



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de marcos especiales a momentos
en edificaciones**

**OCHOA COBOS JIM MARCELO
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2025**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de marcos especiales a
momentos en edificaciones**

**OCHOA COBOS JIM MARCELO
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2025**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTOS TÉCNICOS

**Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de marcos especiales a
momentos en edificaciones**

**OCHOA COBOS JIM MARCELO
INGENIERO CIVIL**

AÑAZCO CAMPOVERDE PAUL ANDRE

**MACHALA
2025**

Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de pórticos a momento en edificaciones

3%
Textos sospechosos



3% Similitudes < 1% similitudes entre comillas < 1% entre las fuentes mencionadas

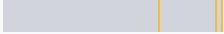
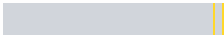
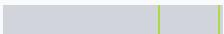
0% Idiomas no reconocidos

Nombre del documento: Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de porticos a momento en edificaciones - Ochoa Jim.pdf ID del documento: 1f6d6ee5e0e3828bae3b16c5476bb773faaf4eb1 Tamaño del documento original: 2,12 MB Autor: Jim Ochoa	Depositante: Añazco Campoverde Paúl André Fecha de depósito: 24/7/2025 Tipo de carga: interface fecha de fin de análisis: 24/7/2025	Número de palabras: 27.123 Número de caracteres: 174.490
--	--	---

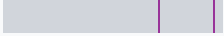
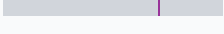


Fuentes de similitudes

Fuentes principales detectadas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	 repositorio.utmachala.edu.ec https://repositorio.utmachala.edu.ec/bitstream/48000/18700/1/ECFIC-2022-IC-DE00027.pdf	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (134 palabras)
2	 ROMERO - RUIZ.pdf ROMERO - RUIZ #1450d1 Viene de de mi grupo 5 fuentes similares	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (75 palabras)
3	 doi.org https://doi.org/10.56048/mqr20225.7.3.2023.1915-1929 2 fuentes similares	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (54 palabras)
4	 repositorio.utmachala.edu.ec https://repositorio.utmachala.edu.ec/bitstream/48000/23552/1/Trabajo_Titulacion_3565.pdf 5 fuentes similares	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (57 palabras)
5	 TESIS DE TITULACIÓN - Espinoza Randy - 10mo. A.docx TESIS DE TITUL... #f7c404 Viene de de mi grupo 6 fuentes similares	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (51 palabras)

Fuentes con similitudes fortuitas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	 201.159.223.180 http://201.159.223.180/bitstream/3317/13842/1/T-UCSG-PRE-ING-IC-319.pdf	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (33 palabras)
2	 Documento de otro usuario #39c229 Viene de de otro grupo	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (31 palabras)
3	 doi.org COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS IRREGULARES EN PLANTA CO... https://doi.org/10.15517/ri.v34i2.55859	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (25 palabras)
4	 Documento de otro usuario #3b5ad3 Viene de de otro grupo	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (33 palabras)
5	 repositorio.utmachala.edu.ec https://repositorio.utmachala.edu.ec/bitstream/48000/17841/1/ECFIC-2021-IC-DE00043.pdf	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (31 palabras)

Fuentes mencionadas (sin similitudes detectadas)

 Estas fuentes han sido citadas en el documento sin encontrar similitudes.

1	 https://doi.org/https://doi.org/10.33936/riemat.v6i1.3687
2	 https://doi.org/10.18867/ris.107.603
3	 https://doi.org/http://dx.doi.org/10.4067/S0718-33052022000300513
4	 https://doi.org/10.33333/rp.vol52n1.10
5	 https://doi.org/https://doi.org/10.15446/dyna.v88n216.87946

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

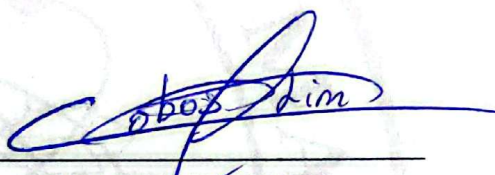
El que suscribe, OCHOA COBOS JIM MARCELO, en calidad de autor del siguiente trabajo escrito titulado Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de marcos especiales a momentos en edificaciones, otorga a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución 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.



OCHOA COBOS JIM MARCELO

0705810588

DEDICATORIA

A mi esposa, Betzy Valarezo por ser mi compañera incondicional, por su paciencia, amor y apoyo constante durante este duro camino, por apoyarme en momentos difíciles, aconsejarme y alentarme a nunca rendirme.

A mi hija, Doménica Ochoa por ser la niña de mis ojos y ser la luz que me impulsa y motiva a ser mejor cada día. Este logro es para ti para que veas que todo se hace realidad con esfuerzo y dedicación.

A mis suegros que fueron mis segundos padres, quienes me tendieron la mano y me apoyaron en todo momento.

A mis padres, quienes, aunque no siempre comprendieron o respaldaron mis decisiones, me dieron la vida y me forjaron carácter suficiente como para afrontar los problemas solo, a ustedes también les debo este logro.

A mis hermanas, por estar presentes a su manera y brindarme palabras de ánimo cuando más lo necesitaba.

A Dios, porque guio mi camino, me dio fortaleza y sabiduría.

Ochoa Cobos Jim Marcelo

AGRADECIMIENTO

Agradezco en primer lugar a mi familia, en especial a mi esposa e hija, padres, hermanas que desde su lugar y a su manera, han sido parte de este proceso, gracias por acompañarme en momentos difíciles, por comprenderme y enseñarme a nunca rendirme.

Agradezco sinceramente a mi tutor al Ing. Paul André Añazco Campoverde, por su guía, paciencia y compromiso durante el desarrollo de este trabajo de titulación Su orientación ha sido esencial para superar dudas y mantenerme enfocado en mis objetivos. Su aporte ha sido fundamental en todo el proceso.

Finalmente extendiendo mi agradecimiento a la Universidad Técnica de Machala y a sus docentes por brindarme el espacio académico y formativo que me permitió crecer como profesional y como persona

Ochoa Cobos Jim Marcelo

RESUMEN

En el presente trabajo de titulación se evalúa la vulnerabilidad sísmica en una edificación con pórticos a momentos en la ciudad de Machala basándose en metodologías cualitativas como la FEMA P-154, la metodología NEC 2015 y la metodología cuantitativa basada en el análisis estático no lineal (PUSHOVER).

La edificación en estudio según la evaluación visual dio como resultado que la edificación no requiere un estudio más detallado, debido a que según los puntajes obtenidos en los formularios de evaluación no presenta mayor riesgo la estructura, a diferencia de la evaluación en el análisis estático no lineal donde sus resultados establecen que la estructura en un sismo frecuente se comporta de manera dúctil y tiene buen desempeño, y para los niveles superiores de sismo ya requiere un reforzamiento estructural en cuanto a la ductilidad de la estructura corresponde, sin embargo en cuanto al nivel de desempeño la edificación soportará niveles de sismo hasta el de diseño, y ya para el sismo muy raro la edificación tiende al colapso, estos valores resaltan la importancia de realizar un buen análisis estructural en donde se evalúen los parámetros sísmicos necesarios para prevenir riesgos innecesarios y establecer soluciones inmediatas para controlar el comportamiento de la edificación.

Palabras clave: Análisis estático no lineal, vulnerabilidad sísmica, sismos Edificaciones.

ABSTRACT

This degree project assesses the seismic vulnerability of a moment frame building in the city of Machala based on qualitative methodologies such as FEMA P-154, the NEC 2015 methodology, and the quantitative methodology based on nonlinear static analysis (PUSHOVER).

The visual assessment of the building under study indicated that it does not require further study. This is because the scores obtained from the evaluation forms indicate that the structure does not present a major risk. This is unlike the results of the nonlinear static analysis, which establishes that the structure behaves ductilely and performs well in a frequent earthquake. However, for higher earthquake levels, structural reinforcement is required in terms of the corresponding ductility of the structure. However, in terms of performance, the building will withstand earthquake levels up to the design level. For very rare earthquakes, the building tends to collapse. These values highlight the importance of conducting a thorough structural analysis, assessing the necessary seismic parameters to prevent unnecessary risks and establish immediate solutions to control the building's behavior.

Keywords: Nonlinear static analysis, seismic vulnerability, earthquakes, buildings.

Contenido

INTRODUCCIÓN	12
Importancia del tema	12
Actualidad de la problemática	12
Estructura del trabajo.....	13
1. CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	14
1.1 Línea base del proyecto	14
1.1.1 Población	14
1.1.2 Uso del suelo	14
1.1.3 Ordenamiento territorial Cantón Machala	15
1.1.4 Ubicación, Límites y extensión.....	15
1.1.5 Riesgo sísmico	16
1.2 Descripción del problema.....	17
1.3 Formulación del problema	18
1.4 Delimitación del objeto de estudio	18
1.5 Justificación	19
1.6 Objetivos; general y específicos	20
Objetivo General:	20
Objetivos Específicos:.....	20
2. CAPITULO II MARCO TEÓRICO	20
2.1 Antecedentes Contextuales.....	20
2.1.1 Macro	20
2.1.2 Meso	22
2.1.3 Micro	24
2.2 Antecedentes conceptuales	27
2.2.1 Comportamiento sísmico.....	27
2.2.2 Torsión	27
2.2.3 Sismo.....	27
2.2.4 Pushover	27
2.2.5 Irregularidad en edificaciones	27
2.2.7 Reforzamiento estructural.....	28
2.2.8 Resiliencia estructural	28
2.2.9 NEC 2015	28

2.2.10	Marcos Especiales a momento	28
2.2.11	Análisis estático lineal	28
2.2.12	ISE (Interacción suelo-estructura)	28
2.2.13	Piso blando.....	29
2.2.14	Columna corta.....	29
2.2.15	Derivas de piso.....	29
2.3	Antecedentes Referenciales	29
3.	CAPÍTULO III METODOLOGÍA.....	30
3.1.	Modalidad básica de la investigación	30
3.2.	Tipo de investigación.....	30
3.2.1.	Documental.....	30
3.2.2.	De Campo.....	31
3.2.3.	Descriptiva	31
3.3.	Objeto de estudio	31
3.4.	Descripción de la población y muestra	31
3.5.	Métodos teóricos.....	31
3.5.1.	Selección de la estructura de estudio.....	31
3.5.2.	Caracterización del modelo estructural	32
3.5.3.	Propiedades y dimensiones de los elementos estructurales	32
3.6.	Metodologías de evaluación	35
3.6.1.	FEMA P-154	35
3.6.2.	Metodología NEC.....	39
3.6.3.1.	Dimensiones de elementos estructurales.....	42
3.6.3.2.	Configuración en planta y elevación	42
3.6.3.3.	Cargas aplicadas a la estructura.....	44
3.6.3.3.1.	Carga viva	44
3.6.3.3.2.	Carga muerta	45
3.6.3.4.	Definición de rótulas plásticas.	46
3.6.3.4.1	Diseño de rotulas para columnas.....	46
3.6.3.3.	Cálculo de rotulas para vigas.....	55
3.6.3.5.	Niveles de amenaza sísmica	61
3.6.3.6.	Modelado	62
3.6.3.7.	Chequeos Sísmicos	69

3.6.3.7.1	Cortante basal estático y dinámico.....	69
3.6.3.7.2	Verificación de cortante estático y dinámico en el eje “X”	69
3.6.3.7.3.	Verificación de cortante estático y dinámico en el eje “Y”	71
3.6.3.7.4	Control de Torsión.....	72
3.6.3.7.5	Control de Derivas.....	73
3.6.3.7.5.1	Control de Derivas en X	73
3.6.3.7.5.2	Control de Derivas en Y.....	73
3.6.3.7.6	Deflexiones en los elementos.	73
3.6.3.7.7	Distorsiones de piso	76
3.6.3.7.7.1	Distorsiones de piso en X.....	76
3.6.3.7.7.2	Distorsiones de piso en Y	77
3.6.3.7.8	Verificación de índice de estabilidad.	77
3.6.3.7.9	Verificación de piso blando	79
4.	CAPÍTULO IV ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	81
4.1	Análisis de resultados	81
4.1.1	Inspección Visual Rápida (FEMA P-154)	81
4.1.1	Inspección Visual Rápida (FEMA)	83
4.1.2	Inspección Visual Rápida (NEC)	84
4.1.3	Análisis dinámico espectral	86
4.1.3.1	Espectro de diseño de aceleraciones	86
4.1.3.1	Control del periodo de vibración según la NEC-SE-DS	88
4.1.3.2	Cálculo de desplazamientos.....	90
4.1.3.3	Cálculo de derivas de entrepiso	91
4.1.4	Análisis sísmico estático	94
4.1.4.1	Cálculo de coeficientes sísmicos C y K.	94
4.1.4.2	Fuerzas laterales por piso.	95
4.1.4.3	Diseño de rótulas plásticas.....	96
4.1.5	Análisis estático no lineal (Pushover).....	109
4.1.5.1	Evaluación de la edificación por los distintos niveles de sismo.	111
4.1.5.1.1	Curva Pushover para sismo frecuente.....	114
4.1.5.1.2	Curva Pushover para sismo ocasional	116
4.1.5.1.3	Curva Pushover para sismo raro.....	119
4.1.5.1.4	Curva Pushover para sismo muy raro.....	122

4.1.5.5	Espectro demanda/capacidad y punto de desempeño	125
4.1.5.7	Comportamiento no lineal del concreto.....	128
4.1.5.8	Comportamiento no lineal del acero	129
5.	Conclusiones y recomendaciones	130
5.1	Conclusiones	130
5.2	Recomendaciones.....	131
ANEXOS		133

Índice de tablas

Tabla 1. Población del Cantón Machala.	14
Tabla 2. Ocupación del suelo en el cantón Machala	15
Tabla 3. Valores de z según la región sísmica.	17
Tabla 4: Secciones de vigas de la estructura de estudio	33
Tabla 5: Secciones de columnas de la estructura de estudio.....	35
Tabla 6: Rangos de aceleraciones para elección del tipo de formulario	37
Tabla 7: Cargas según la NEC por tipo de ocupación	44
Tabla 8: Cargas según la ocupación del edificio de estudio	45
Tabla 9: Cargas muertas aplicadas a la estructura	46
Tabla 10: Niveles de amenaza sísmica	62
Tabla 11: Ajuste de cortante en sentido "X"	71
Tabla 12: Ajuste de cortante en sentido "Y"	71
Tabla 13: Torsión en los 2 sentidos.....	72
Tabla 14: Índice de estabilidad en X	78
Tabla 15: Índice de estabilidad en Y	79
Tabla 16: Cálculo de valores para verificación de pisos blandos.	80
Tabla 17: Coeficientes de perfil del suelo	87
Tabla 18: Coeficientes para espectro inelástico.....	87
Tabla 19: Periodos fundamentales y participación de masa	88
Tabla 20: Coeficientes para el cálculo del periodo teórico	89
Tabla 21: Control de periodos de la estructura	89
Tabla 22: Desplazamientos máximos de la edificación	90
Tabla 23: Valores de derivas máximos para los pisos	91
Tabla 24: Derivas de piso elástica e inelástica por piso en dirección X	92
Tabla 25: Derivas de piso elástica e inelástica por piso en dirección Y.	93
Tabla 26: Coeficientes para el cálculo de factores como Sa, C y K.....	94
Tabla 27: Coeficientes de K en función de T	95
Tabla 28: Coeficientes para el análisis estático	95
Tabla 29: Calculo de fuerzas laterales por piso en el eje X	95
Tabla 30: Cálculo de fuerzas laterales por piso en el eje Y	96
Tabla 31: Tabla de datos calculados para formación de rótula de viga	100
Tabla 32: Valores de rótula plástica según lo calculado	108
Tabla 33: Tabla de datos calculados para la formación de rótula en columna	108
Tabla 34: Desplazamientos de la estructura	111
Tabla 35: Datos obtenidos en el análisis dinámico	113
Tabla 36: Valor de cortante máximo y factor de sobre resistencia	114
Tabla 37: Ductilidad de la estructura para sismo frecuente en X.....	115
Tabla 38: Ductilidad de la estructura para sismo frecuente en Y.....	116
Tabla 39: Ductilidad de la estructura para sismo ocasional en X	117
Tabla 40: Ductilidad de la estructura para sismo ocasional en Y	119
Tabla 41: Ductilidad de la estructura para sismo raro en X.....	120
Tabla 42: Ductilidad de la estructura para sismo raro en Y	122

Tabla 43: Ductilidad de la estructura para sismo muy raro en X	123
Tabla 44: Ductilidad de la estructura para sismo muy raro en Y	124

Índice de ilustraciones

Ilustración 1. Ubicación del objeto de estudio	16
Ilustración 2. Zonificación sísmica y factor de zona Z	17
Ilustración 3: Edificio daños por grado.....	22
Ilustración 4: Vulnerabilidad según escala de colores en zona de estudio	23
Ilustración 5: Derivas de piso NEC 15 VS E030	26
Ilustración 6: Curva de peligro sísmico de Machala y su intersección a un periodo de retorno de 475 años.	36
Ilustración 7: Formulario metodología FEMA P-154.....	38
Ilustración 8: Formulario según la metodología NEC	40
Ilustración 9: Niveles de desempeño en función del desplazamiento	41
Ilustración 10: Objetivos de desempeño de una edificación ante un sismo.....	42
Ilustración 11: Planta 1era y 2da	43
Ilustración 12: Planta Mezanine	43
Ilustración 13: Planta 3ra.....	43
Ilustración 14: Planta 4ta y 5ta	43
Ilustración 15: Pesos según el espesor de losa	45
Ilustración 16: Parámetros y criterios para análisis no lineal de columnas de concreto	48
Ilustración 17: Parámetros de análisis para rótulas en elementos vigas de concreto	57
Ilustración 18: Ecuación del índice de estabilidad según la NEC-SE-DS.....	78
Ilustración 19: Verificación de piso flexible según la NEC-SE-DS.....	80
Ilustración 20: Estado actual de la edificación (2025)	82
Ilustración 21: Evaluación de edificación a través del formulario de la FEMA P154.....	83
Ilustración 22: Evaluación de edificación a través del formulario de la FEMA P154.....	84
Ilustración 23: Formulario NEC para evaluación de edificaciones según la zona sísmica.	86
Ilustración 24: Curva de peligro sísmico con intersecciones según el nivel de sismo.....	86
Ilustración 25: Gráfica de desplazamientos máximos.....	90
Ilustración 26: Gráfica de desplazamientos máximos.....	91
Ilustración 27: Gráfica de derivas máximas en dirección X.....	92
Ilustración 28: Gráfica de derivas máximas en dirección Y.....	93
Ilustración 29: Captura de programa sacando la cortante gravitacional	98
Ilustración 30: Gráfica de rótula plástica	101
Ilustración 31: Carga axial en la columna de estudio.....	102
Ilustración 32: Cortante extraída del software de modelado	107
Ilustración 33: Gráfica de rótula plástica en columna.....	109
Ilustración 34: Curva de desempeño sísmico, en dirección X.....	110
Ilustración 35: Curva de desempeño sísmico, en dirección Y.....	110
Ilustración 36: Espectros de aceleraciones para distintos niveles de sismo.	111
Ilustración 37: Nivel de desempeño para un sismo frecuente en el eje X	114

Ilustración 38: Nivel de desempeño para un sismo frecuente en el eje Y	115
Ilustración 39: Nivel de desempeño para un sismo ocasional en el eje X	117
Ilustración 40: Nivel de desempeño para un sismo ocasional en el eje Y	118
Ilustración 41: Nivel de desempeño para un sismo raro en el eje X	120
Ilustración 42: Nivel de desempeño para un sismo raro en el eje Y.....	121
Ilustración 43: Nivel de desempeño para un sismo muy raro en el eje X.....	122
Ilustración 44: Nivel de desempeño para un sismo muy raro en el eje Y.....	124
Ilustración 45: Espectro demanda/capacidad y punto de desempeño en el sentido X-X.....	125
Ilustración 46: Espectro demanda capacidad y punto de desempeño en el sentido Y-Y.....	126
Ilustración 47: Formación de rótulas en el sentido X-X	126
Ilustración 48: Formación de rótulas en el sentido Y-Y	127
Ilustración 49: Comportamiento no lineal del concreto	129
Ilustración 50: Gráfica del comportamiento no lineal del acero	130
Ilustración 51: Plano estructural mezanine	133
Ilustración 52: Plano estructural 1ra y 2da planta.....	134
Ilustración 53: Plano estructural 3ra planta.	135
Ilustración 54: Plano estructural 4ta y 5ta planta.	136
Ilustración 55. Plantilla de inspección FEMA P-154 (Moderadamente alta sismicidad).....	138

INTRODUCCIÓN

Importancia del tema

La ciudad de Machala es la capital de la provincia de EL Oro, ciudad que ha presenciado varios eventos sísmicos ocasionando una ola de inseguridad entre los habitantes debido a las catástrofes que han suscitado cobrando un número considerable de vidas humanas. Las estructuras que se han visto más afectadas han sido estructuras convencionales que no han tenido una planificación idónea y acorde a las normativas de la construcción, sin embargo, es importante conocer que las estructuras que cumplen con la normativa también son vulnerables ante estos eventos debido a varios parámetros que entornan a estas construcciones. Es por ello que este trabajo está dirigido al análisis cualitativo y cuantitativo de las construcciones con marcos especiales a momentos con el fin de determinar el desempeño estructural y la respuesta de la edificación ante eventos sísmicos futuros que pueden afectar a dicha construcción.

Actualidad de la problemática

Ecuador debido a su ubicación se encuentra afectado por el movimiento de las placas tectónicas conocidas como la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana, la actividad entre estas placas es la principal causa de los sismos y con el pasar del tiempo esta actividad ha ido en aumento generando incertidumbre en la vida de los ecuatorianos, es por ello que es importante tomar en consideración que los sismos son una amenaza permanente en el Ecuador y pueden causar daños a las infraestructuras y más aún si estas no están construidas de acuerdo a la normativa vigente.

A lo largo de la historia del Ecuador ha sido testigo de sismos que han golpeado al país como el ocurrido en abril del 2016 en Manabí y Esmeraldas, el cuál fue uno de los terremotos más fuertes que se han dado y uno de los que más daño ha causado en ciertos rincones del Ecuador, y otros que se han dado en otras provincias como se puede analizar en el Instituto Geofísico -EPN, donde se registran sismos con intensidades de 3-4 en la escala Macro sísmica europea.(Cunalata & Caiza, 2022)

Estructura del trabajo

El primer capítulo definido como el planteamiento del problema, se destacan los antecedentes del trabajo correspondientes a la línea base del proyecto abarcando la población, uso de suelo, riesgo sísmico etc., además de determinar la descripción y formulación de la problemática a estudiar, teniendo en cuenta las causas y efectos relacionados con el problema central lo que conlleva a delimitar el objeto de estudio el cuál será el protagonista principal en el presente trabajo, culminando con la elaboración de objetivos planteados y destinados a cumplirse en este documento.

Luego se desarrolla el segundo capítulo refiriéndose al marco teórico en donde enmarcan aspectos bibliográficos para la recopilación de información que ayudará al desarrollo del documento presentando antecedentes contextuales en donde se visualizan estudios similares al presente trabajo en un nivel macro, meso y micro, luego se detallan antecedentes conceptuales que ayudará a la revisión de términos no muy comunes para el lector, pero que ayudan a la comprensión de este trabajo y por último se revisan antecedentes referenciales enmarcando estudios que utilizan metodologías similares al tema.

