reserva.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.3 Conclusiones

Los factores que vulnerabilizan el desempeño estructural de una edificación frente a un evento sísmico son:

- La estructura presenta una configuración estructural inadecuada, lo que deriva irregularidades en planta, que presentan torsiones excesivas durante un sismo. En el presente estudio, se presenta una configuración estructural adecuada, manteniendo una simetría en todos los pisos de la estructura, asimismo se presenta una continuidad en las columnas lo que origina una distribución uniforme de rigidez lateral, disminuyendo desplazamientos diferenciales y, por ende, efectos torsionales.
- La composición o calidad de los materiales usados en la construcción no es la adecuada, las mezclas de concreto con composiciones incorrectas o dimensiones de acero inadecuadas producen una reducción en la resistencia estructural, además provoca pérdidas de ductilidad y capacidad de deformación, lo que podría generar fallas estructurales. Este análisis se basó de datos teóricos de dosificación y reforzamiento de los materiales, por lo cual no se tiene una precisión empírica,

pero dichos datos proporcionan una aproximación razonable a las condiciones reales de los materiales.

- Una estructura con una cimentación inadecuada y asentada en un tipo de suelo desfavorable tiende a experimentar asentamientos diferenciales lo que provoca deformaciones irregulares, daños en elementos de mampostería, sobrecarga de esfuerzos en columnas asentadas, entre otros; para el objeto de estudio, al igual que el punto anterior, se parte de datos teóricos, con los cuales se determina un uso de suelo de mejoramiento para el asentamiento de las zapatas, que en este caso, corresponden a zapatas continuas, esto es comprensible debido a que existe una alineación continua, lo que, mediante este tipo de zapatas, permite la distribución equitativa de cargas al suelo. Se logró simular la interacción suelo-estructura con el uso de resortes y el módulo de balasto del suelo de mejoramiento, obteniendo así resultados aproximados al desempeño real de la estructura.

La filosofía de diseño sismorresistente busca salvaguardar la vida de los ocupantes de las infraestructuras ante un evento telúrico catastrófico, asegurando que las estructuras no alcancen el colapso. En base a la evaluación del desempeño sísmico de la estructura bajo parámetros de magnitudes de amenaza sísmica y propiedades constitutivas de los materiales y elementos estructurales por medio de los programas ETABS y SAP 2000 se logró determinar el desempeño que posee el edificio de 5 pisos ubicado en la zona céntrica de la ciudad de Machala ante sismos de diferente periodo de retorno, definiendo de este modo, que la estructura cumplió con el objetivo esperado para un edificio de uso habitacional frente a las diferentes demandas. Una vez realizadas las simulaciones se llegó a las siguientes conclusiones:

- Para el sismo frecuente, con un período de retorno de 72 años, se obtuvo un factor de sobrerresistencia de $\Omega = 12.03$ en la dirección X y $\Omega = 13.73$ en la dirección Y, lo que evidencia que la edificación cuenta con una alta capacidad de resistir cargas sísmicas en ambas direcciones. Asimismo, presenta una ductilidad de reserva de $\mu = 3.84$ en la dirección X y $\mu = 4.34$ en la dirección Y, lo que indica que la estructura posee suficiente capacidad de deformación antes de alcanzar su límite de resistencia. Adicionalmente, el factor de reducción sísmico calculado es $R = 7.173$ en la dirección X y $R = 8.065$ en la dirección Y, lo que sugiere que se ha

considerado una mayor capacidad de disipación de energía de la que realmente posee la estructura en ambas direcciones.