Para el capítulo tres se detalla ya las metodologías que se utilizan para el trabajo destacando principalmente el tipo de investigación si es de campo, documental y descriptiva para luego describir las metodologías con los datos necesarios recopilados para el estudio del objeto que es una edificación de 5 niveles en la ciudad de Machala donde se aplicará la evaluación por metodologías cualitativas y cuantitativa.

En el capítulo cuatro se muestran los datos y resultados obtenidos en el estudio de las metodologías describiendo así las valoraciones en referencia a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en el edificio de 5 niveles en donde se obtienen interpretaciones en función a los resultados obtenidos en el presente capítulo en cuanto al desempeño estructural de la edificación.

1. CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Línea base del proyecto

1.1.1 Población

La población existente en el cantón Machala, según los datos extraídos del INEC, en el año 2010 existían 245128 Habitantes y al año 2022 que se realizó el último censo fue de 306309 Habitantes, de los cuales 288072 comprendían a la zona urbana y 18237 a la zona rural, también se obtuvo que el 50.8% de la población corresponde a mujeres y el 49.2% son hombres. **Ver en**

Tabla 1. Población del Cantón Machala.(PDOT, 2019)

Sexo	Zona Urbana	Zona Rural	Total
Hombre	141731	8972	150703
Mujer	146341	9265	155606
Total	288072	18237	306309

Tabla 1. Población del Cantón Machala.

Fuente: SIN-INEC (2010). Población del cantón Machala

De los datos obtenidos de los censos del 2010 y 2022 se pudo calcular tasa de crecimiento anual mediante la fórmula de la tasa de crecimiento anual compuesta, la cual dio como resultado 1.87% que al proyectarla al presente año 2025 da una estimación de 307274 Habitantes para la ciudad de Machala.

$$TCAC = \left(\frac{P_{final}}{P_{inicial}} \right)^{\frac{1}{t}} - 1$$

Donde:

$P_{inicial}$ = Población del Censo 2010

P_{final} = Población del Censo 2022

t = Número de años

1.1.2 Uso del suelo

Debido a las características del suelo, se conoce que el suelo en Machala varía desde arenoso a arcilloso con una alta concentración de suelos limos-arcillosos, esto se debe a que la ciudad está cerca de la costa por lo tanto presenta un alto nivel freático. La

existencia de estos suelos hace que aumente el riesgo sísmico siendo esto perjudicial para las estructuras, a continuación, se muestra la tabla de ocupación de usos del suelo según el (PDOT) Documento Ejecutivo Para Autoridades Provinciales, 2019) **Ver en Tabla 2.** Ocupación del suelo en el cantón Machala.

Usos de suelo	Área (ha)	Proporción
Manglares	599,32	1,61%
Granjas acuáticas	7745,83	20,78%
Zonas productivas	12254,84	32,87%
Bosques nativos	2904,09	7,79%
Área urbana	5933,81	15,29%
Total, área cantonal	37279,85	100%

Tabla 2. Ocupación del suelo en el cantón Machala

Fuente: PDOT Machala, 2019.GMM 2020

1.1.3 Ordenamiento territorial Cantón Machala

Según el departamento de Dirección y Planificación, el PDOT del Cantón Machala 2019-2030, establece objetivos que prioriza al cumplimiento de los mismos con el fin de garantizar el bien común entre los habitantes, evitando riesgos o amenazas que puedan alterar el ordenamiento público(PDOT, 2019).

Por ende, en todo proceso de construcción como en estructuras con marcos especiales a momento, se destacan con alto interés muchos aspectos en su construcción, como la correcta planificación y diseño en el desarrollo sostenible, sustentable y seguro, con el fin de garantizar, mejorar y generar innovación en cuanto al diseño y construcción de estructuras.

1.1.4 Ubicación, Límites y extensión

La ciudad de Machala situada al suroeste del país es una ciudad costera, capital de la provincia de El Oro, es una de las ciudades más densamente pobladas del país, tiene un terreno aproximado de 37292.38 ha y su área se encuentra distribuida en siete parroquias.

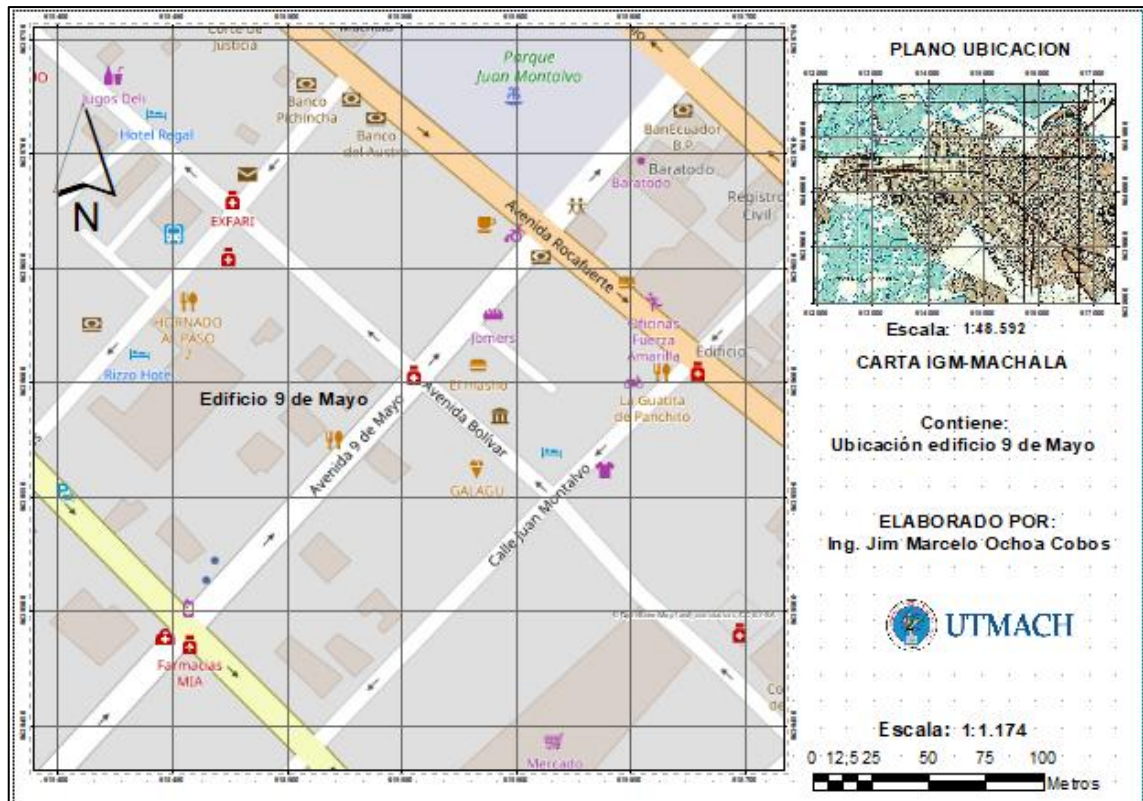


Ilustración 1. Ubicación del objeto de estudio

Fuente: Elaboración propia (2024)

1.1.5 Riesgo sísmico

Conforme a lo presentado por el Ministerio de Desarrollo y Vivienda (MIDUVI 2010) en su capítulo Peligro sísmico con código NEC-SE-DS determina que El Ecuador al ser un País costero, estar entre la zona de colisión de la placa tectónicas de Nazca y la placa continental sudamericana y estar sobre el cinturón de fuego del pacifico la mayor parte del ecuador se encuentra en una zona sísmica alta con excepción del Noreste del Oriente Ecuatoriano que se encuentra en una zona sísmica intermedia. (Velásquez-Espinales & Quiroz-Fernández, 2023) Con esto el cantón Machala se encuentra en una zona sísmica tipo V la cual se caracteriza como una zona de peligro sísmico alta. **Ver en Tabla 3.** Valores de z según la región sísmica.

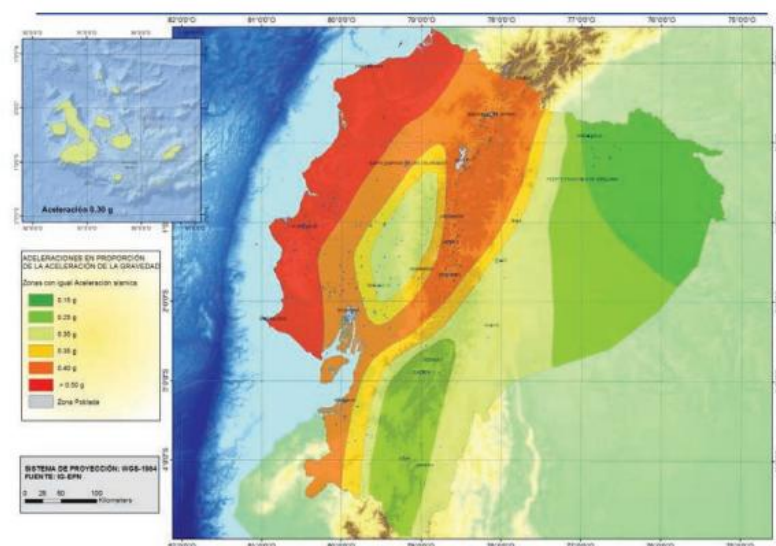


Ilustración 2. Zonificación sísmica y factor de zona Z

Fuente: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (2014).

Región sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Clasificación del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla 3. Valores de z según la región sísmica.

Fuente: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (2014).

Con los datos obtenidos de la tabla luego de haber revisado el lugar en el que se encuentra la ciudad de Machala, se obtiene el valor del factor Z de 0.40G, valor que ayuda a determinar una correcta planificación en el uso del suelo, e implementar estructuras idóneas al lugar.

1.2 Descripción del problema

Gran parte de las construcciones en la ciudad de Machala suelen tener un diseño y construcción no adecuado, ya sea desde el proceso constructivo y manejo de materiales, hasta el incumplimiento de ciertos parámetros que rigen en las normativas y que son dadas por alto en obra.

Ciertas construcciones de la ciudad presentan una obsolescencia estructural que afecta a la seguridad y funcionalidad de la infraestructura, tal es el caso que a veces se debe al tiempo de construcción las cuales al tener un diseño desactualizado a las normativas actuales los hace muy vulnerables ante este tipo de eventos.

La ausencia de mantenimiento a estas estructuras hace que la infraestructura se deteriore y pierda la funcionalidad de los elementos estructurales provocando que estas estructuras sean más vulnerables, a partir de daños menores los cuales se podrían haber solucionado con intervenciones tempranas, sin embargo, resultan con el tiempo costosas e imposibles de solventar los gastos para las reparaciones siendo esta una de las posibles causas por las cuales no se realizan los mantenimientos de las estructuras.

Dicha estructura debido a su nivel de servicio y a su forma geométrica tienen un alto índice de vulnerabilidad ante un evento sísmico, es por ello que se pretende realizar un análisis aplicando metodologías para determinar si el edificio es estructuralmente seguro ante amenazas sísmicas.

1.3 Formulación del problema

Las estructuras en edificaciones construidas en zonas sísmicas representan un riesgo muy significativo para los ocupantes en caso de un evento sísmico, en particular las estructuras que tienen pórticos a momentos las cuales tienden a ser mayormente vulnerables si no están adecuadamente dimensionados o evaluados para soportar estos eventos. Después de analizar la problemática se plantea las siguientes preguntas científicas:

- ¿Cómo se desempeña una edificación con pórticos a momentos ante un evento sísmico en la ciudad de Machala considerando su vulnerabilidad?
- ¿Cuáles son los parámetros que se debe considerar para determinar el cumplimiento y el diseño de acuerdo a la normativa para este tipo de estructuras?
- ¿Qué metodologías pueden ser aplicadas para la correcta evaluación de este tipo de edificaciones?

1.4 Delimitación del objeto de estudio

Como objeto de estudio se pretende realizar la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio en la ciudad de Machala con marcos especiales a momentos, enfocando el

estudio en analizar y evaluar parámetros que permita entender el grado de vulnerabilidad en el que se encuentra la estructura ante fuerzas sísmicas y las medidas necesarias para su mitigación de tal manera que se obtenga información del comportamiento estructural dada la ubicación geográfica del Ecuador en una zona de alta actividad sísmica, siendo así en la zona del edificio que se encuentra en la avenida 9 de Mayo y Bolívar, Machala Ecuador.

1.5 Justificación

La ciudad de Machala, ubicada en la Costa del Ecuador, se encuentra en una zona geológica altamente activa debido a que se encuentra dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico. En este contexto y debido a la alta actividad sísmica se exige que las edificaciones estén preparadas para enfrentar eventos sísmicos extremos.

La ciudad ha experimentado un aumento en su población, por ende, también existe un aumento en la construcción de nuevas edificaciones. Muchas de estas estructuras utilizan sistemas de marcos a momentos, los cuales son conocidos por su capacidad de disipar energía sísmica mediante deformaciones inelásticas controladas. Sin embargo, con el tiempo y el desgaste, estos sistemas pueden mostrar debilidades si no se han diseñado, construido o mantenido adecuadamente.

En eventos pasados, como el terremoto de Pedernales en 2016 se ha demostrado que las infraestructuras en áreas cercanas a la costa pueden sufrir graves daños estructurales y muchas de las edificaciones no han sido evaluadas ni reforzadas para cumplir con los estándares sísmicos actuales, la seguridad de los estudiantes y personal podría verse comprometida.

En algunos casos, las edificaciones podrían no haber sido diseñadas bajo las normativas sísmicas, lo que genera posibles deficiencias en términos de resistencia sísmica. La falta de estudios previos o la ejecución deficiente de la construcción puede ocasionar problemas de deformaciones excesivas, falla de conexiones críticas o uso de materiales de baja calidad que podrían comprometer la integridad de la estructura en un sismo.

El propósito principal de la investigación es garantizar la seguridad de las personas que interactúan diariamente en dicha edificación. Ante un sismo, las fallas estructurales en las

edificaciones pueden resultar en pérdidas humanas y materiales significativas. Realizar un análisis detallado de la vulnerabilidad sísmica permitirá priorizar las intervenciones necesarias y minimizar los riesgos.

La justificación del presente trabajo se fundamenta en analizar en base a metodologías ya conocidas para evaluar el comportamiento de una estructura, consolidando lo aprendido dentro de las aulas, compartiendo información para contribuir a futuros proyectos en la ciudad de Machala, además que servirá para la obtención del título de Ingeniero Civil en la Universidad Técnica de Machala.

1.6 Objetivos; general y específicos

Objetivo General:

Analizar el nivel de vulnerabilidad sísmica en edificaciones con pórticos a momentos mediante el estudio de metodologías que permitan la determinación del desempeño y grado de vulnerabilidad de la estructura.

Objetivos Específicos:

- Identificar parámetros que sirvan para el análisis del comportamiento estructural de un pórtico a momento mediante un registro bibliográfico para la extracción pertinente de la información necesaria.
- Identificar metodologías que sirvan para la evaluación de la vulnerabilidad a través de indicadores que determinen la respuesta de la estructura ante un evento sísmico.
- Analizar los resultados del comportamiento de la estructura debido a las cargas sísmicas permitiendo su respuesta y desempeño estructural para un mejor entendimiento.

2. CAPITULO II MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes Contextuales

2.1.1 Macro

A nivel mundial se han realizado varios estudios analizando la vulnerabilidad en edificaciones siendo esto un tema importante debido al impacto que generan estos eventos en las estructuras, llegando a perder vidas humanas y dejando consecuencias económicas para las poblaciones afectadas, para ello es importante normalizar que toda construcción

ya sea desde viviendas y hasta edificaciones cumplan con normativas de acuerdo a cada país o región.

Es fundamental evaluar una edificación que ya ha sido construida para determinar el nivel de vulnerabilidad y mitigar daños estructurales, para ello existen diversas metodologías que han sido desarrolladas por distintos autores y ya han sido aplicadas para estudios científicos que ayuden a determinar la vulnerabilidad, una de ellas es el índice de vulnerabilidad (RISK-UE) donde establece distintos escenarios de vulnerabilidad en edificaciones de hormigón evaluando y demostrando el efecto y el riesgo en áreas urbanas, siendo así que un edificio en Portugal demostró que presentaba graves daños en donde incumplía las normas de seguridad a través de esta metodología, y en base a resultados se optó para realizar un análisis más detallado con un modelo estático no lineal de tal manera que puedan concluir y proponer medidas para mitigar el daño.(Ferreira et al., 2019)

Para muchos autores o investigadores un evento sísmico es una oportunidad, ya que los resultados que se generan sirven para sustentar su trabajo de investigación demostrando que el análisis y la evaluación de la vulnerabilidad de estructuras en base a su metodología es idónea. En base a estudios de metodologías como el método de índice de vulnerabilidad donde se ha obtenido datos por medios estadísticos y visuales conjunto con diferentes metodologías, han servido para verificar el margen de error que conlleva evaluar con ciertas metodologías lo que resalta la necesidad de desarrollar métodos que eviten la dispersión de datos y llevar los errores al mínimo de tal manera que se pueda definir el nivel de vulnerabilidad de dicha edificación. (Romis et al., 2020)

Existen diversas metodologías que permiten evaluar de una manera más rápida como es la FEMA P154, la cual ha sido utilizada para medir la vulnerabilidad en edificaciones a mayor escala, siendo utilizada como un filtro para descartar edificaciones que no necesitan una evaluación más detallada, sin embargo es una metodología bastante rigurosa porque emplea parámetros desde definir metas y objetivos para luego enfocarse en el tipo de formulario a utilizar hasta revisar y sustentar cada parámetro que se requieren para el llenado de información y obtener su respectiva puntuación para saber si se requiere o no una evaluación ya con métodos invasivos u otros.(Khan et al., 2019)

En otras partes del mundo existe una desinformación de viviendas o edificaciones en el tema de la vulnerabilidad sobre todo si hablamos de las diferentes tipologías de construcciones que caracterizan esos territorios, es por ello que ahí resaltan metodologías donde no es posible recopilar ciertos datos como de eventos sísmicos y para eso utilizan el método de índice de vulnerabilidad (Benedetti, petrini,1984) permitiendo evaluar las edificaciones a través de indicadores vinculados a las características del lugar. Un estudio realizado en Pakistán en donde se evaluó una zona llena de edificaciones se observó unas estadísticas preocupantes debido a que la mayor parte de los edificios presentan una vulnerabilidad grado 3 según la escala macro sísmica europea y además existen otros con grados de mayor alto riesgo estructural según los estudios realizados en esa zona ver en la **Ilustración 3: Edificio daños por grado.**(Stefanini et al., 2020)

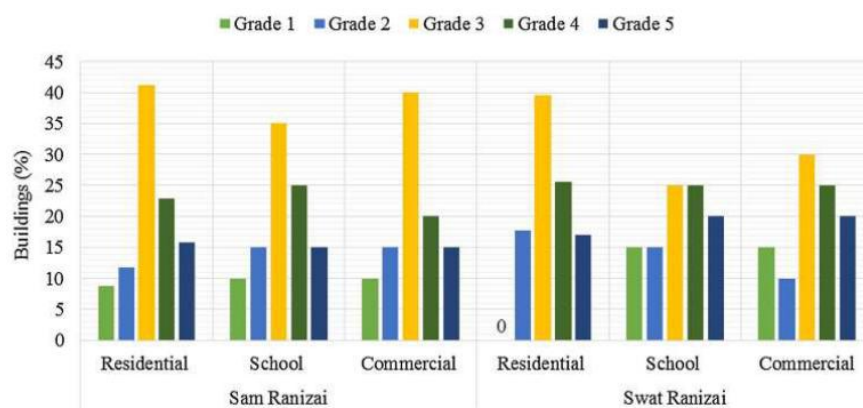


Ilustración 3: Edificio daños por grado

Fuente: Seismic vulnerability assessment of fes medina in Morocco

2.1.2 Meso

En un menor contexto como es el estudio de la vulnerabilidad sísmica en América es sustancial adquirir y compartir datos, e información debido a que son países alejados a la zona de estudio en donde ciertas características pueden ser similares a las condiciones en nuestro territorio como es el caso de Perú en donde en un estudio utiliza el método de índice de vulnerabilidad usando el sistema de información geográfica considerando diferentes tipologías de viviendas y estudiando aproximadamente más de 3 mil edificaciones en una zona determinada donde la mayor parte de edificaciones presentan

una vulnerabilidad media considerando el material de construcción y otros factores que son importantes en la rigidez de la estructura, además se realizó un mapa de información geográfica en donde se muestra mediante una escala de colores los edificios y sus niveles de vulnerabilidad según el estudio realizado. **Ver en Ilustración 4:** Vulnerabilidad según escala de colores en zona de estudio. (Cervera et al., 2023)

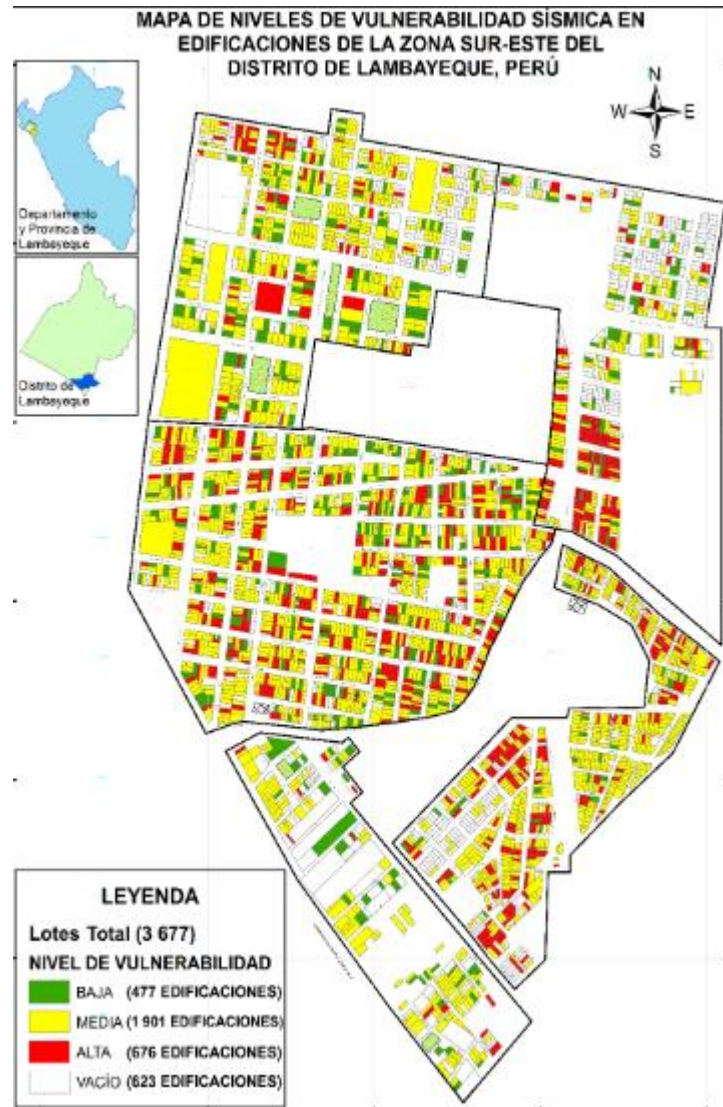


Ilustración 4: Vulnerabilidad según escala de colores en zona de estudio

Fuente: Seismic Vulnerability Index Method Using the Geographic Information System, An Application on an Urban Scale

Los diversos tipos de indicadores que ayudan a determinar si una edificación es vulnerable o no se basan y se rigen en ciertos estudios, un ejemplo es un estudio realizado en Venezuela donde establecen y estudian parámetros como los índices de priorización que ayudan a determinar que edificación debe ser intervenida por orden de mayor riesgo, estas estructuras que tienen un mayor índice de vulnerabilidad presentan características como problemas de irregularidades en planta y elevación, columnas cortas o simplemente construcciones inapropiadas en donde se puede demostrar que los elementos estructurales principales no van a tener un comportamiento adecuado ante un sismo.(Giménez et al., 2020)

Otro método para evaluar la vulnerabilidad es del GNDT (Grupo nacional de defensa contra terremotos) en donde establece muchos más parámetros y ha sido de utilidad para conocer los daños y pérdidas post-sísmicas para diferentes escenarios, centrándose en características estructurales, el sector o edificios adyacentes, características de losa y cubiertas en la edificación para ello un estudio realizado en México se estudió 166 edificaciones de las cuales la mayor parte presentaba un nivel de vulnerabilidad dañino y gravemente dañino según la EMS 98 proponiendo un plan de intervención y estrategias para solucionar los problemas en este sector.(Salazar & Ferreira, 2020)

Una de las metodologías actualmente más utilizada para el estudio del comportamiento tanto en respuesta como en desempeño estructural, es la metodología pushover el cual establece un análisis mucho más completo a diferencia de metodologías cualitativas basadas solo en indicadores, este método es utilizado para medir deformaciones estructurales en base a cargas laterales y teniendo como fuente principal tres grupos distintos de análisis como la inercia del primer modo, multimodo y vectores de modo adaptativo.(Kuria & Kegyes-Brassai, 2024)

2.1.3 Micro

El nivel de análisis en cuestión ya regional debe ser un estudio en mayor escala, como en otros países que utilizan una escala de colores en diversas zonas de estudio para determinar en masa los edificios que representen un riesgo para la población evitando así pérdidas humanas, sin embargo la falta de estudio e investigación hace que la información de vulnerabilidad en la región sea muy escasa y por lo general son de edificaciones que ya han colapsado o ya han sido demolidas por parte las autoridades.

A pesar de eso el Ecuador no se queda atrás y por ende se han realizado estudios donde buscan determinar el modelo de una estructura más resistente a eventos sísmicos para la construcción de viviendas y edificaciones en el Ecuador comparando los métodos convencionales de marcos de concreto reforzado con muros de concreto reforzado en viviendas de hasta dos niveles lo cual aporta en gran parte a determinar cuál es la opción más resistente, accesible e idónea para la construcción en el territorio ecuatoriano evaluando sus resultados bajo la normativa ecuatoriana NEC. (Ochoa-Guerrero et al., 2024)

La evaluación de la vulnerabilidad en la región no es la misma que en países vecinos como Colombia y Perú es por eso que algunos estudios enfocan la evaluación a normas más exigentes, para evitar que la estructura dependiendo de las condiciones se encuentren al límite y estén propensas a riesgos estructurales. Un estudio hecho en el país está enfocado en la comparación de estas distintas normas aplicando la metodología Pushover evaluando edificios de hormigón armado con las normativas de los países vecinos y la NEC. A partir de estos diseños, se realizó un análisis estático no lineal y se evaluó la vulnerabilidad de las estructuras mediante el método del espectro de capacidad. De los modelos estudiados, se determinó que los edificios diseñados bajo la normativa colombiana mostraron un bajo nivel de vulnerabilidad, a comparación a los edificios diseñados según la norma peruana fueron más rígidos y se observó que dichas estructuras reglamentadas bajo la NEC-2015 tienden a ser más vulnerables en comparación con las normas anteriormente mencionadas, siendo así un claro ejemplo es el valor de las derivas de piso, según la NEC-15 en Ecuador se permiten derivas de casi hasta el 2%, a diferencia de las normas peruanas que se permiten de hasta menos del 1% siendo así una norma más rigurosa. **Ver en Ilustración 5: Derivas de piso NEC 15 VS E030.**(Martínez et al., 2020)

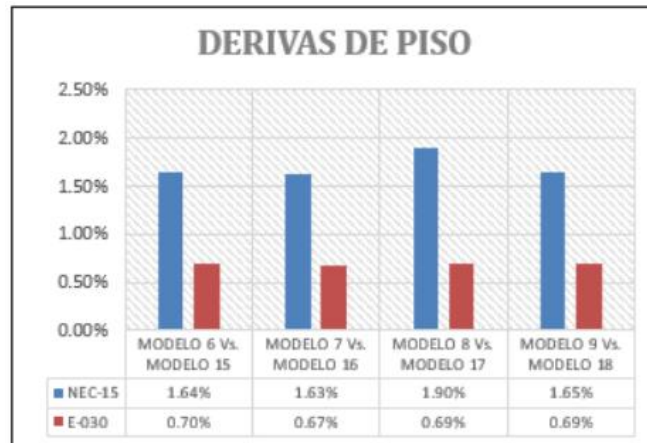


Ilustración 5: Derivas de piso NEC 15 VS E030

Fuente: Análisis estático no lineal en edificios de hormigón aplicando normativas ecuatorianas, colombianas y peruanas.

Debido al grado de peligrosidad que representa el que una edificación o cualquier estructura tenga condiciones o características que las haga vulnerables debe ser una obligación que se realice un estudio masivo en edificaciones ya que estas tienden a tener mayor cantidad de personas ocupando el lugar ya sea desde un estudio cualitativo hasta uno cuantitativo para determinar el nivel de peligrosidad a la que está sujeta esa estructura y proponer alternativas como un reforzamiento de elementos estructurales para evitar que la estructura en un futuro colapse.(Bungacho et al., 2022)

El nivel de vulnerabilidad en edificaciones fue puesto a prueba durante el terremoto del 16 de Abril, donde se vio la necesidad de que los profesionales en el campo de la construcción analicen los factores que han causado que las edificaciones hayan colapsado y más aún en la zona en específica donde sucedió el siniestro; Varios de estos factores tienen que ver sobre la construcción de pisos sobre pisos existentes sin reforzamiento alguno, la tipología estructural y otros efectos debido al sitio, según el estudio realizado en Portoviejo establecieron que en una muestra grande de edificaciones menos del 50% de edificaciones se consideraron seguras y aproximadamente el mismo número de edificaciones son de edificaciones inseguras y otras son recuperables .(Menéndez-Navarro et al., 2023)

2.2 Antecedentes conceptuales

2.2.1 Comportamiento sísmico

El comportamiento sísmico de las estructuras depende principalmente del tipo de suelo sobre el que se encuentra, propiedades mecánicas, geometría, propiedades dinámicas y la interacción que se efectúa entre el suelo y la estructura, ya que la propagación de ondas en el suelo produce vibraciones que la afectan directamente. (Núñez et al., 2021)

2.2.2 Torsión

La irregularidad torsional se produce principalmente por la excentricidad que se presenta entre el centro de gravedad y el centro rígido en una estructura, es decir la intensidad con la que se genera el momento respecto a la torsión es una función en relación con la excentricidad. (Naveen et al., 2019)

2.2.3 Sismo

Son eventos naturales que pueden generar daños materiales y pérdidas humanas en un breve lapso de tiempo, generando así consecuencias devastadoras tanto de forma poblacional como de forma monetaria. (Concepción Yamila et al., 2021)

2.2.4 Pushover

Se trata de un análisis no lineal estático, el cual se realiza con la finalidad de demostrar cómo se comporta una estructura en el rango no lineal a través de la curva de capacidad, resistencia lateral y la deformación inelástica. (Kuria & Kegyes-Brassai, 2024)

2.2.5 Irregularidad en edificaciones

Las irregularidades en edificaciones provocan un aumento en rotaciones o en desplazamientos excesivos en la estructura, modificando considerablemente el comportamiento sísmico en la estructura. (Garrido & Fernandez-Davila, 2024)

2.2.6 Vulnerabilidad sísmica

Se entiende por vulnerabilidad a los daños que se pueden generar en los diferentes elementos que conforman una edificación, lo cual puede reducirse daños si se prevén y se toma acciones correspondientes para disminuir la vulnerabilidad de la edificación. (Sociedad & Núñez, 2023)

2.2.7 Reforzamiento estructural

Se entiende por reforzamiento estructural a la corrección de las deficiencias estructurales en su totalidad presentada en viviendas y edificios para así poder aumentar la capacidad de comportarse ante un evento sísmico futuro. (Malavé-Laínez & Pinoargote-Rovello, 2023)

2.2.8 Resiliencia estructural

En el campo de la ingeniería esta interpretación hace mayormente referencia a la capacidad de que la estructura pueda recibir y reducir los movimientos o deformaciones de la misma debido a fuerzas externas y restablecer su nivel de funcionamiento original sin haber sufrido mayor cambio. (Ayala Milián, 2022)

2.2.9 NEC 2015

La NEC es la norma ecuatoriana la cual presenta un capítulo basado en el peligro sísmico, en donde se presenta todos los parámetros como espectros de diseños, zonas de riesgo sísmico, etc. Información que ayuda al Ingeniero o constructor tomar medidas al momento de diseñar una vivienda o edificación.(Alcivar Stalin et al., 2021)

2.2.10 Marcos Especiales a momento

Los marcos o pórticos especiales a momento son construcciones habituales como sistemas estructurales con vigas y columnas con característica de columna fuerte, viga débil y nudo rígido, siendo un sistema estructural capaz de resistir esfuerzos y a disipar las cargas laterales.(Abril Andrés et al., 2023)

2.2.11 Análisis estático lineal

El análisis estático lineal simula que dicha estructura trabaja en una sola dirección, siendo así que se toma en cuenta las cargas muertas, vivas para el pre-dimensionamiento de los elementos, llegando a obtener a través o en base a normativas los periodos, derivas, porcentajes etc.(Guerrero Cuasapaz & Maza Diaz, 2022)

2.2.12 ISE (Interacción suelo-estructura)

Se refiere así debido al comportamiento que tiene la estructura con respecto a la base en donde se asienta la estructura, y esto ayuda a determinar la respuesta de la estructura ante

un evento sísmico, permitiendo así conocer si la estructura está en peligro con respecto al suelo.(Izquierdo Acuña & Molina Camilo, 2023)

2.2.13 Piso blando

La formación de este fenómeno se le atribuye a la diferencia de rigidez que existe entre los pisos, siendo así pisos de menor y mayor rigidez lo cual afectaría a la edificación ante cargas sísmicas u otras fuerzas laterales considerándolo uno de los factores más críticos a considerar en el diseño de la edificación.(Ulutaş, 2024)

2.2.14 Columna corta

Este efecto ocurre cuando una columna no tiene la libertad de deformarse a lo largo de su altura debido a elementos que restrinjan parcialmente su desplazamiento en su longitud, haciendo que se concentren las demandas de esfuerzos aumentando su falla frágil del elemento.(Wang et al., 2024)

2.2.15 Derivas de piso

Las derivas de piso se resumen como la diferencia entre los desplazamientos entre el nivel inferior y nivel superior usualmente causada por fuerzas laterales que empujan a la edificación y según la normativa este desplazamiento no debe exceder en un 2% para garantizar la seguridad de los ocupantes.(Cagua Brian et al., 2022)

2.3 Antecedentes Referenciales

Los pórticos a momentos son los sistemas estructurales más usados debido a su simplicidad en la construcción, gran parte de las edificaciones del país son hechas de hormigón armado siendo así uno de los principales motivos por los cuales se deben hacer estudios de vulnerabilidad en estas estructuras como cierto estudio en donde se realizó una investigación de forma cuantitativa como cualitativa, siguiendo un diseño metodológico no experimental y de campo. Una investigación se sustentó en metodologías como la FEMA P154 en donde enfoca de manera cualitativa a aspectos fundamentales que ponen en un mayor índice de vulnerabilidad a las estructuras a momentos debido a varios parámetros que evalúa esta metodología desde materiales, licuefacción de suelos, edad estructural, y demás con el fin del análisis de resultados

estableciendo ventajas de usar esta metodología. (Piedad Iñiguez Jiménez & Libertad, 2024)

Otras de las metodologías más utilizadas para evaluar edificaciones de una forma más detallada son con un análisis estático no lineal con el objetivo de dar a conocer cómo se comportará una estructura luego de su etapa de diseño considerando bases y características presentes en la norma ecuatoriana estimando a capacidad que resiste la estructura sometiéndola a cargas laterales. (Selenia Mendoza-Intriago & Javier García-Vinces III, 2022)

3. CAPÍTULO III METODOLOGÍA

3.1. Modalidad básica de la investigación

En el presente trabajo se empleará una modalidad de investigación cualitativa y cuantitativa, de tal manera que se pueda determinar de una manera visual la evaluación de vulnerabilidad del edificio, además del análisis estático no lineal a partir de información como dimensiones de elementos estructurales, obteniendo a través de un modelado curvas de desempeño, capacidad y momentos permitiendo identificar en qué punto la estructura supera su límite elástico.

3.2. Tipo de investigación

Los tipos de investigación que se emplearán en el desarrollo del trabajo serán de índole documental, de campo y descriptiva, considerando que para cada modalidad es importante obtener información detallada y verídica de tal manera que se ajuste a un estudio que refleje el comportamiento real de la estructura.

3.2.1. Documental

Para llevar a cabo el tipo de investigación documental se sustenta en base de una revisión bibliográfica utilizando fuentes de artículos científicos, normativas de diseño sismo-resistente nacionales e internacionales, con el fin de comprender los procesos que se deben establecer en el diseño y análisis de una edificación.

3.2.2. De Campo

El presente trabajo evaluará una edificación actualmente existente en donde se analizan los elementos estructurales, sus condiciones y sus procesos constructivos que se visualizan a través de planos constructivos, sin embargo, se hará una revisión en campo si se mantienen aún las secciones de los elementos como indica en los planos, además que se necesitará hacer una evaluación tipo cualitativa que nos ayude a medir su nivel de vulnerabilidad.

3.2.3. Descriptiva

En base a este tipo de investigación se busca caracterizar el estado actual de la edificación con respecto a su vulnerabilidad debido al alto índice de peligro sísmico que existe en la ciudad, analizando mediante un análisis no lineal para evaluar el desempeño de la estructura ante cargas sísmicas a través de información.

3.3. Objeto de estudio

La edificación que será evaluada mediante metodologías cualitativas y cuantitativas para determinar su desempeño sísmico es un edificio de 5 niveles que tiene un uso comercial y residencial, esta instalación se encuentra ubicado en la provincia de El Oro, ciudad de Machala, Parroquia 9 de mayo, entre la calle 9 de mayo y Bolívar.

3.4. Descripción de la población y muestra

La población en el presente trabajo estará formada por estructuras con marcos especiales a momentos, y la muestra se definiría según la ubicación en la que se encuentre dicha estructura a analizar, en este caso va a ser en la ciudad de Machala en donde se analizará el desempeño y comportamiento estructural.

3.5. Métodos teóricos

3.5.1. Selección de la estructura de estudio

La investigación de este trabajo de titulación tiene por objeto evaluar pórticos con marcos especiales a momentos que básicamente son estructuras que tienen conexiones rígidas entre vigas y columnas y son diseñadas para resistir fuerzas laterales como causadas por sismos etc.

Estas estructuras pueden ser de acero, hormigón o estructuras compuestas de hormigón y acero, para este caso se ha elegido una estructura con marcos especiales a momentos con todos los elementos estructurales de hormigón siendo este un proceso constructivo el más utilizado actualmente.

3.5.2. Caracterización del modelo estructural

Para empezar con la modelación es importante conocer todos los detalles estructurales que intervienen en la estructura, los cuales van a ser importantes a la hora de modelar para asignarle los valores correspondientes a cada elemento estructural, ya sea desde secciones o el acero que tiene dicho elemento. Es importante tomar en cuenta la resistencia con la que se ha trabajado en cada elemento estructural:

- Resistencia del concreto: $f'c = 24 \text{ MPa}$
- Resistencia del acero: $f'y = 420 \text{ MPa}$

Además, el módulo de elasticidad del concreto se ha calculado mediante la siguiente expresión: bueno

$$Ec = 15100 * \sqrt{f'c} = 233928,194 \frac{Kg}{cm^2}$$

3.5.3. Propiedades y dimensiones de los elementos estructurales

- **Vigas:** La estructura contiene vigas de hormigón armado que van desde el mezanine hasta el quinto piso con dimensiones variadas que se describen y se detallan en **Tabla 4:** Secciones de vigas de la estructura de estudio.

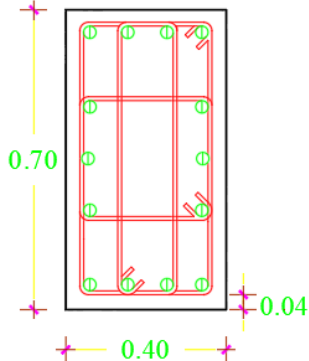
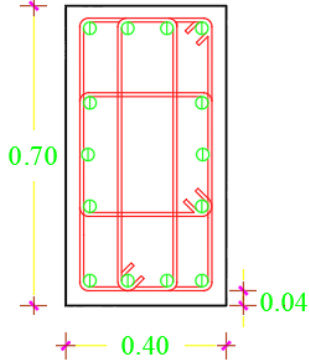
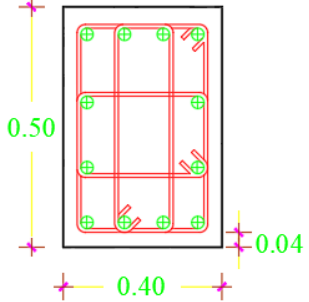
Piso	Dimensiones	Acero de refuerzo	Ilustración
Mezanine	35 cm x 50 cm	4 ϕ 18 mm. - Sup. Continuas 2 ϕ 12 mm. - Centrales 4 ϕ 18 mm. - Inf. Continuas Est. ϕ 10 mm. @ 10-15-10 cm.	

Planta alta 1	35 cm x 50 cm	4 ϕ 18 mm. - Sup. Continuas 2 ϕ 12 mm. - Centrales 4 ϕ 18 mm. - Inf. Continuas Est. ϕ 10 mm. @ 10-15-10 cm.	
Planta alta 2	35 cm x 50 cm	4 ϕ 18 mm. - Sup. Continuas 2 ϕ 12 mm. - Centrales 4 ϕ 18 mm. - Inf. Continuas Est. ϕ 10 mm. @ 10-15-10 cm.	
Planta alta 3	30 cm x 50 cm	4 ϕ 18 mm. - Sup. Continuas 2 ϕ 12 mm. - Centrales 4 ϕ 18 mm. - Inf. Continuas Est. ϕ 10 mm. @ 10-15-10 cm.	
Planta alta 4	35 cm x 50 cm	4 ϕ 18 mm. - Sup. Continuas 2 ϕ 12 mm. - Centrales 4 ϕ 18 mm. - Inf. Continuas Est. ϕ 10 mm. @ 10-15-10 cm.	
Planta alta 5	35 cm x 50 cm	4 ϕ 18 mm. - Sup. Continuas 2 ϕ 12 mm. - Centrales 4 ϕ 18 mm. - Inf. Continuas Est. ϕ 10 mm. @ 10-15-10 cm.	

Tabla 4: Secciones de vigas de la estructura de estudio

Fuente: Elaboración propia (2025)

- **Columnas:** La estructura contiene columnas de hormigón armado con un recubrimiento de 5 cm, cuenta con una distribución en base a las normativas de diseño, comenzando desde la planta baja con secciones mayores, y disminuyendo conforme avanza en pisos superiores, como se muestra a continuación como en la **Tabla 5:** Secciones de columnas de la estructura de estudio.

Piso	Dimensiones	Acero de refuerzo	Ilustración
Mezanine	40 cm x 70 cm	○ 14 Ø 22 mm. E Ø10 mm.@ 12 cm.	
Planta alta 1	40 cm x 70 cm	○ 14 Ø 22 mm. E Ø10 mm.@ 12 cm.	
Planta alta 2	40 cm x 50 cm	○ 12 Ø 20 mm. E Ø10 mm.@ 12 cm.	

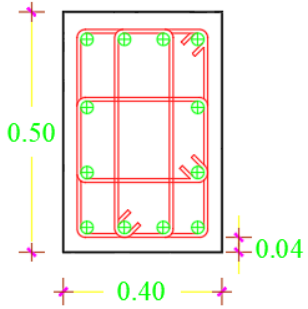
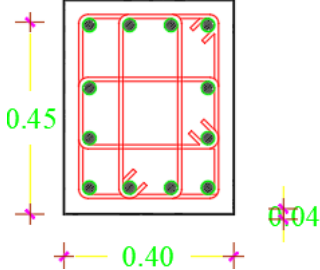
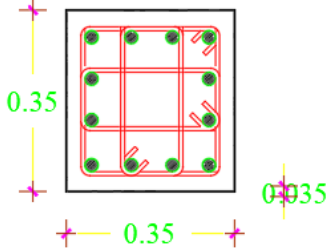
Planta alta 3	40 cm x 50 cm	○ 12 Ø 20 mm. E Ø10 mm.@ 12 cm.	
Planta alta 4	40 cm x 45 cm	● 12 Ø 18 mm. E Ø10 mm.@ 12 cm.	
Planta alta 5	35 cm x 35 cm	● 12 Ø 16 mm. E Ø10 mm.@ 12 cm.	

Tabla 5: Secciones de columnas de la estructura de estudio

Fuente: Elaboración propia (2025)

3.6. Metodologías de evaluación

3.6.1. FEMA P-154

La metodología FEMA P-154 tiene por consideración formularios de evaluación en diferentes rangos de sismicidad, la implementación de este análisis permite realizar un diagnóstico de la edificación considerando parámetros basados en observaciones visuales, datos básicos del edificio, tipo de construcción, antigüedad y características geotécnicas del sitio.

En el desarrollo de esta metodología se tiene que elegir el tipo de formulario según la zona a estudiar, en base al mapa de zonificación sísmica, elaborado por el resultado de un estudio de la curva de peligro sísmico con un periodo de retorno de 475 años. Sin

embargo, aplicando las gráficas de curvas de peligro sísmico para un periodo estructural de 0.2 segundos, se tiene un resultado de $z=0.54g$, y para un periodo de 1 seg un $z= 0.14$ como se muestra en la **Ilustración 6:** Curva de peligro sísmico de Machala y su intersección a un periodo de retorno de 475 años.

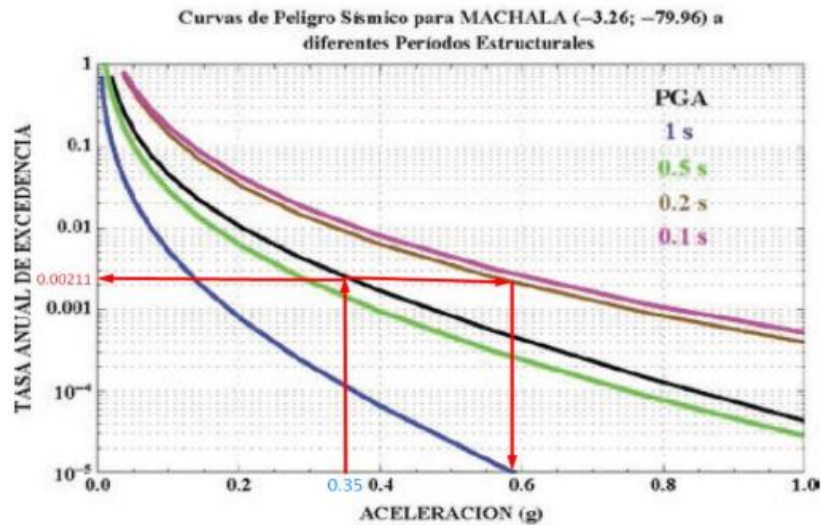


Ilustración 6: Curva de peligro sísmico de Machala y su intersección a un periodo de retorno de 475 años.