- Para el sismo ocasional, con un período de retorno de 225 años, se obtuvo un factor de sobrerresistencia de $\Omega = 12.03$ en X y $\Omega = 13.73$ en Y, confirmando que la edificación tiene una alta capacidad para resistir demandas sísmicas. En cuanto a la ductilidad de reserva, los valores obtenidos fueron $\mu = 3.19$ en X y $\mu = 2.37$ en Y, lo que indica que en la dirección X la estructura aún dispone de margen suficiente antes de fallar; sin embargo, en la dirección Y, la ductilidad disponible es menor al 50% de la requerida, lo que sugiere la necesidad de reforzar la estructura en esta dirección. Además, el factor de reducción sísmico es $R = 7.159$ en X y $R = 8.065$ en Y, lo que implica que se ha asumido una mayor capacidad de disipación de energía de la que realmente posee la edificación.
- Para el sismo raro, con un período de retorno de 475 años, los valores obtenidos del factor de sobrerresistencia fueron $\Omega = 12.03$ en X y $\Omega = 13.73$ en Y, lo que ratifica que la edificación es estructuralmente resistente. Sin embargo, la ductilidad de reserva calculada fue $\mu = 0.84$ en X y $\mu = 1.19$ en Y, lo que implica que la capacidad de deformación es insuficiente para soportar un evento sísmico de esta magnitud en ambas direcciones. Ante esta condición, se recomienda reforzar la estructura para mejorar su desempeño sísmico. En cuanto al factor de reducción sísmico, se obtuvo $R = 7.173$ en X y $R = 8.065$ en Y, lo que sugiere que la disipación de energía considerada en el diseño es superior a la que la estructura realmente puede desarrollar.
- Para el sismo muy raro, con un período de retorno de 2500 años, el factor de sobrerresistencia se mantiene en $\Omega = 12.03$ en X y $\Omega = 13.73$ en Y, lo que significa que la edificación tiene la capacidad de resistir fuerzas sísmicas superiores a las del diseño. Sin embargo, los valores obtenidos para la ductilidad de reserva fueron $\mu = -0.70$ en X y $\mu = -1.81$ en Y, lo que indica que la estructura ha alcanzado el colapso en ambas direcciones. Asimismo, el factor de reducción sísmico obtenido fue $R = 6.844$ en X y $R = 5.024$ en Y, evidenciando que la disipación de energía real de la edificación es menor que la asumida en el diseño estructural.

Mediante el análisis estático no lineal realizado a la edificación de cinco pisos de altura ubicada en la zona céntrica de la ciudad de Machala se logró obtener resultados con los cuales se ha demostrado lo siguiente:

- Para un sismo frecuente, el punto de desempeño se encuentre en la categoría inmediatamente ocupacional, por lo cual se ha determinado que el desempeño de la estructura es óptimo en ambas direcciones, ya que la estructura no presentará graves daños en sus elementos.
- Para un sismo ocasional, el punto de desempeño para la dirección X cruza el rango de inmediatamente ocupacional, integrándose así a la categoría Life Safe (Seguro de vida) la cual demuestra que la estructura presentará daños en elementos de mampostería y elementos estructurales sin que estos lleguen a provocar factores de riesgo para la vida de los ocupantes del edificio, para la dirección Y el punto de desempeño se encuentra en la categoría inmediatamente ocupacional, por lo que el edificio no presentará daños graves en sus elementos y será óptimo para su uso inmediato.
- Para sismo de diseño (Sismo raro), para la dirección X, el punto de desempeño se encuentra en la categoría Collapse Prevention (Prevención de Colapso), lo cual implica que los elementos estructurales recibirán daños severos, los cuales mantendrán en pie a la estructura, pero implementa la necesidad de una evaluación estructural de los elementos para determinar la magnitud de los daños, incumpliendo así con la filosofía de diseño sísmico, para la dirección Y, el punto de desempeño se encuentra en la categoría Life Safe, este desempeño es lo esperado por la filosofía antes nombrada, ya que la estructura a pesar de los daños en sus elementos estructurales, estos no tienen la gravedad para significar una tendencia al colapso, salvaguardando así la vida de los ocupantes del inmueble.
- Para sismo muy raro, tanto en la dirección X como en Y el punto de desempeño entra en la categoría de colapso, por lo cual la estructura no tendrá la capacidad de resistir las fuerzas provocadas por dicho sismo, encontrándose con fallos en los elementos estructurales culminando con la destrucción de la edificación.

5.2 Recomendaciones

- Como se mencionó anteriormente, para el análisis de los elementos estructurales y cimentación de la estructura se comenzó con datos teóricos plasmados en planos y especificaciones técnicas, con lo que se logró llegar a una aproximación del desempeño de la estructura, sin embargo se recomienda la comprobación de dichos datos, ya sea mediante ensayos destructivos o no destructivos, para lograr obtener un resultado aún más cercano a la precisión empírica de cómo reaccionará la estructura bajo fuerzas sísmicas.
- Se recomienda que el análisis sísmico realizado en la estructura se lo realice con el factor de reducción sísmica calculada y mostrada en los resultados, esto ejemplificará de mejor manera la capacidad de la estructura de disipar energía provocada por eventos sísmicos.
- Los resultados obtenidos en el presente trabajo de titulación pueden ser utilizados como fundamento para aplicar métodos de refuerzo estructural considerando la dirección más crítica, sugiriendo así, optar por refuerzos estructurales en dicha dirección.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 318S-14. (2014).

Adrián, G. C. A., André, P. C. A., & Oswaldo, L. R. C. (2023). Análisis no lineal estático (pushover) de marcos especiales a momento compuestos (c-smf). *Revista Ciencia y Construcción*, 4(2), 26–37. <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/201>

Agurto-Detzel, H., Font, Y., Charvis, P., Régnier, M., Rietbrock, A., Ambrois, D., Paulatto, M., Alvarado, A., Beck, S., Courboulex, F., De Barros, L., Deschamps, A., Hernandez, M. J., Hernandez, S., Hoskins, M., León-Ríos, S., Lynner, C., Meltzer, A., Mercerat, E. D., ... Soto-Cordero, L. (2019). Ridge subduction and afterslip control aftershock distribution of the 2016 Mw 7.8 Ecuador earthquake. *Earth and Planetary Science Letters*, 520, 63–76. <https://doi.org/10.1016/j.epsl.2019.05.029>

Arana, J. M. V., & Paucar, L. C. (2023). Estimación de demandas sísmicas usando diferentes patrones básicos de distribución de carga en análisis estático no lineal. *INGENIERÍA INVESTIGA*, 5. <https://doi.org/10.47796/ING.V5I0.724>

Argueta Contreras, L. A. (2004). Análisis interacción suelo-estructura: un método refinado. <https://repositorio.uvg.edu.gt/xmlui/handle/123456789/505>

Bañuelos-García, F. H., Gustavo, A., Milián, A., & Escamilla García, M. A. (2023). Una aproximación de la curva de capacidad dinámica y su aplicación a la evaluación sísmica de

- estructuras. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 110(110), 1–18.
<https://doi.org/10.18867/RIS.110.620>
- Barreto, N. M. G. (2023). Evaluation of Structural performance using Nonlinear Static Analysis applied in an infrastructure. *Revista Ingeniería de Construcción*, 38(1), 239–254.
<https://doi.org/10.7764/RIC.00066.21>
- Bruhns, O. T. (2020). Large deformation plasticity. *Acta Mechanica Sinica* 2021 36:2, 36(2), 472–492. <https://doi.org/10.1007/S10409-020-00926-7>
- Budi Hartono, M., Ratnaningsih, A., & Junita Koesoemawati, D. (2020). Analysis of Defficiencies in Building Structure as a Contributing Factor to Building Failure. *International Journal of Sciences: Basic and Applied Research (IJSBAR) International Journal of Sciences: Basic and Applied Research*, 49(1), 62–73.
<http://gssrr.org/index.php?journal=JournalOfBasicAndApplied>
- Cajamarca-Zuniga, D., Kabantsev, O. V., & Marin, C. (2022a). Macro seismic intensity-based catalogue of earthquakes in Ecuador. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 18(2), 161–171. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-2-161-171>
- Cajamarca-Zuniga, D., Kabantsev, O. V., & Marin, C. (2022b). Macro seismic intensity-based catalogue of earthquakes in Ecuador. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 18(2), 161–171. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-2-161-171>
- Catálogos Sísmicos - Instituto Geofísico - EPN. (2020). <https://www.igepn.edu.ec/catalogos-sismicos>
- Criado-Rodríguez, D. M., Pacheco-Vergel, W. A., & Afanador-García, N. (2020). Vulnerabilidad sísmica de centros poblados: estudio de caso. *Revista Ingenio*, 17(1), 43–48.
<https://doi.org/10.22463/2011642x.2441>
- Documento Básico SE-C. (2019). Ministerio de Fomento Seguridad estructural Cimientos.
- Elmoulat, M., Brahim, L. A., Elmahsani, A., Abdelouafi, A., & Mastere, M. (2021). Mass movements susceptibility mapping by using heuristic approach. Case study: province of Tétouan (North of Morocco). *Geoenvironmental Disasters*, 8(1), 1–19.
<https://doi.org/10.1186/S40677-021-00192-0>
- Erazo^a, K. (2020). Análisis probabilístico de peligro sísmico y terremoto de diseño para Santiago-República Dominicana. *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones*, 3(1), 7–30.
<https://doi.org/10.22206/CYAP.2020.V3I1.PP7-30>
- Fema. (2000). FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY FEMA 356 / November 2000 PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS.
- Fema. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440 FEMA nehrp.
- Fernández, G. V., & Pérez, S. P. M. (2019). Evaluación del desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal, vivienda-comercio Miura Grill, Chiclayo. *INGENIERÍA: Ciencia, Tecnología e Innovación*, 6(2), 39–56. <https://doi.org/10.26495/ICTI.V6I2.1185>