La metodología FEMA P-154 brinda al evaluador a escoger uno de cinco tipos de formularios para la valoración del inmueble, aunque los formularios están relacionados con la consideración de región sísmica en Estados Unidos. Si consideramos el valor de z como 0.54, para normativa NEC es considerado con una categorización sísmica muy alta, pero en la revisión de la metodología FEMA se considera el formulario sísmicamente moderadamente alto.(by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, 2015)

Formulario de Región sísmica		Respuesta de aceleración espectral, S _s (período corto o 0.2 segundos)	Respuesta de aceleración espectral, S ₁ (período largo o 1.0 segundo)
	Baja	menos de 0.25g	menor de 0.10g
	Moderada	mayor o igual a 0.25g pero menor a 0.50g	mayor o igual a 0.10g pero menor a 0.20g
	Moderadamente Alta	mayor o igual a 0.50g pero menor a 1.00g	mayor o igual a 0.20g pero menor a 0.40g
	Alta	mayor o igual a 1.00g pero menor a 1.50g	mayor o igual a 0.40g pero menor a 0.60g
	Muy Alta	mayor o igual a 1.50g	mayor o igual a 0.60g
Notas: g=aceleración de la gravedad en dirección horizontal			
Fuente: Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards (FEMA P-154)			

Tabla 6: Rangos de aceleraciones para elección del tipo de formulario

Fuente: Rapid Visual Screening of buildings for Potential Seismic Hazards (FEMA P-154) Table 2-2. Pág. 2-16

En base a la tabla para la elección del tipo de formulario según la respuesta en aceleración espectral como se muestra en **Tabla 6:** Rangos de aceleraciones para elección del tipo de formulario, se ha elegido el siguiente formulario Ilustración 7: Formulario metodología FEMA P-154.

PHOTOGRAPH	Address: _____ Zip: _____ Other Identifiers: _____ Building Name: _____ Use: _____ Latitude: _____ Longitude: _____ S _s : _____ S _r : _____ Screener(s): _____ Date/Time: _____
	No. Stories: Above Grade: _____ Below Grade: _____ Year Built: _____ ☐ EST Total Floor Area (sq. ft.): _____ Code Year: _____ Additions: ☐ None ☐ Yes, Year(s) Built: _____ Occupancy: Assembly _____ Commercial _____ Emer. Services _____ ☐ Historic ☐ Shelter Industrial _____ Office _____ School _____ ☐ Government Utility _____ Warehouse _____ Residential, # Units: _____ Soil Type: ☐ A ☐ B ☐ C ☐ D ☐ E ☐ F ☐ DNK Hard Rock Avg. Rock Dense Soil Stiff Soil Soft Soil Poor Soil <i>If DNK, assume Type D.</i> Geologic Hazards: Liquefaction: Yes/No/DNK Landslide: Yes/No/DNK Surf. Rupt.: Yes/No/DNK Adjacency: ☐ Pounding ☐ Falling Hazards from Taller Adjacent Building Irregularities: ☐ Vertical (type/severity) _____ ☐ Plan (type) _____ Exterior Falling Hazards: ☐ Unbraced Chimneys ☐ Heavy Cladding or Heavy Veneer ☐ Parapets ☐ Appendages ☐ Other: _____ COMMENTS: _____ ☐ Additional sketches or comments on separate page
SKETCH	

BASIC SCORE, MODIFIERS, AND FINAL LEVEL 1 SCORE, S _{L1}																		
FEMA BUILDING TYPE	Do Not Know	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Basic Score		4.1	3.7	3.2	2.3	2.2	2.9	2.2	2.0	1.7	2.1	1.4	1.8	1.5	1.8	1.8	1.2	2.2
Severe Vertical Irregularity, V _{1f}		-1.3	-1.3	-1.3	-1.1	-1.0	-1.2	-1.0	-0.9	-1.0	-1.1	-0.8	-1.0	-0.9	-1.0	-1.0	-0.8	NA
Moderate Vertical Irregularity, V _{1f}		-0.8	-0.8	-0.8	-0.7	-0.6	-0.8	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	NA
Plan Irregularity, P _{1f}		-1.3	-1.2	-1.1	-0.9	-0.8	-1.0	-0.8	-0.7	-0.7	-0.9	-0.6	-0.8	-0.7	-0.7	-0.7	-0.5	NA
Pre-Code		-0.8	-0.9	-0.9	-0.5	-0.5	-0.7	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.4	-0.3	-0.5	-0.5	-0.1	-0.3
Post-Benchmark		1.5	1.9	2.3	1.4	1.4	1.0	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.1	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Soil Type A or B		0.3	0.6	0.9	0.6	0.9	0.3	0.9	0.9	0.6	0.8	0.7	0.9	0.7	0.8	0.8	0.6	0.9
Soil Type E (1-3 stories)		0.0	-0.1	-0.3	-0.4	-0.5	0.0	-0.4	-0.5	-0.2	-0.2	-0.4	-0.5	-0.3	-0.4	-0.4	-0.3	-0.5
Soil Type E (> 3 stories)		-0.5	-0.8	-1.2	-0.7	-0.7	NA	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.4	NA	-0.5	-0.6	-0.7	-0.3	NA
Minimum Score, S _{MIN}		1.6	1.2	0.8	0.5	0.5	0.9	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.3	0.2	0.3	0.3	0.2	1.4

FINAL LEVEL 1 SCORE, S_{L1} ≥ S_{MIN}:

EXTENT OF REVIEW Exterior: ☐ Partial ☐ All Sides ☐ Aerial Interior: ☐ None ☐ Visible ☐ Entered Drawings Reviewed: ☐ Yes ☐ No Soil Type Source: _____ Geologic Hazards Source: _____ Contact Person: _____ LEVEL 2 SCREENING PERFORMED? ☐ Yes, Final Level 2 Score, S _{L2} _____ ☐ No Nonstructural hazards? ☐ Yes ☐ No	OTHER HAZARDS Are There Hazards That Trigger A Detailed Structural Evaluation? ☐ Pounding potential (unless S _{L2} > cut-off, if known) ☐ Falling hazards from taller adjacent building ☐ Geologic hazards or Soil Type F ☐ Significant damage/deterioration to the structural system	ACTION REQUIRED Detailed Structural Evaluation Required? ☐ Yes, unknown FEMA building type or other building ☐ Yes, score less than cut-off ☐ Yes, other hazards present ☐ No Detailed Nonstructural Evaluation Recommended? (check one) ☐ Yes, nonstructural hazards identified that should be evaluated ☐ No, nonstructural hazards exist that may require mitigation, but a detailed evaluation is not necessary ☐ No, no nonstructural hazards identified ☐ DNK
--	---	---

Where information cannot be verified, screener shall note the following: EST = Estimated or unreliable data OR DNK = Do Not Know

Legend: MRF = Moment-resisting frame RC = Reinforced concrete URM INF = Unreinforced masonry infill MH = Manufactured Housing FD = Flexible diaphragm
 BR = Braced frame SW = Shear wall TU = Tilt up LM = Light metal RD = Rigid diaphragm

Ilustración 7: Formulario metodología FEMA P-154

3.6.2. Metodología NEC

En la norma ecuatoriana de la construcción, capítulo de rehabilitación sísmica de estructuras (NEC-SE-RE, 2015) pone como objetivo de la evaluación el “determinar el nivel de desempeño sísmico de la estructura, incluyendo la verificación de si el edificio puede permanecer estable durante y luego de ocurrido un sismo”.

Para la evaluación de la vulnerabilidad se cuenta con un formulario diseñado para constructores y personal capacitado, esperando que la información se registre de manera correcta, al igual que el formulario FEMA P-154 en donde se otorga puntajes a la estructura, cuya suma o resta será un indicativo del grado de vulnerabilidad de la estructura, y por lo tanto saber si se necesita un estudio más detallado, en este se encuentran datos de la edificación, esquemas de la estructura, se identifica el sistema estructural, características del suelo, etc.

Mientras menor sea esta puntuación mayor será la vulnerabilidad de la estructura, un puntaje $S=2$ implica que hay una probabilidad de 1 en, 1 en 100 de que la edificación se derrumbe compartiendo la forma en la cual se interpreta el resultado con el formulario FEMA P-154. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016).

El formulario a utilizar igual se basa en la tabla de la fema en la que se tiene que elegir el tipo de formulario según la zona a estudiar, en base al mapa de zonificación sísmica, elaborado por el resultado de un estudio de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años. Sin embargo, aplicando las gráficas de curvas de peligro sísmico para un periodo estructural de 0.2 segundos, se tiene un resultado de $z=0.54g$, y para un periodo de 1 seg un $z= 0.14$ como se muestra en la **Ilustración 6:** Curva de peligro sísmico de Machala y su intersección a un periodo de retorno de 475 años. Por ende el tipo de formulario será en una región sísmica moderadamente alta

CONSEJO TÉCNICO DE
USO Y GESTIÓN DEL SUELO

Anexo 1. FORMULARIO DE DETECCIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EDIFICACIONES

Nivel 1

Formulario de recopilación de datos con base al FEMA P-154

Moderadamente Alta sismicidad

100 FOTOGRAFÍA Y ESQUEMA ESTRUCTURAL DEL INMUEBLE

101 DATOS EDIFICACIÓN

102 Nombre de la Edificación

103 Dirección

104 Sitio de referencia

105 Código Postal

106 Tipo de uso

107 Latitud

108 Longitud

107A Zona

107B Norte

108A E de

109 S1

110 S1

111 DATOS DEL PROFESIONAL

112 Nombre del evaluador

113 Cédula del evaluador

114 Registro SERESCYT

115 Fecha

116 Hora

117 DATOS CONSTRUCCIÓN

118 Número de Pisos

119 Sobre el Suelo

120 Bajo el Suelo

121 Año de construcción

122 Área de Construcción

123 Código Año

124 Años Remodelación

125 Número de Predio

126 Clave Catedral

127 Adonres

128 Ninguna

129 SI

130

131

132

133

134

135

136

137

138

139

140

141

142

143

144

145

146

147

148

149

150

151

152

153

154

155

156

157

158

159

160

161

162

163

164

165

166

167

168

169

170

171

172

173

174

175

176

177

178

179

180

181

182

183

184

185

186

187

188

189

190

191

192

193

194

195

196

197

198

199

200

201

202

203

204

205

206

207

208

209

210

211

212

213

214

215

216

217

218

219

220

221

222

223

224

225

226

227

228

229

230

231

232

233

234

235

236

237

238

239

240

241

242

243

244

245

246

247

248

249

250

251

252

253

254

255

256

257

258

259

260

261

262

263

264

265

266

267

268

269

270

271

272

273

274

275

276

277

278

279

280

281

282

283

284

285

286

287

288

289

290

291

292

293

294

295

296

297

298

299

300

301

302

303

304

305

306

307

308

309

310

311

312

313

314

315

316

317

318

319

320

321

322

323

324

325

326

327

328

329

330

331

332

333

334

335

336

337

338

339

340

341

342

343

344

345

346

347

348

349

350

351

352

353

354

355

356

357

358

359

360

361

362

363

364

365

366

367

368

369

370

371

372

373

374

375

376

377

378

379

380

381

382

383

384

385

386

387

388

389

390

391

392

393

394

395

396

397

398

399

400

401

402

403

404

405

406

407

408

409

410

411

412

413

414

415

416

417

418

419

420

421

422

423

424

425

426

427

428

429

430

431

432

433

434

435

436

437

438

439

440

441

442

443

444

445

446

447

448

449

450

451

452

453

454

455

456

457

458

459

460

461

462

463

464

465

466

467

468

469

470

471

472

473

474

475

476

477

478

479

480

481

482

483

484

485

486

487

488

489

490

491

492

493

494

495

496

497

498

499

500

501

502

503

504

505

506

507

508

509

510

511

512

513

514

515

516

517

518

519

520

521

522

523

524

525

526

527

528

529

530

531

532

533

534

535

536

537

538

539

540

541

542

543

544

545

546

547

548

549

550

551

552

553

554

555

556

557

558

559

560

561

562

563

564

565

566

567

568

569

570

571

572

573

574

575

576

577

578

579

580

581

582

583

584

585

586

587

588

589

590

591

592

593

594

595

596

597

598

599

600

601

602

603

604

605

606

607

608

609

610

611

612

613

614

615

616

617

618

619

620

621

622

623

624

625

626

627

628

629

630

631

632

633

634

635

636

637

638

639

640

641

642

643

644

645

646

647

648

649

650

651

652

653

654

655

656

657

658

659

660

661

662

663

664

665

666

667

668

669

670

671

672

673

674

675

676

677

678

679

680

681

682

683

684

685

686

687

688

689

690

691

692

693

694

695

696

697

698

699

700

701

702

703

704

705

706

707

708

709

710

711

712

713

714

715

716

717

718

719

720

721

722

723

724

725

726

727

728

729

730

731

732

733

734

735

736

737

738

739

740

741

742

743

744

745

746

747

748

749

750

751

752

753

754

755

756

757

758

759

760

761

762

763

764

765

766

767

768

769

770

771

772

773

774

775

776

777

778

779

780

781

782

783

784

785

786

787

788

789

790

791

792

793

794

795

796

797

798

799

800

801

802

803

804

805

806

807

808

809

810

811

812

813

814

815

816

817

818

819

820

821

822

823

824

825

826

827

828

829

830

831

832

833

834

835

836

837

838

839

840

841

842

843

844

845

846

847

848

849

850

851

852

853

854

855

856

857

858

859

860

861

862

863

864

865

866

867

868

869

870

871

872

873

874

875

876

877

878

879

880

881

882

883

884

885

886

887

888

889

890

891

892

893

894

895

896

897

898

899

900

901

902

903

904

905

906

907

908

909

910

911

912

913

914

915

916

917

918

919

920

921

922

923

924

925

926

927

928

929

930

931

932

933

934

935

936

937

938

939

940

941

942

943

944

945

946

947

948

949

950

951

952

953

954

955

956

957

958

959

960

961

962

963

964

965

966

967

968

969

970

971

972

973

974

975

976

977

978

979

980

981

982

983

984

985

986

987

988

989

990

991

992

993

994

995

996

997

998

999

1000

ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN

TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

300

301

302

303

304

305

306

307

308

309

310

311

312

313

314

315

316

317

318

319

320

321

322

323

324

325

326

327

328

329

330

331

332

333

334

335

336

337

338

339

340

341

342

343

344

345

346

347

348

349

350

351

352

353

354

355

356

357

358

359

360

361

362

363

364

365

366

367

368

369

370

371

372

373

374

375

376

377

378

379

380

381

382

383

384

385

386

387

388

389

390

391

392

393

394

395

396

397

398

399

400

401

402

403

404

405

406

407

408

409

410

411

412

413

414

415

416

417

418

419

420

421

422

423

424

425

426

427

428

429

430

431

432

433

434

435

436

437

438

439

440

441

442

443

444

445

446

447

448

449

450

451

452

453

454

455

456

457

458

459

460

461

462

463

464

465

466

467

468

469

470

471

472

473

474

475

476

477

478

479

480

481

482

483

484

485

486

487

488

489

490

491

492

493

494

495

496

497

498

499

500

501

502

503

504

505

506

507

508

509

510

511

512

513

514

515

516

517

518

519

520

521

522

523

524

525

526

527

528

529

530

531

532

533

534

535

536

537

538

539

540

541

542

543

544

545

546

547

548

549

550

551

552

553

554

555

556

557

558

559

560

561

562

563

564

565

566

567

568

569

570

571

572

573

574

575

576

577

578

579

580

581

582

583

584

585

586

587

588

589

590

591

592

593

594

595

596

597

598

599

600

601

602

603

604

605

606

607

608

609

610

611

612

613

614

615

616

617

618

619

620

621

622

623

624

625

626

627

628

629

630

631

632

633

634

635

636

637

638

639

640

641

642

643

644

645

646

647

648

649

650

651

652

653

654

655

656

657

658

659

660

661

662

663

664

665

666

667

668

669

670

671

672

673

674

675

676

677

678

679

680

681

682

683

684

685

686

687

688

689

690

691

692

693

694

695

696

697

698

699

700

701

702

703

704

705

706

707

708

709

710

711

712

713

714

715

716

717

718

719

720

721

722

723

724

725

726

727

728

729

730

731

732

733

734

735

736

737

738

739

740

741

742

743

744

745

746

747

748

749

750

751

752

753

754

755

756

757

758

759

760

761

762

763

764

765

766

767

768

769

770

771

772

773

774

775

776

777

778

779

780

781

782

783

784

785

786

787

788

789

790

791

792

793

794

795

796

797

798

799

800

801

802

803

804

805

806

807

808

809

810

811

812

813

814

815

816

817

818

819

820

821

822

823

824

825

826

827

828

829

830

831

832

833

834

835

836

837

838

839

840

841

842

843

844

845

846

847

848

849

850

851

852

853

854

855

856

857

858

859

860

861

862

863

864

865

866

867

868

869

870

871

872

873

874

875

876

877

878

879

880

881

882

883

884

885

886

887

888

889

890

891

892

893

894

895

896

897

898

899

900

901

902

903

904

905

906

3.6.3 Metodología análisis estático no lineal (Pushover).

Para aplicar esta metodología se necesitará información de los elementos estructurales, ya sea extraídos in situ o extraídos desde los planos estructurales, además de las especificaciones técnicas como la resistencia de los materiales, el acero utilizado, separaciones de estribos, recubrimientos, etc. de tal manera que se pueda digitalizar la estructura para posteriormente analizar su comportamiento.

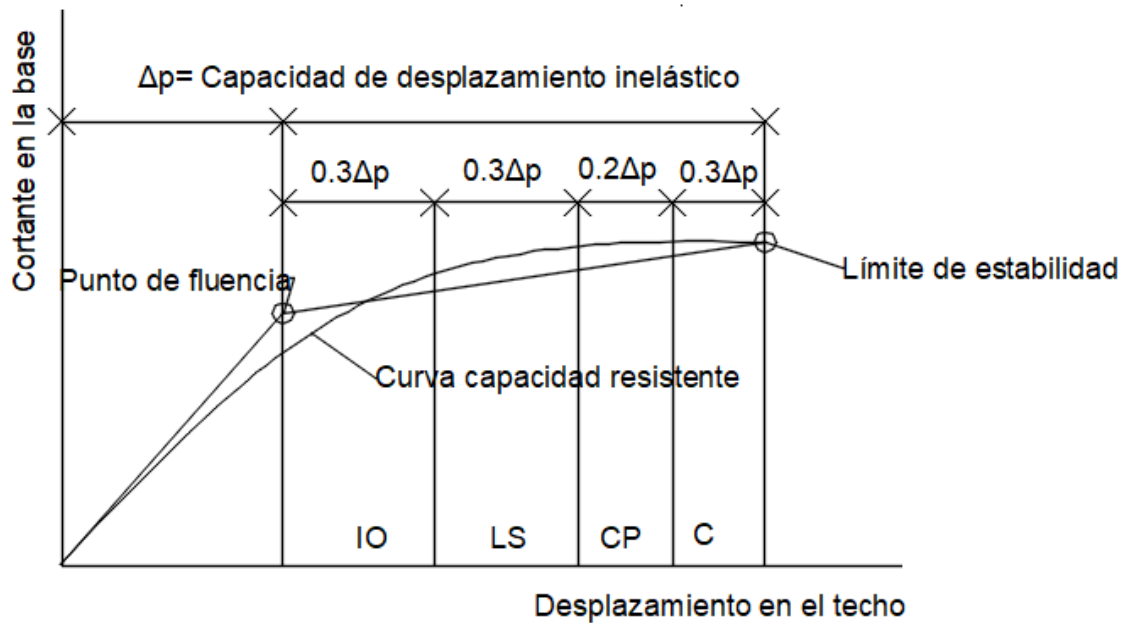


Ilustración 9: Niveles de desempeño en función del desplazamiento

Fuente: Visión 2000

En base a la **Ilustración 9:** Niveles de desempeño en función del desplazamiento según visión 2000 se puede observar la gráfica que corresponde al desempeño de la estructura según el desplazamiento que genere dependiendo el nivel de sismo que se aplique en la estructura.

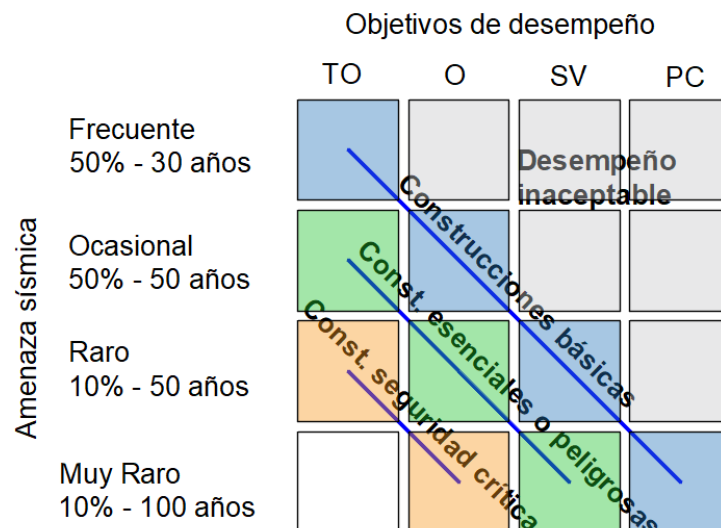


Ilustración 10: Objetivos de desempeño de una edificación ante un sismo

Fuente: Visión 2000

La **Ilustración 10:** Objetivos de desempeño de una edificación ante un sismo muestra los objetivos que debe de tener un edificio dependiendo de su tipo de ocupación o construcción de en donde debe de caer el punto de desempeño según el nivel de sismo que se esté analizando de tal manera que se determine si se comporta bien o mal la estructura ante un evento sísmico.

3.6.3.1. Dimensiones de elementos estructurales

Como primer punto de la aplicación de la metodología del análisis estático no lineal es necesario conocer las dimensiones de los elementos, además del recubrimiento de cada elemento, el acero de refuerzo, acero longitudinal, separación de estribos para lo cual se hace uso de los planos o memorias técnicas en el caso de que se evidencien.

3.6.3.2. Configuración en planta y elevación

Esta sección ayudará a visualizar la geometría del edificio, así como de las longitudes de los elementos estructurales lo que dará al armado esquelético de la estructura en el software de análisis estructural, permitiendo conocer y evidenciar el correcto ingreso de datos para la estructura y modelado del inmueble como se visualiza en las siguientes ilustraciones.