- Flores Vega, E. M. (2021). Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No lineal Pushover: Estudio de caso. *Journal Boliviano de Ciencias*, 17(50), 56–90. <https://doi.org/10.52428/20758944.v17i50.20>
- Gamal Abd-Elhamid, S., Mohamed, R., Ebrahim El-Tahawy, G., Nour, M., & Fayed, E.-D. (2020). Dynamic Behavior of Multi-Story Concrete Buildings Based on Non-Linear Pushover & Time History Analyses. *Advances in Science, Technology and Engineering Systems*, 5(2), 143–153. <https://doi.org/10.25046/aj050219>
- Guzmán, R. C., Pablo, J., Levy, C., Alberto, L., & Terán, J. (2022). Evaluación de los objetivos de desempeño sísmico alcanzados bajo los requerimientos de la guía boliviana de diseño sísmico 2020, en el diseño de edificaciones de hormigón armado para el departamento de Cochabamba, Bolivia: Avaliação dos objetivos de desempenho sísmico alcançados sob as exigências do guia de projeto sísmico boliviano 2020, no projeto de edificios de concreto armado para o departamento de Cochabamba, Bolívia. *Brazilian Journal of Development*, 8(9), 63426–63444. <https://doi.org/10.34117/BJDV8N9-200>
- Hassaine, T., Xu, B., Huang, Y., Nour, A., Mohammed El-Amine Bourdim, S., & Issam Eddine Terki Hassaine, M. (2023). Evaluation of the Seismic Behavior of RC Buildings through the Direct Modeling of Masonry Infill Walls. *Buildings*, 13(7), 1576–1584. <https://doi.org/10.3390/BUILDINGS13071576>
- Hosseinzadeh, Y., & Alimohammadi, A. (2020). Study of the Behavior of Beam-to-Column Moment Connections with Tapered Beams. *Iranian Journal of Science and Technology - Transactions of Civil Engineering*, 44(1), 289–298. <https://doi.org/10.1007/S40996-020-00369-X/METRICS>
- Isotta, E., Peng, W., Balodhi, A., & Zevalkink, A. (2023). Elastic Moduli: a Tool for Understanding Chemical Bonding and Thermal Transport in Thermoelectric Materials. *Angewandte Chemie*, 135(12). <https://doi.org/10.1002/ANGE.202213649>
- José, I., & Orellana, R. (2023). INSTITUTO GEOFÍSICO ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL. www.igepn.edu.ec
- Keshava Murthy, M., & L K, A. (2019). Nonlinear Static Pushover Analysis of Medium Rise and High-Rise Building. *International Journal of Scientific Research in Science and Technology*, 6(3), 255–261. <https://doi.org/10.32628/IJSRST1196337>
- Krtinić, N., Gams, M., & Marinković, M. (2023). Pushover analysis of confined masonry walls using equivalent diagonal strut models. *2CroCEE*, 588–599. <https://doi.org/10.5592/CO/2CROCEE.2023.30>
- Martínez Reyes, V., & Nungaray Pérez, C. (2019). Evaluación del desempeño sísmico de edificaciones compuestas de marcos rígidos de acero en zonas hondureñas de alto peligro sísmico. *Informes de La Construcción*, 71(556), 314–324. <https://doi.org/10.3989/IC.64333>
- Medina, R., Music, J., Medina, R., & Music, J. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. *Obras y Proyectos*, 23, 63–77. <https://doi.org/10.4067/S0718-28132018000100063>