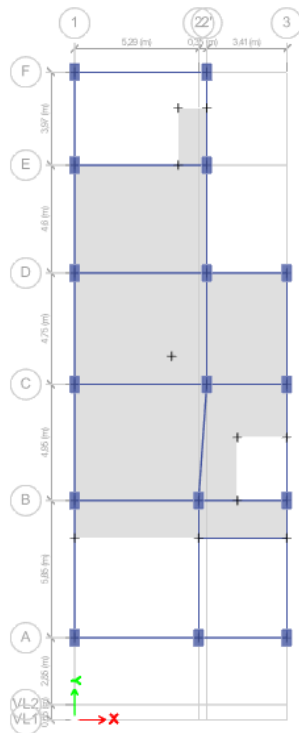


Ilustración 12: Planta Mezanine

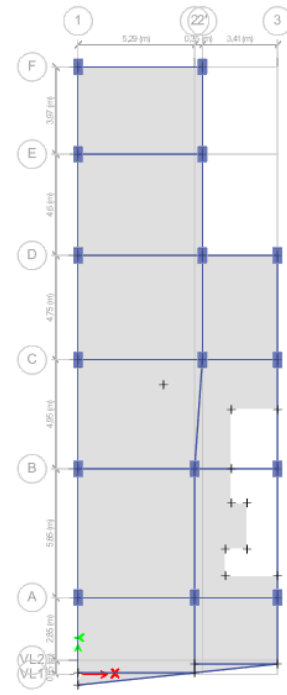


Ilustración 11: Planta 1era y 2da

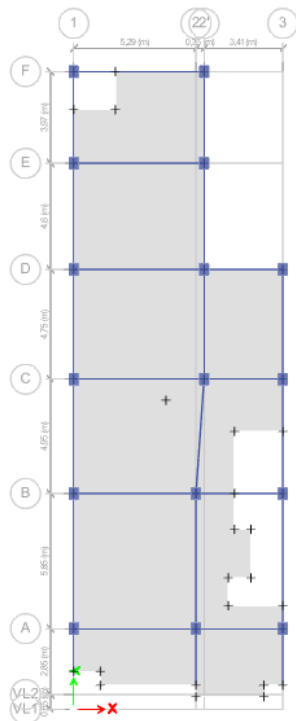


Ilustración 13: Planta 3ra

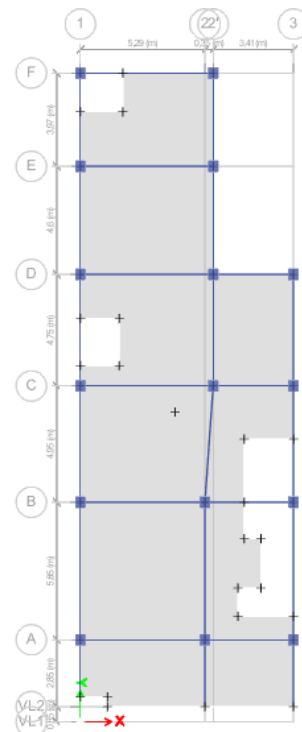


Ilustración 14: Planta 4ta y 5ta

3.6.3.3. Cargas aplicadas a la estructura

3.6.3.3.1. Carga viva

Las cargas vivas aplicadas en la estructura serán adoptadas según el tipo de ocupación del edificio, en caso de que tenga varios tipos de uso, se adoptarán las cargas por piso dependiendo el uso que se le dé a cada nivel como lo muestra la siguiente **Tabla 7:** Cargas según la NEC por tipo de ocupación.

Ocupación o Uso	Carga uniforme ($\frac{KN}{m^2}$)	Carga concentrada (KN)
Almacenes		
Venta al por menor		
Primer piso	4.80	4.50
Pisos superiores	3.60	4.50
Venta al por mayor. Todos los pisos.	6.00	4.50
Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares		
Habitaciones	2.00	
Salones de uso público y sus corredores	4.80	
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC)		

Tabla 7: Cargas según la NEC por tipo de ocupación

Fuente: NEC

Por lo tanto, el resumen de cargas vivas según la ocupación del edificio y según lo siguiente y conforme a la normativa establecida queda como se muestra en la **Tabla 8:** Cargas según la ocupación del edificio de estudio.

Piso	Carga viva ($\frac{KN}{m^2}$)
Mezanine	4.8
Planta alta 1	4.8
Planta alta 2	2.00
Planta alta 3	2.00
Planta alta 4	2.00
Cubierta	0.7

Tabla 8: Cargas según la ocupación del edificio de estudio

Fuente: Autor

3.6.3.3.2. Carga muerta

La carga muerta para este trabajo no se realizó una evaluación de cargas como debería de realizarse debido a la negativa de obtener los planos arquitectónicos, por ende, se ha propuesto valores de cargas muertas basándose en artículos científicos y añadiendo a esto el peso de la losa de 25 cm se la obtuvo de la siguiente **Ilustración 15:** Pesos según el espesor de losa.

Espesor de losa en cm	Kg/m ²
17	270
20	300
25	350
30	400

Ilustración 15: Pesos según el espesor de losa

Adicional a esto se le agrego un peso equivalente para cada piso de tal manera que la carga muerta sea una carga que tienda a ser lo mayormente acorde a las construcciones que comúnmente se emplean, quedando así las cargas como se visualizan a continuación, destacando que ya están añadidos los pesos de las losas. **Tabla 9:** Cargas muertas aplicadas a la estructura

Piso	Carga muerta $\left(\frac{KN}{m^2}\right)$
Mezanine	6.5
Planta alta 1	6.5
Planta alta 2	7.00
Planta alta 3	7.00
Planta alta 4	7.00
Cubierta	5.0

Tabla 9: Cargas muertas aplicadas a la estructura

Fuente: Elaboración propia.

3.6.3.4. Definición de rótulas plásticas.

Las rótulas plásticas son puntos específicos en los elementos estructurales donde se producen deformaciones plásticas, permitiendo así la disipación de fuerzas laterales y la redistribución de cargas.

Las rótulas plásticas se manifiestan mediante un daño provocado por fuerzas, siendo estas necesarias para que dicha estructura se comporte de una manera dúctil, estas rótulas son parte del mecanismo de falla que tiende a formarse durante sismos en los elementos estructurales como vigas, columnas y más aún en edificios de varios niveles.

Es por ello que en una evaluación de un diseño estructural es importante que el profesional tenga el conocimiento y la capacidad de elegir que miembros estructurales deben fluir antes, por lo general se mantiene el concepto de columna fuerte viga débil, es decir que se debe tolerar que las columnas resistan y las vigas fluyan a flexión de manera dúctil.

3.6.3.4.1 Diseño de rotulas para columnas

Para el cálculo de rotulas en las columnas de hormigón se basa en la normativa ASCE 41-13. En la siguiente **Ilustración 16:** Parámetros y criterios para análisis no lineal de columnas de concreto se muestra los valores críticos y criterios de aceptación para procedimientos de análisis no lineales en columnas de concreto proporcionando una guía precisa para la evaluación de su comportamiento estructural.

			Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
						Plastic Rotation Angle (radians)		
			Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Performance Level		
Conditions			a	b	c	IO	LS	CP
Condition i								
$\frac{P}{A_g * f'c}$	$\rho = \frac{A_y}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii								
$\frac{P}{A_g * f'c}$	$\rho = \frac{A_y}{b_w s}$	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f'c}}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6 (0.50)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010

≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6 (0.50)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6 (0.50)	0.006	0.006	0.0	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6 (0.50)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Ilustración 16: Parámetros y criterios para análisis no lineal de columnas de concreto

Fuente: ASCE 41-13

Conociendo las características con las que fueron diseñadas las columnas, a continuación, se muestra el proceso para el cálculo de las rótulas plásticas, así como ciertos parámetros con sus respectivas definiciones

M_y = Momento de fluencia = $0.5 * f'_c * d^2 [(1 + \beta \epsilon \phi \eta$

A_s = Acero a tensión

A'_s = Acero a compresión

d = Peralte medido desde la fibra superior de h hasta la mitad del acero inferior

d' = Peralte medido desde la fibra superior de h hasta la mitad del acero superior

ρ_t = Cuantía a tensión

ρ'_t = Cuantía a compresión

b= base de la columna

b= base de la columna

h= altura de la columna

f'_c = esfuerzo a la compresión del concreto

F_y = esfuerzo a la compresión del acero

E_c = módulo de elasticidad del concreto

E_s = módulo de elasticidad del acero

rec= Recubrimiento de la columna

S= Separación de estribos

ϕ_r = *diámetro de la varilla* de la columna

ϕ_{st} = diámetro del estribo

Áreas de los aceros

Lo primero es calcular el área de los aceros (estribos, acero longitudinal y transversal)

$$A_v = \text{número de varillas} * \frac{\pi}{4} * (\phi_{st})^2$$

$$A_s = \text{número de varillas} * \frac{\pi}{4} * (\phi_v)^2$$

$$A_{st} = \text{número de varillas} * \frac{\pi}{4} * (\phi_r)^2$$

Donde:

ϕ_{st} = diámetro del estribo

ϕ_r = *diámetro de la varilla* de la columna

peralte (d)

Obteniendo estos datos calculamos el peralte como se detalla a continuación.

$$d = h - rec - \phi_{st} - \phi_r * \frac{1}{2}$$

$$d' = rec + \phi_{st} + \frac{\phi_r}{2}$$

donde:

ϕ_{st} = diámetro del estribo

ϕ_r = diámetro de la varilla de la columna

rec = recubrimiento

Carga axial máxima (Pu)

Pu= el valor se lo puede encontrar en base a una evaluación de cargas o en base a un software el cual arroje las cargas que actúan sobre el elemento estructural.

Valor de β_c

Hallamos el valor de β_c a través del cálculo del peralte

$$\beta_c = \frac{d'}{d}$$

Deformación del acero (E_y)

$$E_y = \frac{f_y}{E_s}$$

Donde:

f_y = esfuerzo a la compresión del acero

E_s = módulo de elasticidad del acero

Deformación máxima a compresión del concreto (ϵ_0)

El valor máximo a utilizar es $\epsilon_0 = 0.003$

Valor de α_y

$$\alpha_y = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_o}$$

Donde:

ε_y = deformación del acero

Valor de η_0

$$\eta_0 = \frac{P_U}{b * d * f'c}$$

Donde:

b= base de la columna

f'c= esfuerzo a la compresión del concreto

Cuantía a tensión (ρ_t)

$$\rho_t = \frac{A_s * f_y}{b * d * f'c}$$

Donde:

b= base de la columna

f'c= esfuerzo a la compresión del concreto

d = peralte

As = área acero de tensión

fy= esfuerzo a la compresión del acero

Cuantía a compresión ($\rho_{t'}$)

$$\rho_{t'} = \frac{A_{s'} * f_y}{b * d * f'c}$$

Donde:

b= base de la columna

f'_c = esfuerzo a la compresión del concreto

d = peralte

f_y = esfuerzo a la compresión del acero

Coefficiente de corrección o ajuste

$$C_2 = 1 + \frac{0.45}{(0.84 + P_t)}$$

Donde:

ρ_t = Cuantía a tensión

Coefficiente K

$$k = \sqrt{(P_t + p_{t'})^2 * \frac{1}{4 * x_y^2} + (p_t + \beta * p_{t'}) * \frac{1}{\alpha_y} - (p_t + p_{t'}^4) * \frac{1}{2 * \alpha_y}}$$

Donde:

ρ_t = Cuantía a tensión

$\rho_{t'}$ = Cuantía a compresión

Curvatura

$$\phi_y = \left(1.05 + (c_2 - 1.05) * \frac{\eta_0}{0.03} \right) * \frac{\varepsilon_y}{(1 - k) * d}$$

Donde:

ε_y = *deformación del acero*

d = peralte

Deformación del concreto

$$\varepsilon_c = \phi_y * d - \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_c < 0.004$$

Coefficiente de eficiencia

$$\eta = \frac{0,75}{1 + \alpha_y} * \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^{0,7}$$

Donde:

ε_c = deformación del concreto

ε_0 = deformación máxima a compresión del concreto

Factor de reducción del concreto

$$\alpha_c = (1 - \beta_c) * \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_y} - \beta_c \quad \text{el resultado debe ser } \leq 1$$

Donde:

ε_c = deformación del concreto

ε_y = *deformación del acero*

Si el resultado da un valor mayor que 1, se limita a 1 para evitar sobrestimar la capacidad que tiene el elemento estructural.

Momento máximo de fluencia

$$M_y = 0.5 * f'_c * d^2 [(1 + \beta_c - \eta) * \eta_0 + (2 - \eta) * \rho_t + (\eta - 2 * \beta_c) * \alpha_c * \rho_t']$$

Donde:

f'_c = esfuerzo a la compresión del concreto

b = base de la columna

d = peralte

ρ_t = Cuantía a compresión

Inercia de la columna

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

Donde:

b= base de la columna

h= altura de la columna

Valor de rotación de fluencia

$$\theta_y = \frac{L * M_y}{9 * E_c * I}$$

Donde:

L = entre eje y eje

Ec= módulo de elasticidad del concreto

I = inercia

Condición 1

$$\frac{Pu}{A_g * f'_c}$$

$$\rho = \frac{A_v}{b * s}$$

Donde:

f'c= esfuerzo a la compresión del concreto

b= base de la columna

S= Separación de estribos

Condición 2

$$\frac{Pu}{A_g * f'_c}$$

$$\rho = \frac{A_v}{b * s}$$

$$\frac{v * 0,11954}{b * d * \sqrt{f'c}}$$

Donde:

$f'c$ = esfuerzo a la compresión del concreto

b= base de la columna

S= Separación de estribos

d = peralte

$f'c$ = esfuerzo a la compresión del concreto

b= base de la columna

Se toma el valor más bajo de las condiciones establecidas, ya que este permite identificar los parámetros adecuados para representar la rótula plástica del elemento estructural, en este caso, la columna.

$$\theta_u = \theta_y + a$$

Calcular el momento último

$$M_U = M_y + 0,05 * \varepsilon_c * I(\theta_u - \theta_y)$$

Donde:

ε_c = deformación del concreto

I = inercia

3.6.3.3. Cálculo de rotulas para vigas

Para el cálculo de rotulas en las vigas de hormigón se basa en la normativa ASCE 41-13. En la siguiente **Ilustración 17**: Parámetros de análisis para rótulas en elementos vigas de concreto se muestra los valores críticos y criterios de aceptación para procedimientos de

análisis no lineales en columnas de concreto proporcionando una guía precisa para la evaluación de su comportamiento estructural.

			Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
						Plastic Rotation Angle (radians)		
			Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Performance Level		
Conditions			a	b	c	IO	LS	CP
Condition i, Beams controlled by flexure								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f'c}}$						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.50)	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 (0.50)	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 (0.50)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015

≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.00 5	0.01	0.01 5
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.50)	0.005	0.01	0.2	0.00 15	0.00 5	0.01

Ilustración 17: Parámetros de análisis para rótulas en elementos vigas de concreto

Fuente: ASCE 41-13

Conociendo las características con las que fueron diseñadas las vigas, a continuación, se muestra el proceso para el cálculo de las rótulas plásticas, así como ciertos parámetros con sus respectivas definiciones

L= Longitud de la viga

Bw = Ancho de viga

H= Altura de viga

As = Área de acero de tensión

As' = Área acero de compresión

f'c = Esfuerzo de compresión del hormigón

r = Recubrimiento

F'y = Esfuerzo de compresión del acero

Ec = Módulo de elasticidad del concreto

Es = Módulo de elasticidad del acero

Primero cálculo del bloque de compresión β_1 .

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left(\frac{f'c * 28}{7} \right)$$

Cálculo de la variable “c” que representa la distancia desde la fibra de compresión hasta el eje neutro de la viga de concreto.

$$c = \frac{A_s * f'y}{0,85 * f'c * \beta_1 * b_w}$$

Donde:

A_s = Área acero de tensión

$f'y$ = Esfuerzo de compresión del acero

b_w = Ancho de viga

Cálculo del peralte

Peralte (d)

Cálculo de la variable a que representa la altura del bloque de compresión.

$$a = \beta_1 * c$$

Cálculo del momento en el eje y.

$$M_y = A_s * f'y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Donde:

A_s = área acero de tensión

$f'y$ = esfuerzo de compresión del acero

d = peralte

Cálculo del ángulo de rotación en el eje y.

$$\theta_y = \frac{L * M_y}{6 * E_c * I}$$

Donde:

L = Longitud entre eje y eje

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

I= Inercia

Datos que se usa en la tabla:

Cuantía de acero a tracción

$$\rho = \frac{A_s}{b_w * d}$$

Donde:

A_s = área acero de tensión

b_w = ancho de viga

d = peralte

Cuantía de acero a compresión

$$\rho' = \frac{A_s'}{b_w * d}$$

Donde:

A_s' = área acero de compresión

b_w = ancho de viga

d = peralte

Cálculo de cuantía balanceada

$$\rho_{balanceado} = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f'_y} * \left(\frac{0,003}{0,003 + \frac{f'_y}{E_s}} \right)$$

Por último, se usa fórmula para hallar valores en tabla de la ASCE 41-13

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{balanceado}} = 0$$

Conforme o no conforme

El cortante gravitacional es un dato que se encuentra en el software de modelación. estructura.

Condición 1

$$\frac{d}{3} > \text{Separación de estribo}$$

Se verifica si la condición cumple o no, en caso de cumplir sería **conforme** y en caso de no cumplir **no conforme**.

Condición 2

$$V_s = \frac{2 * \text{Área del estribo} * f'y * d}{\text{Separación de estribo a estribo}} > \frac{3}{4} * V_d$$

Se verifica si la condición cumple o no, en caso de cumplir sería **conforme** y en caso de no cumplir **no conforme**.

$$M_1 = M_2 = A_s * 1,25 * f'y * (d - (a * \frac{1,25}{2}))$$

Donde:

A_s = área acero de tensión

$f'y$ = esfuerzo de compresión del acero

d = peralte

Cálculo de la cortante

$$V_d = \text{cortante gravitacional} + \left(\frac{M_1 + M_2}{L} \right)$$

Donde:

L = Longitud entre ejes.

$$\frac{3}{4} * V_d$$

Se necesita de dos conformes para categorizarlo de esta manera, caso contrario es no conforme.

Se calcula el intervalo de fórmulas para ubicarse en la tabla.

$$\frac{V_d}{b_w * d * \sqrt{f'c}}$$

Donde:

b_w = ancho de viga

d = peralte

$f'c$ = esfuerzo de compresión del hormigón

En base a los cálculos resultantes se obtienen los parámetros de las vigas que se encuentran en la Ilustración 17: Parámetros de análisis para rótulas en elementos vigas de concreto, para establecer los datos que se utilizarán para las rótulas de cada elemento estructural.

Cálculo del momento último.

$$M_u = M_y + a * Ec * \left(\frac{I}{L}\right) * (c - \theta_y)$$

3.6.3.5. Niveles de amenaza sísmica.

Introducir varios tipos de niveles de amenaza sísmica permite evaluar el comportamiento de la estructura ante distintos grados de demanda sísmica, lo cual ayuda a determinar el desempeño ante los distintos niveles de sismo como se muestra en la **Tabla 10**: Niveles de amenaza sísmica.

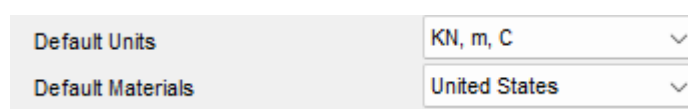
Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo Tr (años)	Tasa anual de excedencia
1	Frecuente	50%	72	0.01389
2	Ocasional	20%	225	0.00444
3	Raro	10%	475	0.00211
4	Muy raro	2%	2500	0.00040

Tabla 10: Niveles de amenaza sísmica

Fuente: Normativa NEC

3.6.3.6. Modelado

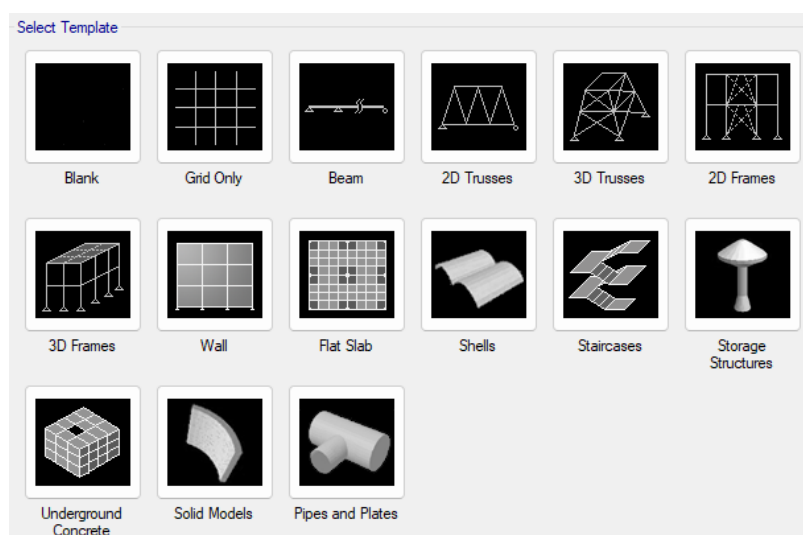
Al iniciar un nuevo modelo se empieza definiendo unidades con las cuales vamos a trabajar, se las puede cambiar en cada momento y automáticamente se cambiarán en las medidas que ya se haya colocado, así como los materiales dependiendo de la región y esto se encuentra en una esquina inferior derecha como se muestra en la **Captura 1:** Elección de unidades usadas en la modelación.



Captura 1: Elección de unidades usadas en la modelación

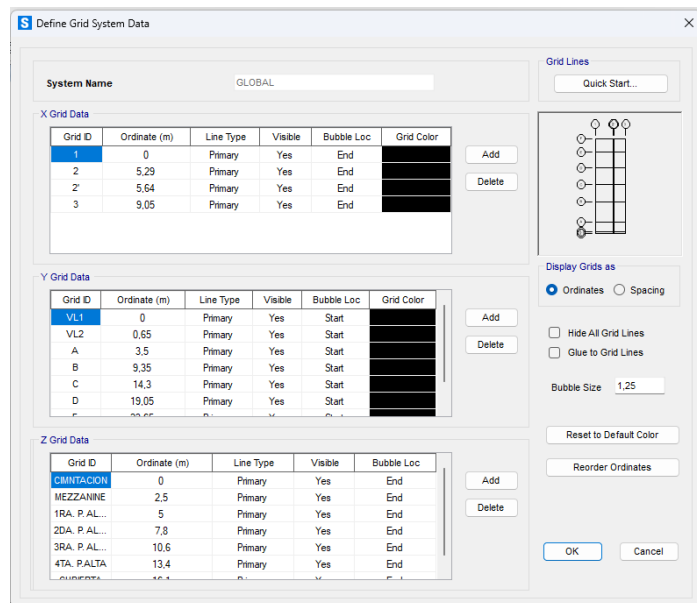
Para empezar con el diseño existen plantillas ya predeterminadas para agilizar su edición en lo que se vaya a modelar, además que ya teniendo un plano el proceso de generación de la grilla o ejes de la estructura. Esto se encuentra al abrir el programa dando clic en “File” y luego en “New model”. Ver

Captura 2: Selección de modelo.



Captura 2: Selección de modelo

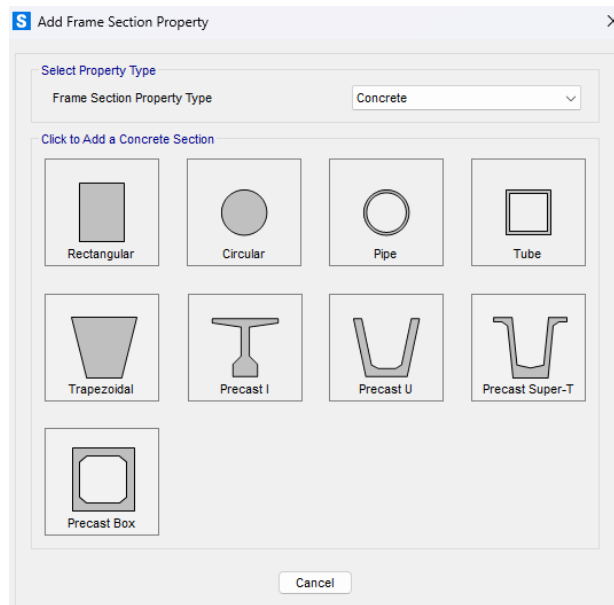
A continuación, se editan las dimensiones del pórtico que vamos a analizar, número de pisos, altura de pisos, número de vanos, ancho del vano, distancias en los 3 ejes etc. Como se muestra en la **Captura 3: Definir ejes de estructura**.



Captura 3: Definir ejes de estructura

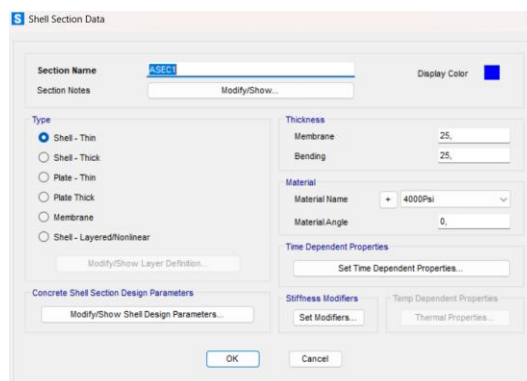
En la ventana de sección de propiedades se puede editar las secciones de vigas y columnas, ya sea desde esa ventana o se lo puede hacer luego en la herramienta “define”. Al editar vigas o columnas se da clic en “add new property”, añadir nueva propiedad, luego aparece la ventana en donde se elige el material del elemento, la forma del elemento y se colocan dimensiones, se añade el módulo de elasticidad y se coloca para que está siendo usado si como viga, columna arriostramiento etc. Esto se elige como se muestra en la

Captura 4: Tipo de elemento



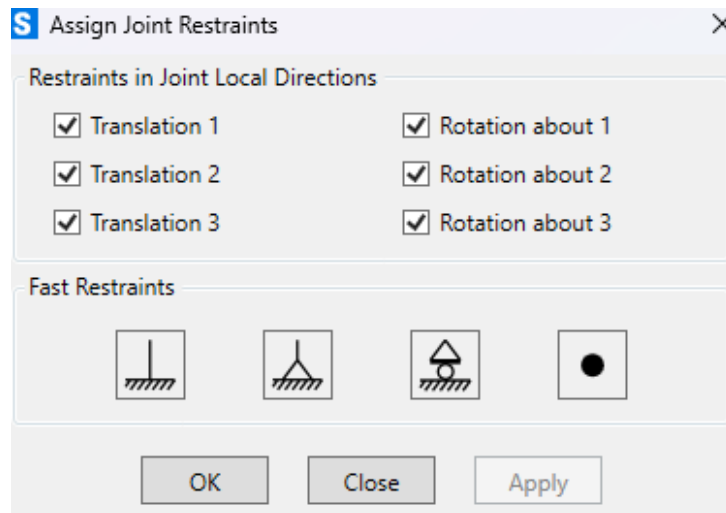
Captura 4: Tipo de elemento

Se define la losa con la que se trabajará, agregando su espesor, material y tipo. Esto se encuentra en la pestaña “Section Properties” y luego “Area Sections” como en la **Captura 5:** Asignación de valores a la losa.



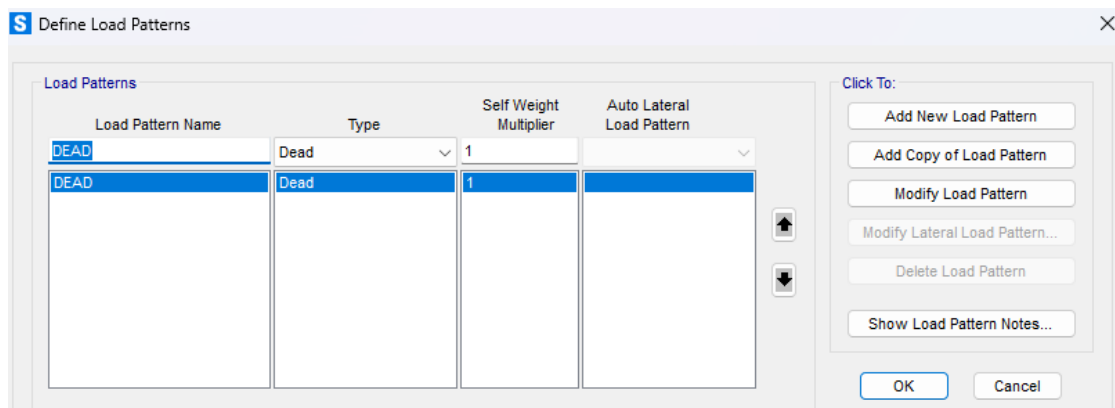
Captura 5: Asignación de valores a la losa

Al tener creada la estructura, podemos cambiar las direcciones de los ejes y como queremos ver a la estructura, si en el plano, o en 3d, en una vista en planta, etc. Particularmente por default suelen ponerse apoyos fijos, pero eso se puede cambiar en la herramienta assign>join<restraints, lo cual te permitirá editar y cambiar los apoyos de la estructura como se ve en la **Captura 6:** Restricciones de la estructura.



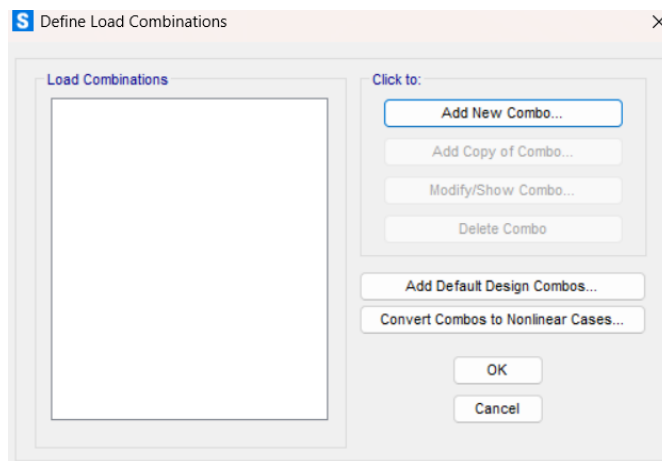
Captura 6: Restricciones de la estructura.

Ya teniendo nuestra estructura armada, podemos proceder a colocarles las cargas (load), señalando los elementos a los que se les va a añadir, en este caso a las vigas, luego vamos a define > load patterns y aparece la siguiente ventana.



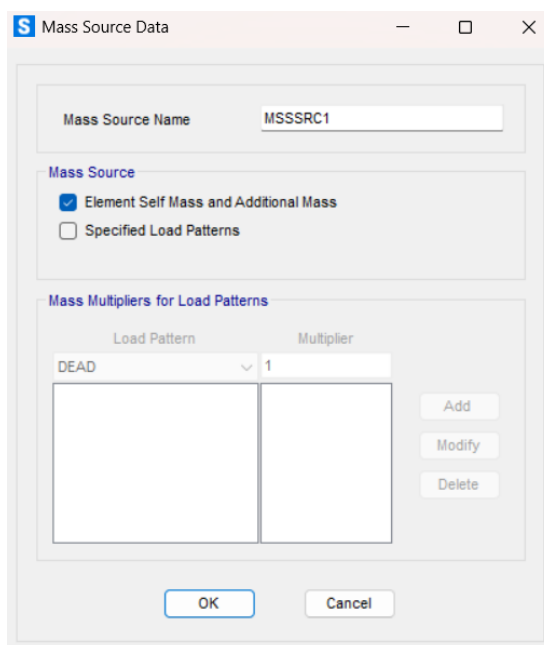
Captura 7: Colocación de cargas.

Luego se define las combinaciones o combos de carga y resistencia según el método LRFD. Esta se encuentra en la pestaña “Define” y luego “Load Combinations” como en la **Captura 8:** Combinaciones de carga.



Captura 8: Combinaciones de carga.

Seguidamente se define la masa reactiva para el cálculo de la fuerza sísmica, esto estará designado por la NEC. Esto se encuentra en la pestaña “Define” y luego “Mass Source” como en la **Captura 9:** Definición de masa reactiva.



Captura 9: Definición de masa reactiva

Se ingresarán los espectros de respuesta correspondiente al tipo de suelo de la zona de estudio. Esto se encuentra en la pestaña “Define”, luego “Functions” y finalmente

“Response Spectrum” como se ve en la **Captura 10**: Ingreso de espectro de respuesta según normativas.

Ecuador Norma NEC-SE-DS 2015 Function Definition

Function Name: FUNC1

Function Damping Ratio: 0.05

Parameters

Zone Coefficient, Z: 0.25

η Coefficient: 2.48

Site Factor, F_a : 1.3

Site Factor, F_d : 1.28

Soil Type: C

Inelastic Behavior Factor of Subsurface, F_s : 0.94

Importance Factor, I: 1.3

Response Modification Factor, R: 5

Convert to User Defined

Define Function

Period	Acceleration
0.	0.2096
0.1	0.2096
0.2	0.2096
0.3	0.2096
0.4	0.2096
0.5	0.2096
0.6	0.1778
0.7	0.1524
0.8	0.1333
0.9	0.1185
1.	0.1067
1.2	0.0889
1.5	0.0711

Add, Modify, Delete

Function Graph

Display Graph: 0.0,0.0

OK, Cancel

Captura 10: Ingreso de espectro de respuesta según normativas.

Se definen los estados de carga perteneciente al análisis estático no lineal, uno gravitacional y los otros correspondientes a la dirección “x” y “y”. Esto se encuentra en la pestaña “Define” y luego “Load Cases” como se muestra en la

Captura 11: Definición de casos de carga

Load Case Data - Modal

Load Case Name
 MODAL [Set Def Name] [Modify/Show...]

Stiffness to Use
☐ Zero Initial Conditions - Unstressed State
☒ Stiffness at End of Nonlinear Case LL
 Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Number of Modes
 Maximum Number of Modes: 12
 Minimum Number of Modes: 1

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dynamic Participation Ratios (%)
Accel	UX	0	99

[Add] [Modify] [Delete]

Load Case Type
 Modal [Design...]

Type of Modes
☐ Eigen Vectors
☒ Ritz Vectors

Mass Source
 Previous (MSSSRC1)

[OK] [Cancel]

Captura 11: Definición de casos de carga

Luego se colocan los valores ya calculados anteriormente en las rotulas plásticas tanto en vigas como columnas. Eso se encuentra en la pestaña “Define”, luego “Section Properties” y “Hinge Properties” como se muestra en la

Captura 12: Rótulas plásticas en vigas y columnas.

Frame Hinge Property Data for FH1 - Axial P

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E	-0.2	-0.025
D	-0.2	-0.015
C	-1.1	-0.015
B	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.015
D	0.2	0.015
E	0.2	0.025

☒ Symmetric

Type
☒ Force - Displacement
☐ Stress - Strain
 Hinge Length: []
 Relative Length: []

Hysteresis Type And Parameters
 Hysteresis Type: Isotropic
 No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E
☒ Drops To Zero
☐ Is Extrapolated

Scaling for Force and Disp

	Positive	Negative
☒ Use Yield Force	Force SF	
☐ Use Yield Disp (Steel Objects Only)	Disp SF	1

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

	Positive	Negative
☒ Immediate Occupancy	3.000E-03	
☐ Life Safety	0.012	
☐ Collapse Prevention	0.015	

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

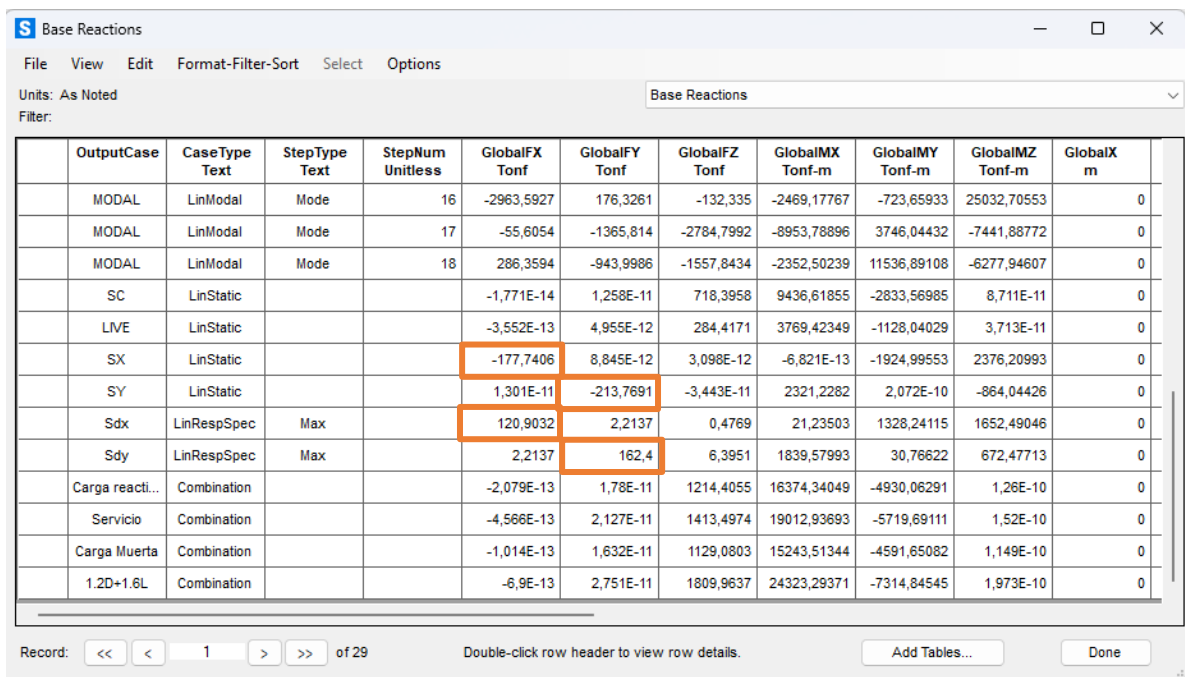
[OK] [Cancel]

Captura 12: Rótulas plásticas en vigas y columnas

3.6.3.7. Chequeos Sísmicos

3.6.3.7.1 Cortante basal estático y dinámico

Para la verificación de la relación entre el cortante dinámico y el cortante estático el resultado debe ser mayor al 85% según la NEC para estructuras irregulares, caso de no cumplir se debe recomendar hacer un ajuste por cortante, para verificar estos valores en el programa se debe chequear en la tabla de resultados habilitando el apartado de “Base Reactions” como se muestra en la siguiente **Captura 13: Tabla Base Reactions** para verificar cortantes.



	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	StepNum Unitless	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-m	GlobalMY Tonf-m	GlobalMZ Tonf-m	GlobalX m
	MODAL	LinModal	Mode	16	-2963,5927	176,3261	-132,335	-2469,17767	-723,65933	25032,70553	0
	MODAL	LinModal	Mode	17	-55,6054	-1365,814	-2784,7992	-8953,78896	3746,04432	-7441,88772	0
	MODAL	LinModal	Mode	18	286,3594	-943,9986	-1557,8434	-2352,50239	11536,89108	-6277,94607	0
	SC	LinStatic			-1,771E-14	1,258E-11	718,3958	9436,61855	-2833,56985	8,711E-11	0
	LIVE	LinStatic			-3,552E-13	4,955E-12	284,4171	3769,42349	-1128,04029	3,713E-11	0
	SX	LinStatic			-177,7406	8,845E-12	3,098E-12	-6,821E-13	-1924,99553	2376,20993	0
	SY	LinStatic			1,301E-11	-213,7691	-3,443E-11	2321,2282	2,072E-10	-864,04426	0
	Sdx	LinRespSpec	Max		120,9032	2,2137	0,4769	21,23503	1328,24115	1652,49046	0
	Sdy	LinRespSpec	Max		2,2137	162,4	6,3951	1839,57993	30,76622	672,47713	0
	Carga reacti...	Combination			-2,079E-13	1,78E-11	1214,4055	16374,34049	-4930,06291	1,26E-10	0
	Servicio	Combination			-4,566E-13	2,127E-11	1413,4974	19012,93693	-5719,69111	1,52E-10	0
	Carga Muerta	Combination			-1,014E-13	1,632E-11	1129,0803	15243,51344	-4591,65082	1,149E-10	0
	1.2D+1.6L	Combination			-6,9E-13	2,751E-11	1809,9637	24323,29371	-7314,84545	1,973E-10	0

Captura 13: Tabla Base Reactions para verificar cortantes

Fuente: Autor

Para el chequeo de la relación se realiza el siguiente cálculo.

$$\frac{\text{Cortante dinámico}}{\text{Cortante estático}} > 85\%$$

3.6.3.7.1.2 Verificación de cortante estático y dinámico en el eje “X”

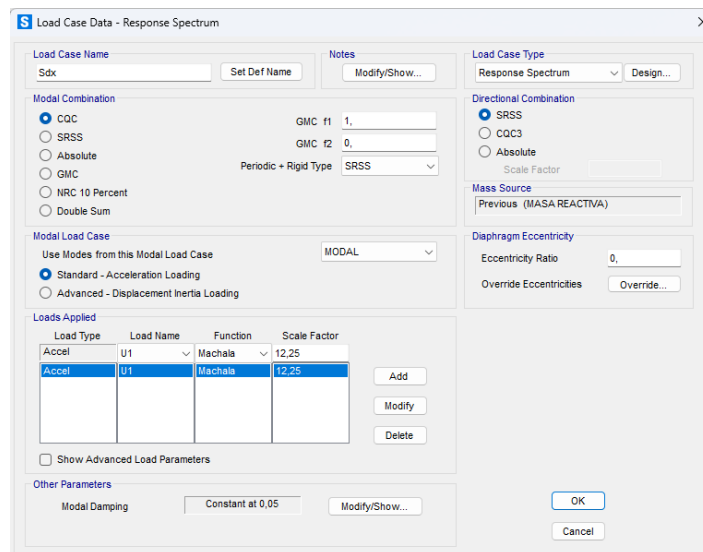
$$\frac{120,9032}{177,7406} = 0,68 * 100 = 68\%$$

$$68\% < 85\% \text{ No cumple.}$$

Por lo tanto, se recomienda realizar un ajuste de cortante mediante la siguiente expresión.

$$\frac{\frac{g}{\frac{\text{Cortante dinámico}}{\text{Cortante estático}}} * 0,85}{\frac{9,81}{\frac{120,9032}{177,7406}}} * 0,85 = 12,25$$

El resultado será el nuevo valor de la gravedad que se lo cambiará para realizar el ajuste de cortante en la pestaña “Define” luego a “Load cases” y luego se modifican en los cortantes dinámicos según en el eje que no cumpla como se muestra en la siguiente **Captura 14:** Cambio del valor de la aceleración de la gravedad para el ajuste de cortante.



Captura 14: Cambio del valor de la aceleración de la gravedad para el ajuste de cortante

Fuente: Autor

Y con este ajuste de la cortante, se vuelve a correr el programa obteniendo los siguientes resultados mostrados en la **Tabla 11:** Ajuste de cortante en sentido "X".

SX	SDX	Porcentaje	Factor de ajuste	SDX ajustado	Porcentaje
177,741	120,903	68%	12,25	151,0794	85%
					cumple

Tabla 11: Ajuste de cortante en sentido "X"

Fuente: Autor

3.6.3.7.1.2 Verificación de cortante estático y dinámico en el eje "Y"

Siguiendo los mismos pasos que en el anterior hasta llegar al ajuste.

$$\frac{213,769}{162,4} = 0,76 * 100 = 76\%$$

$$76\% < 85\% \text{ No cumple.}$$

Por lo tanto, se recomienda realizar un ajuste de cortante mediante la siguiente expresión.

$$\frac{g}{\frac{\text{Cortante dinámico}}{\text{Cortante estático}}} * 0,85$$

$$\frac{9,81}{\frac{213,769}{162,4}} * 0,85 = 10,97$$

El resultado será el nuevo valor de la gravedad que se lo cambiará para realizar el ajuste de cortante en la pestaña "Define" luego a "Load cases" y luego se modifican en los cortantes dinámicos según en el eje que no cumpla y con este ajuste de la cortante, se vuelve a correr el programa obteniendo los siguientes resultados en la **Tabla 12:** Ajuste de cortante en sentido "Y"

SY	SDY	Porcentaje	Factor de ajuste	SDY ajustado	Porcentaje
162,4	213,769	76%	10,97	181,65	85%
					cumple

Tabla 12: Ajuste de cortante en sentido "Y"

Fuente: Autor

3.6.3.7.2 Control de Torsión

Para realizar el chequeo de torsión se lo puede realizar mediante el uso del programa y se lo puede revisar corriendo el programa, analizando los resultados en la ventana “Modal Participating Mass Ratios” como se muestra en la siguiente **Captura 15**: Tabla señalada para valores que sirven para la verificación de torsión en los 2 sentidos.

Mod Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless	SumRX Unitless	Sur Unit
0,839483	0,588	0,0001476	6,146E-06	0,588	0,0001476	6,146E-06	1,212E-06	0,106	0,229	1,212E-06	
0,742631	0,212	0,0007284	1,465E-06	0,8	0,000876	7,611E-06	2,102E-05	0,041	0,581	2,223E-05	
0,683045	1,712E-05	0,752	0,0003091	0,8	0,753	0,0003167	0,079	3,433E-06	0,0006041	0,079	
0,297794	0,072	8,534E-05	4,109E-06	0,871	0,753	0,0003208	9,568E-05	0,238	0,038	0,079	
0,261554	0,043	0,001255	1,984E-07	0,914	0,754	0,000321	0,001096	0,132	0,073	0,08	
0,249992	0,0002193	0,103	1,083E-06	0,915	0,857	0,0003221	0,093	0,0009913	0,001414	0,173	
0,228702	3,09E-07	0,0001106	0,006374	0,915	0,857	0,006896	0,007828	0,0002314	2,062E-07	0,181	
0,217168	2,986E-05	0,019	0,02	0,915	0,876	0,027	0,082	0,001549	5,895E-06	0,263	
0,178628	0,0005836	0,0004942	0,0005108	0,915	0,877	0,027	0,001563	0,0001117	0,0007289	0,265	
0,174248	0,0002474	0,001085	0,004646	0,916	0,878	0,032	0,012	0,00333	0,001115	0,276	
0,173683	0,026	0,0003145	9,191E-05	0,941	0,878	0,032	0,0008616	0,043	0,005878	0,277	
0,154711	5,886E-05	0,016	0,004261	0,941	0,894	0,036	1,264E-05	0,0001844	2,091E-06	0,277	
0,151738	1,001E-05	0,014	0,005291	0,941	0,908	0,042	1,279E-05	2,307E-05	8,293E-06	0,277	

Captura 15: Tabla señalada para valores que sirven para la verificación de torsión en los 2 sentidos

Fuente: Autor

Según el eje de estudio tanto en “X” como en “Y” para verificar si existe problemas torsionales en la edificación se verifican los valores de RZ y estos no deben ser mayores al 10% como se muestra en la siguiente **Tabla 13**: Torsión en los modos traslacionales.