- Nageswari Bagu, R., & Sanagapalli, G. (2023). Nonlinear Pushover Analysis of Multi-Storeyed Structure Using ETABS Software. *International Journal of Research Publication and Reviews Journal*, 4, 4186–4190. <https://doi.org/10.55248/gengpi.4.423.37763>
- NEC - SE - CG. (2015). CARGAS (NO SÍSMICAS).
- NEC-SE-DS. (2015). NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sísmo resistente. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/5.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-4.pdf>
- NEC-SE-GC. (2015). NEC-SE-GC:GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES.
- Opawole, A., Alao, O. O., Yusuf, A. O., Adu, E. T., & Ofoetan, M. A. (2022). Evaluation of compliance of concreting materials to standards in building projects in Lagos State, Nigeria. *Journal of Construction Business and Management*, 5(2), 1–19. <https://doi.org/10.15641/JCBM.5.2.1182>
- Ortiz-Hernández, E., Chunga, K., Toulkeridis, T., & Pastor, J. L. (2022). Soil Liquefaction and Other Seismic-Associated Phenomena in the City of Chone during the 2016 Earthquake of Coastal Ecuador. *Applied Sciences (Switzerland)*, 12(15). <https://doi.org/10.3390/app12157867>
- Pablo Guaraca Tenesaca, P., Eloy Pantoja Aguacondo, D., Eduardo Zambrano Zambrano, W., & Carlos Berru Cabrera, J. (2017). Análisis de velocidades de ondas de corte y periodos de vibración del suelo. Parroquia Jubones. Ciudad de Machala. *Conference Proceedings (Machala)*, 1(1). <https://investigacion.utmachala.edu.ec/proceedings/index.php/utmach/article/view/138>
- Páez Espinosa, E., Andrés, C., & Vargas, P. (2018). Determinación de la carga permanente correspondiente a distintos tipos de mamposterías en edificaciones de vivienda.
- Paredes Calderon, E. S. (2020). Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de 14 niveles mediante análisis estático no lineal “pushover”, Trujillo 2020. Universidad Privada Del Norte. <https://repositorio.upn.edu.pe/handle/11537/24472>
- PDOT. (2019). PLAN DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL CANTÓN MACHALA.
- PDOT EL Oro. (2021). PLAN DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL DE LA PROVINCIA DE EL ORO PLAN DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL DE LA PROVINCIA DE EL ORO Pagina 1. <https://www.eloro.gob.ec/>
- Putri, A., Herdinata, S. H., Credidi Septino Khala, C., & Lhara Sari, O. (2022). Analisis Kinerja Seismik Struktur 10 Lantai Beton Bertulang dengan Metode Pushover Analysis. *Indonesian Journal Of Civil Engineering Education*, 8(1), 15–22. <https://doi.org/10.20961/IJCEE.V8I1.68037>
- Quinde Martínez, P., & Angulo, E. R. (2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca. *Ingeniería Sísmica*, 94, 1–26.
- Requena-Garcia-Cruz, M. V., Morales-Esteban, A., & Durand-Neyra, P. (2021). Optimal ductility enhancement of RC framed buildings considering different non-invasive retrofitting techniques. *Engineering Structures*, 242. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112572>