Torsión en el modo traslacional X	Torsión en el modo traslacional Y
0,229	0,0006
no cumple	cumple

Tabla 13: Torsión en los modos traslacionales.

Fuente: Autor

3.6.3.7.3 Control de Derivas

Para la verificación de las derivas según la Normativa (NEC) es un proceso que se verifica a través de los desplazamientos laterales entre pisos debido a cargas sísmicas los cuáles no deben exceder los límites permitidos, en el cual se garantice la estabilidad de la estructura y la seguridad de los elementos estructurales, según la normativa redacta que las derivas inelásticas o deben sobrepasar el 2% en ambas direcciones.

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

Donde:

Δ_{ine} = Deriva máxima inelástica

Δe = Desplazamiento obtenido en la aplicación de las fuerzas laterales

R = Factor de reducción de resistencia

3.6.3.7.3.1 Control de Derivas en X

$$\Delta_{ine} = 0,75 * 6 * 0,002835$$

$$\Delta_{ine} = 1,29\% < 2\% \therefore \text{cumple deriva}$$

3.6.3.7.3.2 Control de Derivas en Y

$$\Delta_{ine} = 0,75 * 6 * 0,002697$$

$$\Delta_{ine} = 1,21\% < 2\% \therefore \text{cumple deriva}$$

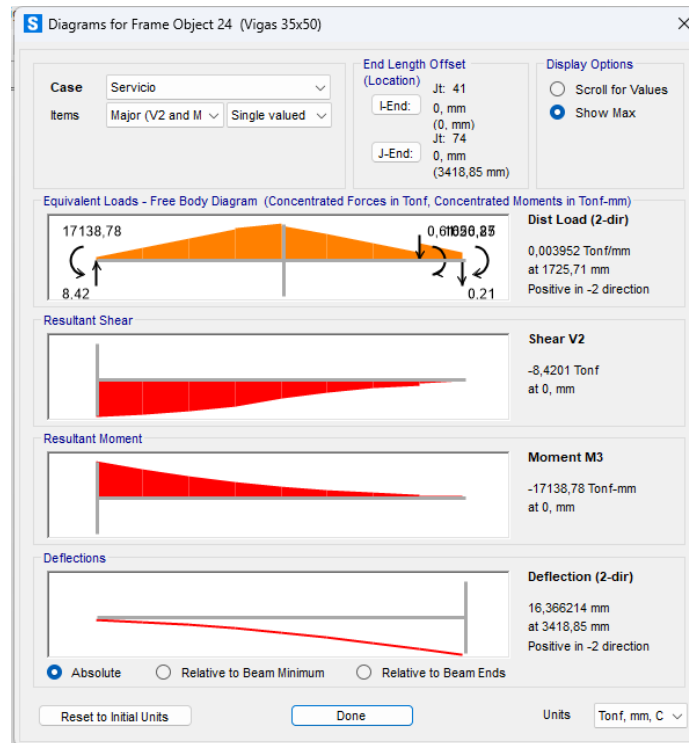
Para esta edificación las derivas inelásticas en cada piso son menores al 2% por lo que la estructura si cumple con el chequeo de derivas.

3.6.3.7.4 Deflexiones en los elementos.

Para la revisión de deflexiones en los elementos estructurales se evalúan los desplazamientos bajo las condiciones de carga de servicio, y estos valores deben mantenerse en el rango de los límites establecidos por la NEC comparándose con un máximo de L/360, en función a la longitud del elemento y las cargas aplicadas.

El siguiente análisis es importante para asegurar el correcto comportamiento de los diferentes tipos de elementos estructurales, y prevenir cualquier tipo de colapso o riesgo para la seguridad de los ocupantes de las edificaciones.

En la siguiente **Captura 16**: Deflexión de viga en volado. se muestra la deflexión en el elemento más cargado según el análisis en el software de modelado, siendo esta una viga de volado.



Captura 16: Deflexión de viga en volado.

Fuente: Autor

$$Deflexión = 16,366 \text{ mm}$$

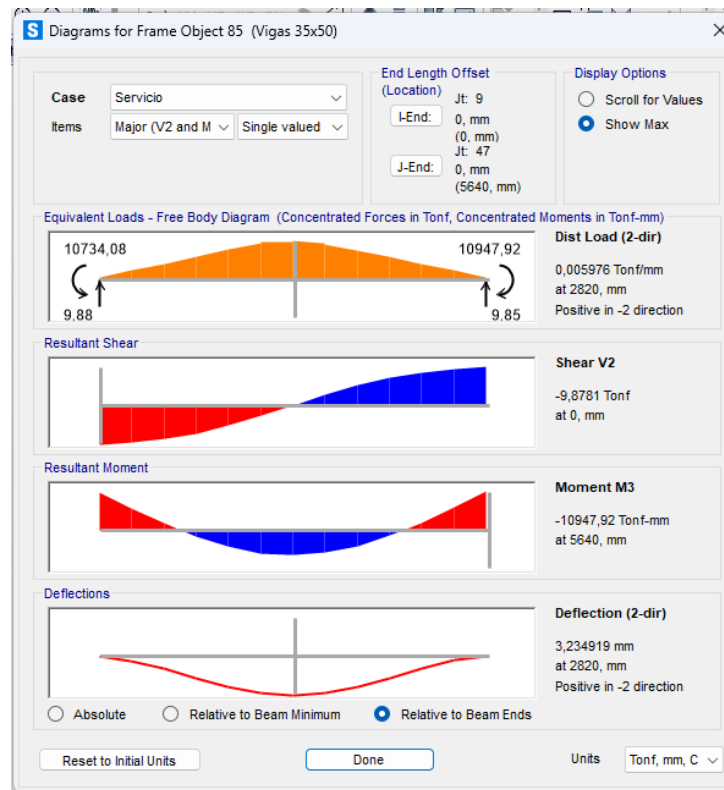
$$Longitud = 3418,85 \text{ mm}$$

$$Deflexión < \frac{L}{360} \rightarrow Deflexión < \frac{3418,85 \text{ mm}}{360}$$

$$16,366 \text{ mm} < \frac{3418,85 \text{ mm}}{360}$$

$$16,366 \text{ mm} < 9,497 \text{ mm} \text{ no cumple}$$

En la siguiente **Captura 17**: Deflexión de viga cargadora. se muestra la deflexión en el elemento más cargado según el análisis en el software de modelado, siendo esta una viga de cargadora principal.



Captura 17: Deflexión de viga cargadora.

Fuente: Autor

$$Deflexión = 3,2349 \text{ mm}$$

$$Longitud = 5640 \text{ mm}$$

$$Deflexión < \frac{L}{360} \rightarrow Deflexión < \frac{5640 \text{ mm}}{360}$$

$$3,2349 \text{ mm} < \frac{5640 \text{ mm}}{360}$$

$$3,2349 \text{ mm} < 15,67 \text{ mm} \text{ cumple}$$

3.6.3.7.5 Distorsiones de piso

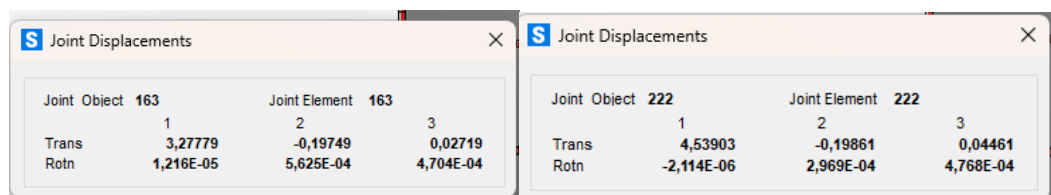
Para verificar si la estructura presenta distorsiones de piso se debe visualizar la estructura en planta y se debe buscar donde la distorsión de piso sea mayor, siendo así que estos puntos se encuentran en las esquinas de la losa del último piso, una vez que se encuentre en este punto se debe también revisar y comparar con el extremo opuesto, y a ambos puntos se determina cuanto se han deformado utilizando la siguiente ecuación.

$$Distorsión = \left[\frac{1,2 * (Desplazamiento 1 + Desplazamiento 2)}{2} \right]$$

Si el resultado es menor que el valor máximo de ambos desplazamientos, entonces significa que hay distorsión y no se cumple con los requisitos para un correcto desempeño estructural, caso de que sea mayor o igual entonces la estructura si cumple y no habría problema de distorsión de piso.

3.6.3.7.5.1 Distorsiones de piso en X

En la siguiente **Captura 18**: Desplazamientos del último piso para verificación de distorsión. Se muestran los valores para el análisis respectivo.



Joint Displacements (Joint Object 163)			
	1	2	3
Trans	3,27779	-0,19749	0,02719
Rotn	1,216E-05	5,625E-04	4,704E-04

Joint Displacements (Joint Object 222)			
	1	2	3
Trans	4,53903	-0,19861	0,04461
Rotn	-2,114E-06	2,969E-04	4,768E-04

Captura 18: Desplazamientos del último piso para verificación de distorsión.

Fuente: Autor

Desplazamiento 1 = 3,277 cm

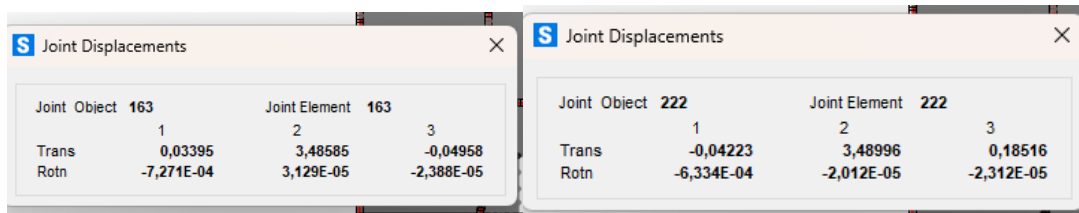
Desplazamiento 2 = 4,539 cm

$$Distorsión en x = \left[\frac{1,2 * (3,277 \text{ cm} + 4,539 \text{ cm})}{2} \right]$$

Distorsión en x = 3,69 cm ∴ Hay distorsiones de piso

3.6.3.7.5.2 Distorsiones de piso en Y

En la siguiente **Captura 19**: Desplazamientos para verificar las distorsiones de pisos se muestran los valores para el análisis respectivo.



The image shows two side-by-side screenshots of a software window titled 'Joint Displacements'. Each window contains a table of displacement data for a specific joint.

Joint	Object	1	2	3
Trans	163	0,03395	3,48585	-0,04958
Rotn	163	-7,271E-04	3,129E-05	-2,388E-05

Joint	Object	1	2	3
Trans	222	-0,04223	3,48996	0,18516
Rotn	222	-6,334E-04	-2,012E-05	-2,312E-05

Captura 19: Desplazamientos para verificar las distorsiones de pisos

Fuente: Autor

Desplazamiento 1 = 3,4858 cm

Desplazamiento 2 = 3,4899cm

$$\text{Distorsión en Y} = \left[\frac{1,2 * (3,4858 \text{ cm} + 3,4899 \text{ cm})}{2} \right]$$

Distorsión en Y = 4,18 cm ∴ no hay distorsiones de piso

3.6.3.7.6 Verificación de índice de estabilidad.

Este análisis evalúa el efecto de las deformaciones laterales en la estructura debido a las cargas gravitacionales y laterales que carguen sobre la misma, siendo así que este fenómeno considera el cómo afectan los desplazamientos horizontales incrementando los momentos flectores y las fuerzas internas.

De acuerdo con la NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico, los parámetros para estimar el valor del Índice de estabilidad del piso los cuales se visualizan en la siguiente **Ilustración 18**: Ecuación del índice de estabilidad según la NEC-SE-DS

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

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

Ilustración 18: Ecuación del índice de estabilidad según la NEC-SE-DS

Fuente: NEC-2015

En la siguiente **Tabla 14:** Índice de estabilidad en X y en la **Tabla 15:** Índice de estabilidad en Y se muestran los resultados obtenidos en base de la estructura modelada.

Índice de estabilidad X					
Piso	Hi	Pi	Vi	Di	Qi < 0,1
Terraza	2,7	166,0085	36,5296	0,039222	0,06601633
Planta alta 4	2,8	402,5093	79,6248	0,035359	0,06383656
Planta alta 3	2,8	641,5143	115,9491	0,029223	0,05774385
Planta alta 2	2,8	901,4733	146,8923	0,021489	0,04709904
Planta alta 1	2,5	1214,2095	169,2435	0,012274	0,03522311
mezanine	2,5	1413,4974	177,74	0,004848	0,01542171
					cumple

Tabla 14: Índice de estabilidad en X

Fuente: Autor

Índice de estabilidad Y					
Piso	Hi	Pi	Vi	Di	Qi < 0,1
Terraza	2,7	166,00	44,25	0,034	0,048
Planta alta 4	2,8	402,50	96,32	0,030	0,045
Planta alta 3	2,8	641,51	140,06	0,024	0,039
Planta alta 2	2,8	901,47	177,14	0,017	0,030
Planta alta 1	2,5	1214,20	203,75	0,008	0,020
mezanine	2,5	1413,49	213,76	0,0031	0,008
					cumple

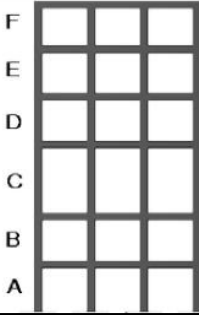
Tabla 15: Índice de estabilidad en Y

Fuente: Autor

Quiere decir que los resultados muestran los efectos con respecto a la estabilidad de la estructura, siendo así que no deben ser considerados.

3.6.3.7.6 Verificación de piso blando

El chequeo de pisos blandos en la estructura consiste en verificar el valor de la rigidez lateral de un piso relacionándolo con los pisos adyacentes, para evitar deformaciones excesivas y posibles fallas durante un sismo, para lo cual se evalúa la rigidez entre pisos y se comparan los desplazamientos para identificar irregularidades como se muestra en la siguiente **Tabla 16:** Cálculo de valores para verificación de pisos blandos. En base a las fórmulas mostradas en la **Ilustración 19:** Verificación de piso flexible según la NEC-SE-

Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ 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.	
--	---

DS

Ilustración 19: Verificación de piso flexible según la NEC-SE-DS

Fuente: NEC 2015

ANÁLISIS EN X							
Piso	V	Despl	RIGIDEZ	Verificación 70%		verificación 80%	
Terraza	36,52	0,039	931,35	no aplica			
Planta alta 4	79,62	0,035	2251,89	651,94	cumple	no aplica	
Planta alta 3	115,94	0,029	3967,73	1576,32	cumple	no aplica	
Planta alta 2	146,89	0,021	6835,69	2777,41	cumple	1906,9	cumple
Planta alta 1	169,24	0,012	13788,78	4784,98	cumple	3481,42	cumple
mezanine	177,74	0,0048	36662,54	9652,14	cumple	6557,92	cumple
ANÁLISIS EN Y							
Piso	V	Despl	RIGIDEZ	Verificación 70%		verificación 80%	
Terraza	44,25	0,034	1274,47	no aplica			
Planta alta 4	96,32	0,030	3155,41	892,130	cumple	no aplica	
Planta alta 3	140,06	0,024	5737,71	2208,79	cumple	no aplica	
Planta alta 2	177,14	0,017	10391,75	4016,40	cumple	2711,36	cumple
Planta alta 1	203,75	0,008	23482,5	7274,23	cumple	5142,63	cumple
mezanine	213,76	0,003	68846,73	16437,76	cumple	10563,19	cumple

Tabla 16: Cálculo de valores para verificación de pisos blandos.

Fuente: Autor

Los resultados obtenidos demuestran la presencia de pisos rígidos y no existe la presencia de pisos blandos, cabe destacar que en donde dice “no aplica” es debido a que la norma exige que en la verificación del 70% se toma en cuenta un piso superior, y al estar ya en la terraza, no hay presencia de pisos superiores, así mismo en la verificación del 80% la norma exige tomar en cuenta tres pisos superiores por ende llega a un punto en donde ya no hay los 3 pisos superiores requeridos y por ende no aplicará a su verificación.

4. CAPÍTULO IV ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 Análisis de resultados

En base al estudio correspondiente de la edificación, se modeló empleando el uso de los planos estructurales, tomando en cuenta todos los aspectos necesarios desde las secciones de elementos, consideraciones normativas como las inercias agrietadas, secciones de elementos, configuraciones tanto en planta y elevación de tal forma que nos permita realizar unos estudios con un menor margen de error permitiendo conocer el desempeño y los resultados de la edificación.

4.1.1 Inspección Visual Rápida (FEMA P-154)

- **Nombre del Edificio:** “Edificio 9 de Mayo”.
- **Datos de Propietario:** Reservado
- **Uso:** Edificio de uso residencial y comercial
- **Ciudad:** Machala
- **Ubicación Geográfica:** Zona 17S

Descripción General

Año de construcción: 2021

Intervenciones y/o modificaciones: Ninguna

Área de construcción: 249,96 m²

Número de pisos: 5

Evolución en el tiempo: El edificio no tiene mucho tiempo de construcción por lo tanto no ha sufrido deterioros relevantes.

Número de usuarios diarios promedio: 20 usuarios diarios promedios.

Tipo de estructura: Pórticos de hormigón armado (C1)

Materiales: Bloques, cemento, material granular, acero.



Ilustración 20: Estado actual de la edificación (2025)

Cimentación: El tipo de cimentación es directa y superficial, es decir cuenta con un sistema de zapatas aisladas con vigas de cimentación.

Vigas: El tipo de vigas son vigas peraltadas, es decir que sobresalen de las losas, según se visualiza los planos del diseño estructural y según su geometría medible.

Columnas: El tipo de columnas son columnas rectangulares en mezanine, planta baja hasta la tercera planta y en la cuarta y quinta son columnas según se haya calculado en la evaluación estructural del edificio, en la presente evaluación no se divisan fallas o deformaciones en ninguna columna de todo el edificio.

Sistemas de piso: El sistema de piso es una losa aligerada, ya que no se cuenta con planos arquitectónicos, la cubierta de los pisos está decorado con cerámica de 30x30, visualmente no se visualizan grietas o fisuras como fallas en ninguno de los elementos. En base a algunos datos obtenidos, tanto en observación de campo como en la visualización de planos, ayuda a llenar los campos obligatorios de las metodologías mencionadas a continuación lo cual es un aporte necesario para determinar un puntaje que califique a la edificación.

4.1.1 Inspección Visual Rápida (FEMA)

Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards
FEMA P-154 Data Collection Form

Level 1
MODERATELY HIGH Seismicity



Address: DNK Zip: DNK

Other Identifiers: DNK

Building Name: DNK

Use: Comercial y residencial

Latitude: DNK Longitude: DNK

S_s: 0.86 S_r: 0.86

Screener(s): Ing. Jim Marcelo Ochoa Cobos Date/Time: 21/06/2025; 15:00 pm

No. Stories: Above Grade: 6 Below Grade: 0 Year Built: 2021 ☐ EST

Total Floor Area (sq. ft.): 249,96 m2 Code Year: 2021

Additions: ☒ None ☐ Yes, Year(s) Built: 3

Occupancy: Assembly ☐ Commercial ☒ Emer. Services ☐ Historic ☐ Shelter
Industrial ☐ Office ☐ School ☐ Government
Utility ☐ Warehouse Residential, # Units: 6

Soil Type: ☐ A Hard Rock ☐ B Avg. Rock ☐ C Dense Soil ☒ D Soft Soil ☐ E Poor Soil ☐ F DNK ☐ DNK if DNK assume Type D.

Geologic Hazards: Liquefaction: Yes ☐ No ☒ DNK Landslide: Yes ☐ No ☒ DNK Surf. Rupt.: Yes ☐ No ☒ DNK

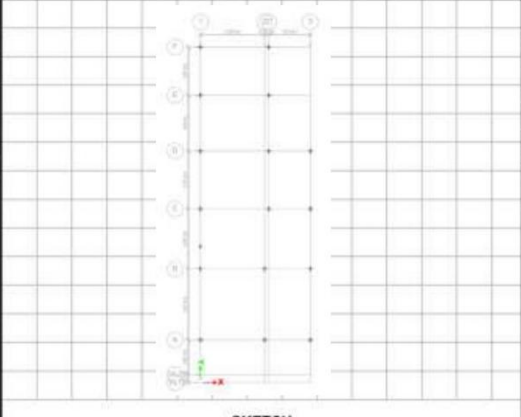
Adjacency: ☒ Pounding ☐ Falling Hazards from Taller Adjacent Building

Irregularities: ☐ Vertical (type/severity) ☒ Plan (type) Tipo 2. Retroceso excesivo en las esquinas

Exterior Falling Hazards: ☐ Unbraced Chimneys ☐ Heavy Cladding or Heavy Veneer
☐ Parapets ☐ Appendages
☐ Other: _____

COMMENTS:
Ninguno

☐ Additional sketches or comments on separate page



SKETCH

FEMA BUILDING TYPE	Do Not Know	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Basic Score	4.1	3.7	3.2	2.3	2.2	2.9	2.2	2.0	1.7	2.1	1.4	1.8	1.5	1.8	1.8	1.2	2.2	
Severe Vertical Irregularity, V _L	-1.3	-1.3	-1.3	-1.1	-1.0	-1.2	-1.0	-0.9	-1.0	-1.1	-0.8	-1.0	-0.9	-1.0	-1.0	-0.8	NA	
Moderate Vertical Irregularity, V _L	-0.8	-0.8	-0.8	-0.7	-0.6	-0.8	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	NA	
Plan Irregularity, P _L	-1.3	-1.2	-1.1	-0.9	-0.8	-1.0	-0.8	-0.7	-0.7	-0.9	-0.6	-0.8	-0.7	-0.7	-0.7	-0.5	NA	
Pre-Code	-0.8	-0.9	-0.9	-0.5	-0.5	-0.7	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.4	-0.3	-0.5	-0.5	-0.1	-0.3	
Post-Benchmark	1.5	1.9	2.3	1.4	1.4	1.0	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.1	2.4	2.1	2.1	NA	1.2	
Soil Type A or B	0.3	0.6	0.9	0.6	0.9	0.3	0.9	0.9	0.6	0.8	0.7	0.9	0.7	0.8	0.8	0.6	0.9	
Soil Type E (1-3 stories)	0.0	-0.1	-0.3	-0.4	-0.5	0.0	-0.4	-0.5	-0.2	-0.2	-0.4	-0.5	-0.3	-0.4	-0.4	-0.3	-0.5	
Soil Type E (> 3 stories)	-0.5	-0.8	-1.2	-0.7	-0.7	NA	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.4	NA	-0.5	-0.6	-0.7	-0.3	NA	
Minimum Score, S _{MIN}	1.6	1.2	0.8	0.5	0.5	0.9	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.3	0.2	0.3	0.3	0.2	1.4	

FINAL LEVEL 1 SCORE, S_{L1} ≥ S_{MIN}: 1.0

EXTENT OF REVIEW

Exterior: ☒ Partial ☐ All Sides ☐ Aerial

Interior: ☐ None ☒ Visible ☐ Entered

Drawings Reviewed: ☒ Yes ☐ No

Soil Type Source: EST

Geologic Hazards Source: EST

Contact Person: DNK

LEVEL 2 SCREENING PERFORMED?