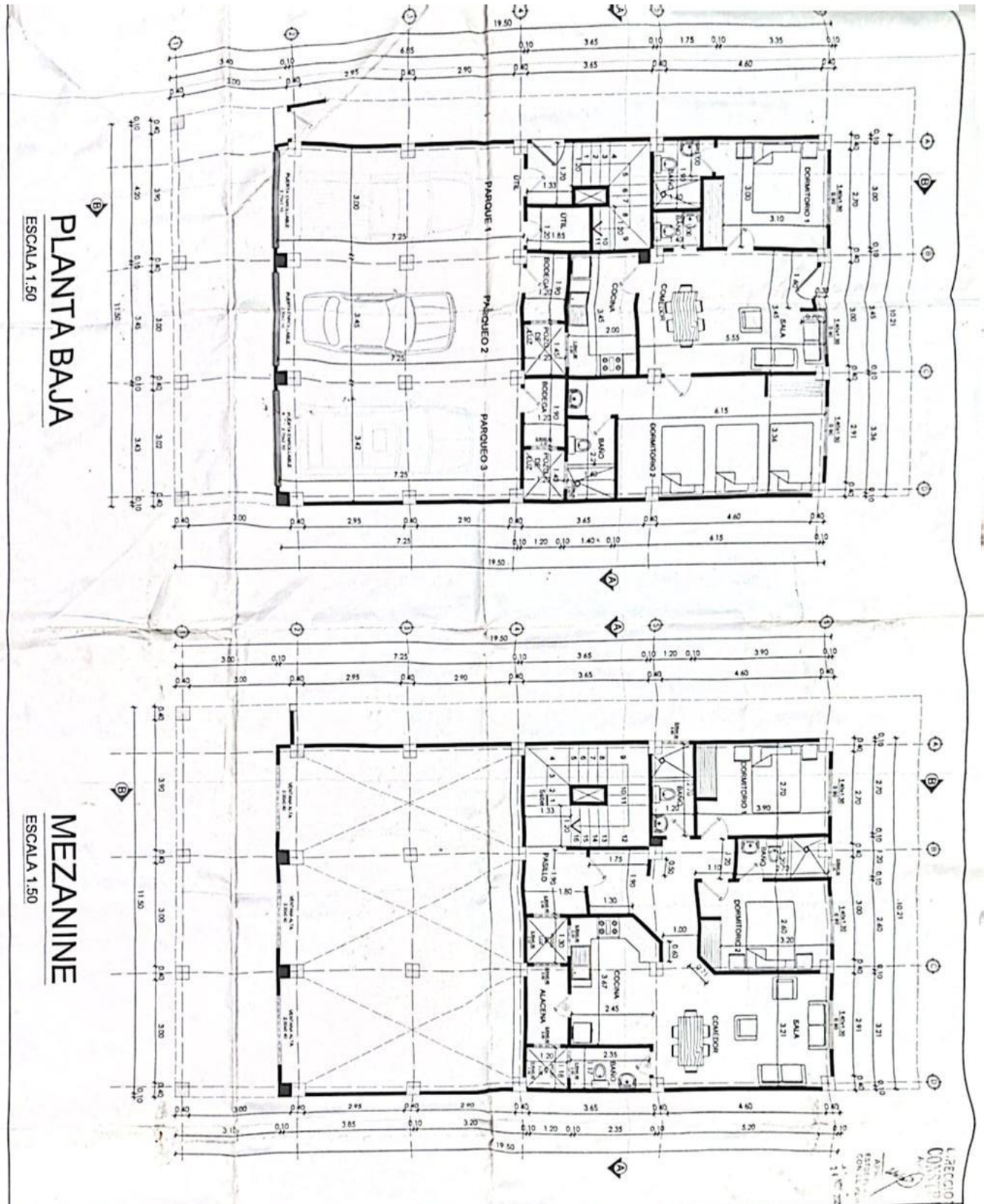
- Rodríguez Alarcón, M. N. (2020). Sismo en la periferia: Vulnerabilidad frente al evento telúrico del año 1684 en Cumaná. *Temas Americanistas*, 44, 70–97. <https://doi.org/10.12795/Temas-Americanistas.2020.i44.03>
- Sánchez, B. L. L., Ruales, J. A. S., Córdova, C. F. F., & Suarez, E. S. V. (2024). Nonlinear static analysis (push over) with seismic isolators in the workshops of the Technical University of Ambato. *Ciencia Digital*, 8(1), 75–98. <https://doi.org/10.33262/cienciadigital.v8i1.2836>
- Shepherd, B., & Zirakian, T. (2023). Experimental Study and Fragility Analysis of Effective-Length Factors in Column Buckling. *Journal of Building Material Science*, 5(1), 9–16. <https://doi.org/10.30564/jbms.v5i1.5432>
- Trujillo, C. P., Ospina Lopez, R., Parra Lara, H., & Sc, M. (2010). Los terremotos: una amenaza latente. *Scientia et Technica*, 16(45), 303–308. <https://www.redalyc.org/pdf/849/84917249056.pdf>
- Vega, E. M. F. (2021). Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No lineal Pushover: Estudio de caso. *Journal Boliviano de Ciencias*, 17(50), 56–90. <https://doi.org/10.52428/20758944.V17I50.20>
- Vidal, J., & Granda, T. (2018). Estructura de cuencas intramontañosas del sur del Ecuador en relación con la tectónica de la cordillera de los Andes a partir de datos geofísicos Tesis doctoral 2018. <http://hdl.handle.net/10481/51634>
- Viera Arroba, L. P., Quizanga Martínez, D. M., Andino Carranco, J. L., Viera Arroba, L. P., Quizanga Martínez, D. M., & Andino Carranco, J. L. (2020). Análisis estático no lineal de edificios aporticados de hormigón armado aplicando normativa ecuatoriana, colombiana y peruana. *FIGEMPA: Investigación y Desarrollo*, 9(1), 72–78. <https://doi.org/10.29166/REVFIG.V1I1.2186>
- Zhigue, Z., & Oswaldo, L. (2016). Velocidades de ondas de corte y periodos de vibración del suelo en la parroquia Machala de la ciudad de Machala.
- Zihni, M., Suwondo, R., & Suangga, M. (2023). Pushover analysis of multi-storey concrete structures. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 1169(1), 1205–1230. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1169/1/012005>

ANEXOS

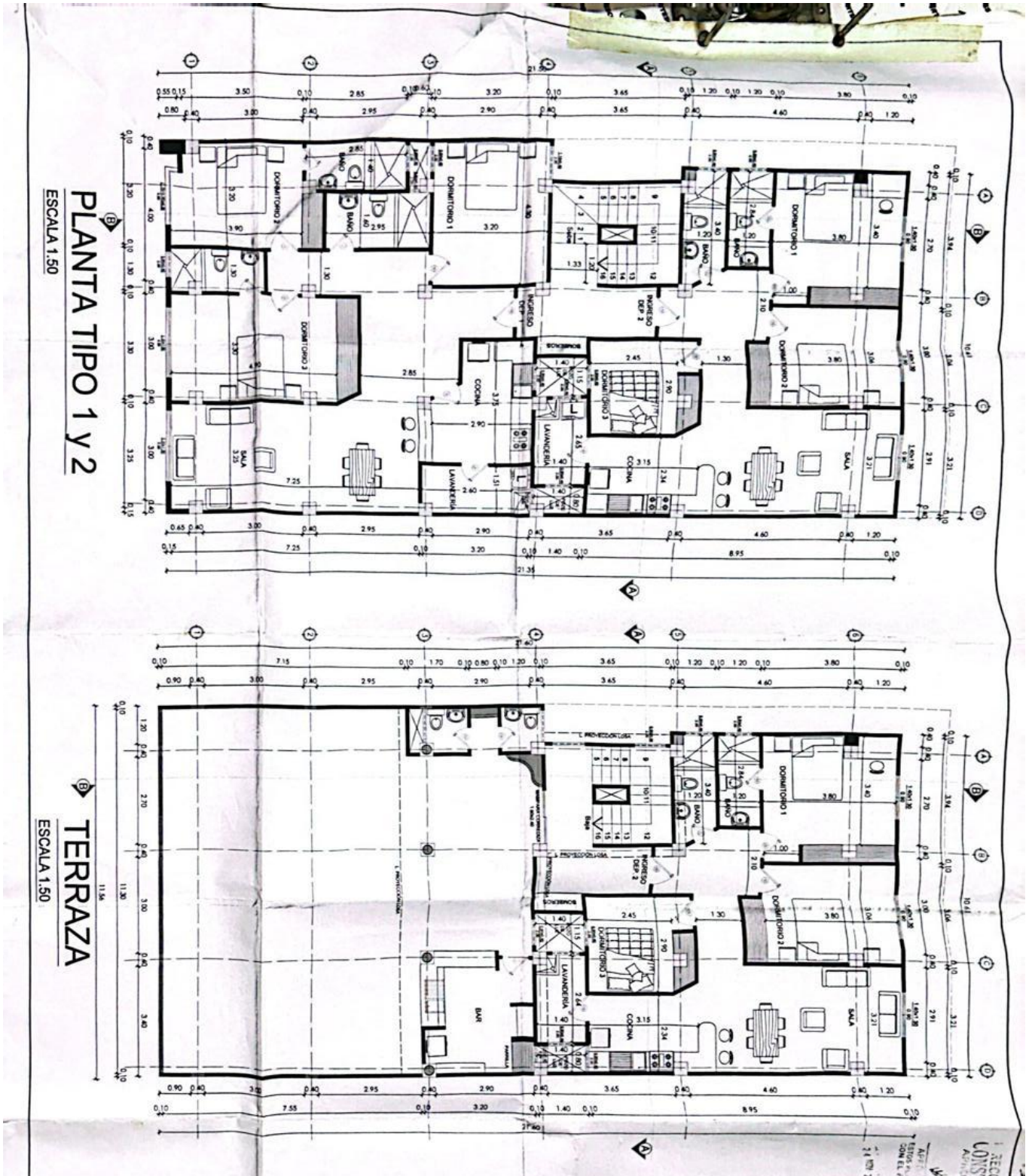
Anexo 1. Visita de campo – verificación de dimensiones en elementos estructurales



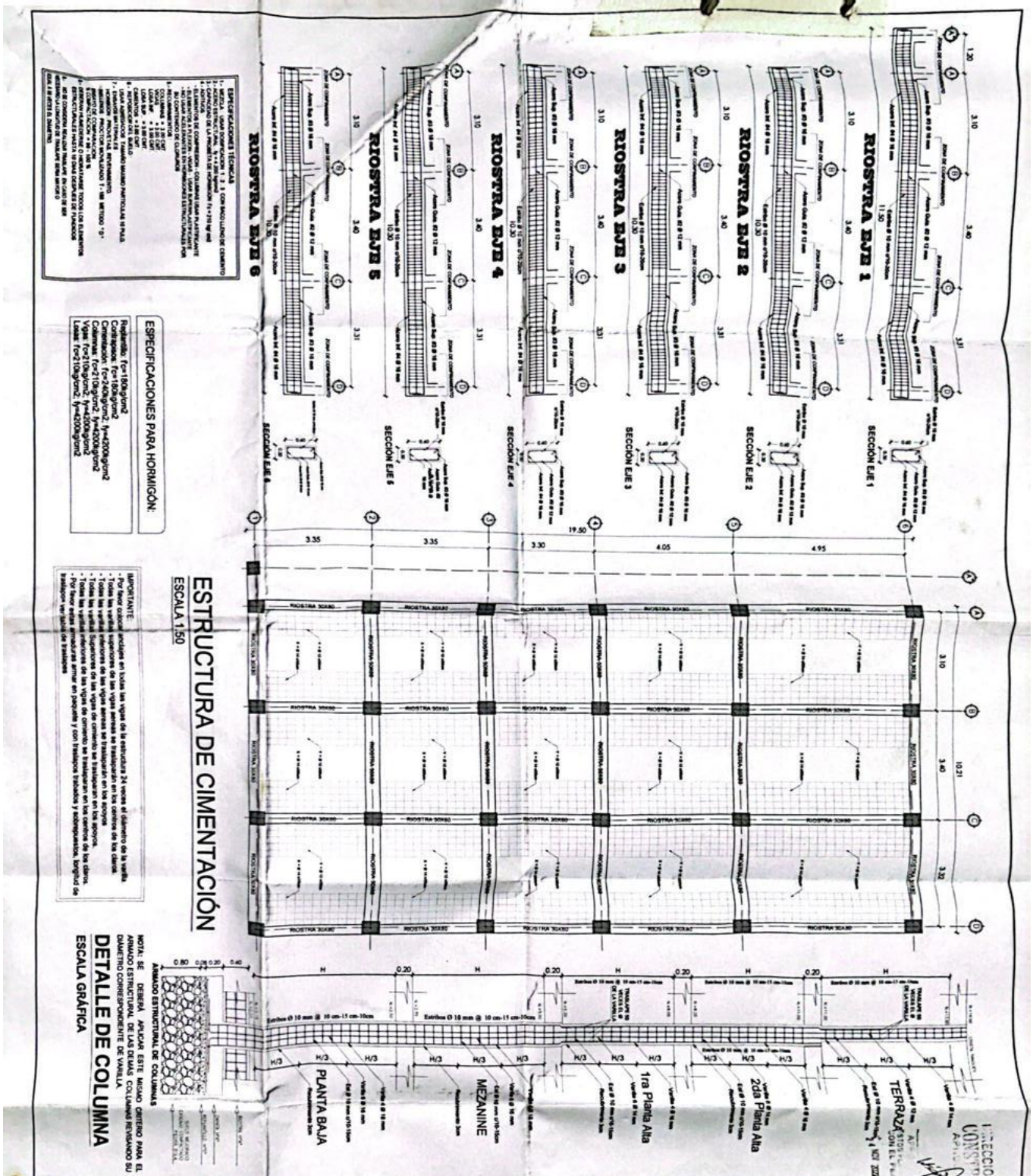
Anexo 3. Planos arquitectónicos – Planta Baja y Mezanine



Anexo 3. Planos arquitectónicos – Planta alta 1, Planta alta 2 y Terraza



Anexo 4. Planos estructurales – Cimentación y columnas



Anexo 5. Planos estructurales – Losa y vigas