☐ Yes, Final Level 2 Score, S_{L2} _____ ☒ No

Nonstructural hazards? ☐ Yes ☒ No

OTHER HAZARDS

Are There Hazards That Trigger A Detailed Structural Evaluation?

☒ Pounding potential (unless S_{L2} > cut-off, if known)

☐ Falling hazards from taller adjacent building

☐ Geologic hazards or Soil Type F

☐ Significant damage/deterioration to the structural system

ACTION REQUIRED

Detailed Structural Evaluation Required?

☐ Yes, unknown FEMA building type or other building

☐ Yes, score less than cut-off

☒ Yes, other hazards present

☐ No

Detailed Nonstructural Evaluation Recommended? (check one)

☐ Yes, nonstructural hazards identified that should be evaluated

☐ No, nonstructural hazards exist that may require mitigation, but a detailed evaluation is not necessary

☒ No, no nonstructural hazards identified ☐ DNK

Where information cannot be verified, screener shall note the following: EST = Estimated or unreliable data OR DNK = Do Not Know

Legend: MRF = Moment-resisting frame RC = Reinforced concrete URM INF = Unreinforced masonry infill MH = Manufactured Housing FD = Flexible diaphragm
BR = Braced frame SW = Shear wall TU = Tilt up LM = Light metal RD = Rigid diaphragm

Ilustración 21: Evaluación de edificación a través del formulario de la FEMA P154

Dependiendo de la tipología del sistema estructural, se establecen rangos de puntaje mínimo, debiéndose a la siguiente expresión $S_{L1} > S_{min}$ donde S_{L1} es el puntaje obtenido en la evaluación y S_{min} es el puntaje mínimo según el formulario, dando como resultado que el puntaje obtenido de esta evaluación es de 1 y el mínimo para este tipo de sistema estructural es de 0.3, lo cual implica que no se requiere una evaluación más detallada, y tendrá un buen desempeño sísmico, como se muestra en la **Ilustración 22**: Evaluación de edificación a través del formulario de la FEMA P154.

4.1.2 Inspección Visual Rápida (NEC)

Siguiendo el mismo proceso que en la evaluación anterior esta vez con la evaluación de la normativa NEC donde se visualizan los mismos parámetros, pero ajustados a la localidad, y con la diferencia más notoria que redacta que si el puntaje obtenido es menor a 2 requiere una evaluación más detallada a pesar de que cumpla con ser mayor al puntaje mínimo requerido.

El puntaje obtenido según lo muestra en la **Ilustración 23**: Formulario NEC para evaluación de edificaciones según la zona sísmica. Es de 3.6 siendo un puntaje bastante aceptable y esto se puede deber a que es una construcción nueva por ende no requiere una evaluación más detallada, además que el puntaje mínimo es igual que el anterior de 0.3 según lo redacta el tipo de sistema estructural.

Moderadamente Alta sismicidad

85

Ilustración 23: Formulario NEC para evaluación de edificaciones según la zona sísmica.

4.1.3 Análisis dinámico espectral

4.1.3.1 Espectro de diseño de aceleraciones

Para el cálculo de los parámetros que servirán para el de diseño de espectro en aceleraciones se debe utilizar la curva de peligro sísmico dependiendo de la región y la normativa local, en el presente documento se van a analizar los 4 niveles de amenaza sísmica bajo la normativa local sacando los valores respectivos de los valores de las aceleraciones como se muestra en la **Ilustración 24:** Curva de peligro sísmico con intersecciones según el nivel de sismo.

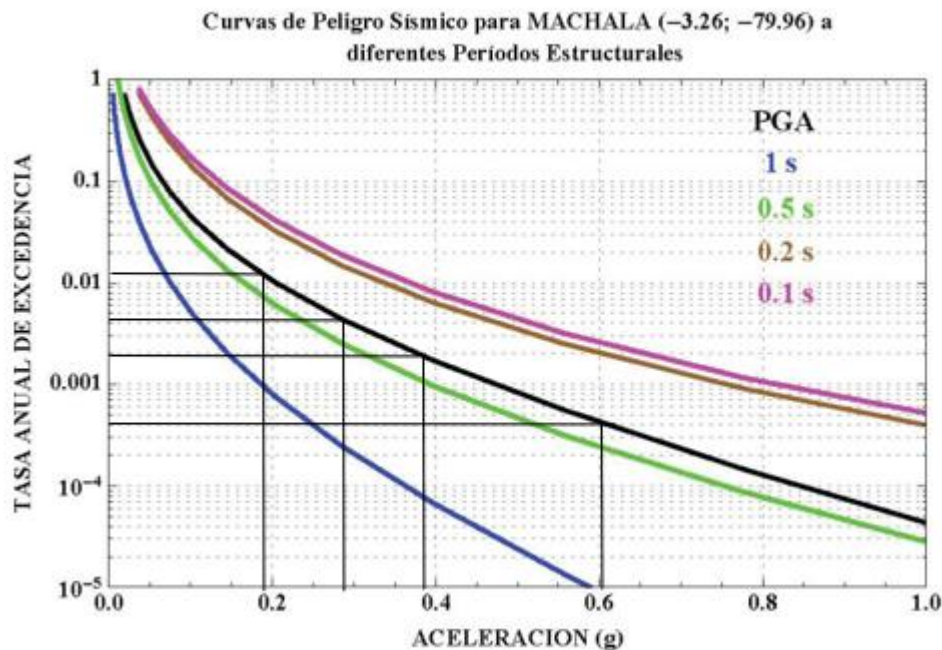


Ilustración 24: Curva de peligro sísmico con intersecciones según el nivel de sismo

Fuente: NEC 2015

A través del uso de la NEC y del tipo de suelo de la zona, se identifican los coeficientes los cuales ayudarán a encontrar los valores de aceleración para evaluar su desempeño con los distintos niveles de amenaza sísmica como se detalla a continuación en la **Tabla 17:** Coeficientes de perfil del suelo.

Suelo Tipo D – Zona V		
Descripción	Símbolo	Valor
Aceleración máxima en roca.	z	0,4
Relación de amplificación espectral.	n	1,8 (Costa)
Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.	Fa	1,20
Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.	Fd	1,19
Comportamiento no lineal de los suelos.	Fs	1.28

Tabla 17: Coeficientes de perfil del suelo

Fuente: NEC 2015

Con los valores del espectro elástico se procede a verificar, calcular los valores que ayudarán a la construcción del espectro inelástico con la finalidad de obtener el espectro de diseño como se muestra en la **Tabla 18:** Coeficientes para espectro inelástico.

Coeficientes para el espectro inelástico		
Descripción	Símbolo	Valor
Nivel de importancia	I	1
Factor de reducción de resistencia sísmica	R	6
Coeficiente de configuración en planta	Φ_P	1
Coeficiente de configuración en elevación	Φ_E	1

Tabla 18: Coeficientes para espectro inelástico

Fuente: NEC 2015

A través del análisis dinámico empleado para hallar el espectro según la normativa de peligro sísmico, con un periodo de retorno de 475 años para la ciudad de Machala, con un suelo considerado tipo D obtenemos los periodos correspondientes a los distintos modos de vibración de la estructura como lo muestra la siguiente **Tabla 19:** Periodos fundamentales y participación de masa.

MODO	PERIODO	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,8395	0,5878	0,0001	0,0000	0,5878	0,0001
2	0,7426	0,2119	0,0007	0,0000	0,7997	0,0009
3	0,6830	0,0000	0,7518	0,0003	0,7997	0,7527
4	0,2978	0,0717	0,0001	0,0000	0,8715	0,7528
5	0,2616	0,0430	0,0013	0,0000	0,9145	0,7540
6	0,2500	0,0002	0,1033	0,0000	0,9147	0,8573
7	0,2287	0,0000	0,0001	0,0064	0,9147	0,8574
8	0,2172	0,0000	0,0188	0,0200	0,9147	0,8763
9	0,1786	0,0006	0,0005	0,0005	0,9153	0,8767
10	0,1742	0,0002	0,0011	0,0046	0,9156	0,8778
11	0,1737	0,0256	0,0003	0,0001	0,9411	0,8781
12	0,1547	0,0001	0,0159	0,0043	0,9412	0,8941
13	0,1517	0,0000	0,0140	0,0053	0,9412	0,9081
14	0,1494	0,0130	0,0001	0,0002	0,9542	0,9082
15	0,1361	0,0001	0,0160	0,0145	0,9543	0,9242
16	0,1227	0,0107	0,0000	0,0000	0,9650	0,9242
17	0,1194	0,0000	0,0019	0,0079	0,9650	0,9261
18	0,1172	0,0001	0,0012	0,0029	0,9651	0,9272

Tabla 19: Periodos fundamentales y participación de masa

Fuente: El autor

4.1.3.1 Control del periodo de vibración según la NEC-SE-DS

Para el primer método, el valor de control del periodo esta dado por la siguiente expresión:

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

Donde:

h_n =Altura de la edificación= 16,1 m

Y los demás valores son coeficientes dado por la normativa dependiendo de las características de la edificación como detallan a continuación en la **Tabla 20**: Coeficientes para el cálculo del periodo teórico

Tipo de estructura	C_t	α
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores.	0.055	0.9

Tabla 20: Coeficientes para el cálculo del periodo teórico

Fuente: NEC 2015

Obteniendo como resultado:

$$T = 0.055 * 16.1^{0.9}$$

$$T = 0.67066 \text{ seg}$$

El método 2 establece que el periodo fundamental de la estructura no debe ser mayor a un 30% al periodo obtenido por el primer método.

$$T = 1.30 * 0.67066 \text{ seg}$$

$$T = 0.8718 \text{ seg}$$

Los periodos anteriormente descritos se los puede establecer como periodos de control establecidos por la normativa NEC-SE-DS que dieron como resultado un periodo de $T = 0.6706 \text{ seg}$ y un periodo máximo de $T = 0.8718 \text{ seg}$ dejando como evidencia que la estructura cumple con los requisitos mínimos y máximos en las dos direcciones según normativas locales como se muestra a continuación en el resumen en la **Tabla 21**: Control de periodos de la estructura.

T teórico	0,6706	seg	
Tmax	0,8718	seg	
Tx	0,8395	seg	ok
Ty	0,683	seg	ok

Tabla 21: Control de periodos de la estructura

Fuente: Autor

4.1.3.2 Cálculo de desplazamientos

De acuerdo a la estructura y con los datos obtenidos en el modelamiento se obtuvo los desplazamientos máximos generados por el sismo de diseño en los dos sentidos como se muestra en la **Tabla 22:** Desplazamientos máximos de la edificación y en la **Ilustración 25:** Gráfica de desplazamientos máximos.

Desplazamiento máximo para sismo			
Planta	Altura (cm)	X (cm)	Y (cm)
Cubierta	1610	0,03469	0,03149
4ta planta	1340	0,03122	0,02757
3ra planta	1060	0,02505	0,02191
2da planta	780	0,01865	0,01514
1ra planta	500	0,01060	0,00759
Mezanine	250	0,00410	0,00268
Planta baja	0	0,00	0,00

Tabla 22: Desplazamientos máximos de la edificación

Fuente: Autor

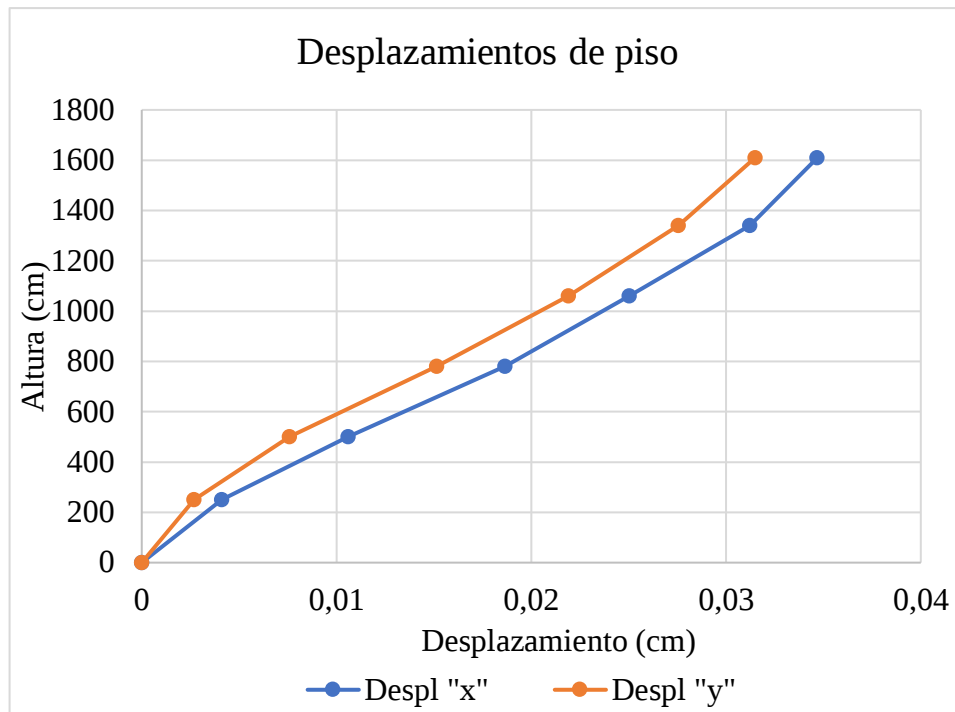


Ilustración 26: Gráfica de desplazamientos máximos

Fuente: Autor

La gráfica de desplazamiento está representando los desplazamientos máximos que tiene el edificio ante un sismo de diseño en ambas direcciones.

4.1.3.3 Cálculo de derivas de entrepiso

Para las derivas inelásticas se hará uso de los límites dispuestos por la normativa local como se muestra en la siguiente **Tabla 23:** Valores de derivas máximas para los pisos.

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

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

Tabla 23: Valores de derivas máximas para los pisos

Fuente: NEC

Los resultados del cálculo de las derivas inelásticas tanto en el eje x se presentan en la **Tabla 24:** Derivas de piso elástica e inelástica por piso en dirección X y está representado en la **Ilustración 27:** Gráfica de derivas máximas en dirección X.

Derivas de piso en sentido X					
Piso	Altura	Despl x	Despl e/piso	Deriva elástica	Deriva inelástica
Terraza	2,7	0,034	0,003	0,00128	0,57
Planta alta 4	2,8	0,031	0,006	0,0022	0,9917
Planta alta 3	2,8	0,025	0,006	0,0022	1,027
Planta alta 2	2,8	0,018	0,008	0,00287	1,29
Planta alta 1	2,5	0,010	0,006	0,0025	1,16
mezanine	2,5	0,004	0,004	0,0016	0,73

Tabla 24: Derivas de piso elástica e inelástica por piso en dirección X

Fuente: Autor

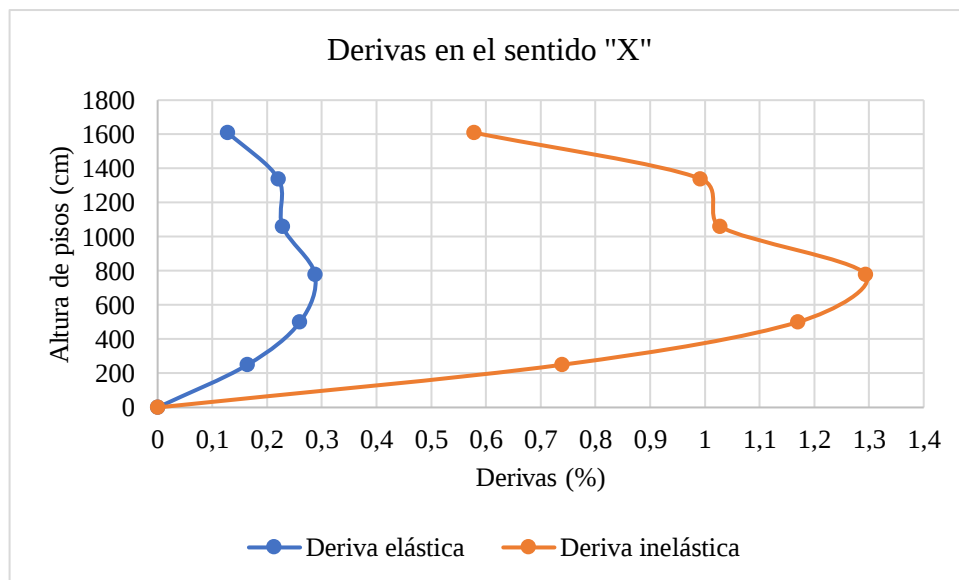


Ilustración 27: Gráfica de derivas máximas en dirección X.

Fuente: Autor

Los resultados del cálculo de las derivas inelásticas tanto en el eje x se presentan en la **Tabla 25: Derivas de piso elástica e inelástica por piso en dirección Y.** y está representado en la **Ilustración 28: Gráfica de derivas máximas en dirección Y.**

Derivas de piso en sentido Y					
Piso	Altura	Despl y	Despl e/piso	Deriva elástica	Deriva inelástica
Terraza	2,7	0,031	0,0039	0,0014	0,6
Planta alta 4	2,8	0,027	0,005	0,0020	0,90
Planta alta 3	2,8	0,021	0,006	0,0024	1,08
Planta alta 2	2,8	0,015	0,007	0,0026	1,2
Planta alta 1	2,5	0,007	0,004	0,0019	0,88
mezanine	2,5	0,0026	0,002	0,0010	0,48

Tabla 25: Derivas de piso elástica e inelástica por piso en dirección Y.

Fuente: Autor

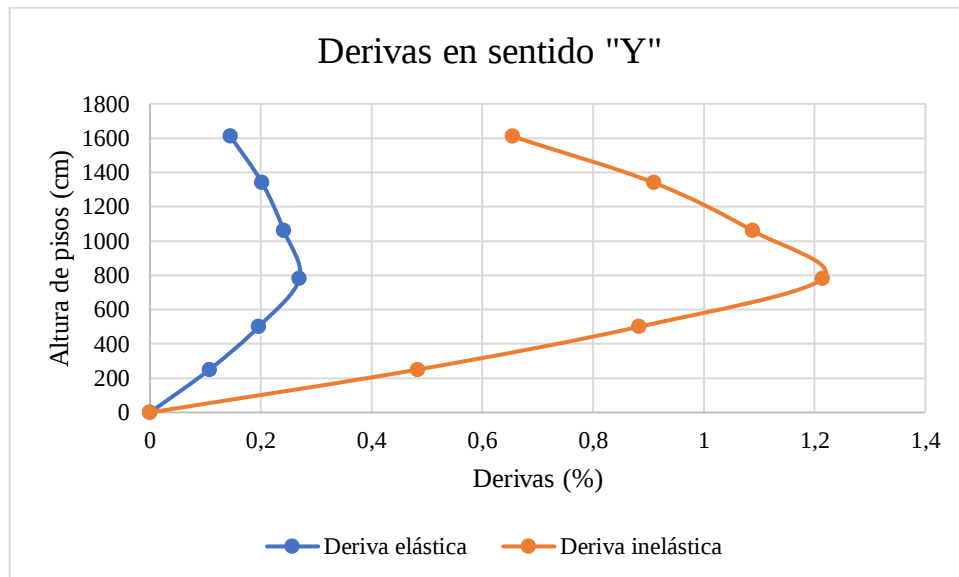


Ilustración 28: Gráfica de derivas máximas en dirección Y.

Fuente: Autor

En base a los resultados se puede apreciar que en la dirección tanto en X como en Y cumple con las derivas por piso sin excederse al 2%, por lo tanto, la estructura cumple con la normativa vigente.

4.1.4 Análisis sísmico estático

4.1.4.1 Cálculo de coeficientes sísmicos C y K.

Para el cálculo de estos coeficientes se usan los periodos fundamentales que corresponden a los modos de vibración en las 2 direcciones del análisis para posteriormente calcular la aceleración para el espectro correspondiente usando la siguiente fórmula:

$$Sa = \eta * z * Fa$$

Luego de obtener el valor de aceleración se calculan los coeficientes mediante la cortante basal para obtener el coeficiente sísmico C, cuyas variables se identifican en la siguiente tabla y posteriormente se define el valor de dicho coeficiente en la siguiente fórmula.

$$C = \frac{Sa * I}{R * \phi_e * \phi_p}$$

Variable	Valor
T_x	0,834 seg
R	6
ϕ_p	0,9
ϕ_e	0,9
I	1
Sa	0,864

Tabla 26: Coeficientes para el cálculo de factores como Sa, C y K

Fuente: Autor

Para determinar el coeficiente K relacionado con el periodo de vibración se usará la tabla

Tabla 27: Coeficientes de K en función de T basada en la normativa ecuatoriana.

Valores de T (s)	K
$\leq 0,5$	1

$0,5 < T \leq 2,5$	$0,75 + 0,50 * T$
$> 2,5$	2

Tabla 27: Coeficientes de K en función de T

Fuente: NEC-SE-DS

En la siguiente **Tabla 28:** Coeficientes para el análisis estático se puede observar los valores generado por los resultados del reemplazo ayudado con las tablas anteriormente descritas y respetando la normativa.

Tipo	Dirección X	Dirección Y
T (segundos)	0,8395	0,6830
C	0,1778	0,1778
K	0,824	0,839

Tabla 28: Coeficientes para el análisis estático

Fuente: Autor

4.1.4.2 Fuerzas laterales por piso.

En una edificación el análisis estático se realiza utilizando fuerzas laterales que actúan en los centros de masa en cada nivel, estas fuerzas se calculan a partir de la cortante basal, la cual se determina en base a un coeficiente sísmico de la estructura y la carga que soporta la edificación según el piso y según la dirección de análisis como se muestra en la **Tabla 29:** Calculo de fuerzas laterales por piso en el eje X y en la

					Eje X		
Piso	Carga total	carga por piso	Hi	HI (acum)	Wi*HI^k	alfa i	fi (Ton)
Terraza	156,5604	156,5604	2,7	16,1	1545,633	0,211	37,520
Planta alta 4	365,9511	209,3907	2,8	13,4	1777,018	0,243	43,136
Planta alta 3	577,7439	211,7928	2,8	10,6	1481,710	0,202	35,968
Planta alta 2	808,8537	231,1098	2,8	7,8	1255,753	0,172	30,483
Planta alta 1	1052,352	243,4983	2,5	5	917,164	0,125	22,264
mezanine	1214,4055	162,0535	2,5	2,5	344,795	0,047	8,370
Total					7322,074		177,741

Tabla 29: Calculo de fuerzas laterales por piso en el eje X

Fuente: Autor

Piso	Carga total	carga por piso	Hi	HI (acum)	Eje Y		
					Wi*HI^k	alfa i	fi (Ton)
Terraza	156,5604	156,5604	2,7	16,1	1611,420	0,213	45,455
Planta alta 4	365,9511	209,3907	2,8	13,4	1847,559	0,252	53,940
Planta alta 3	577,7439	211,7928	2,8	10,6	1535,122	0,210	44,818
Planta alta 2	808,8537	231,1098	2,8	7,8	1295,048	0,177	37,809
Planta alta 1	1052,352	243,4983	2,5	5	939,576	0,128	27,431
mezanine	1214,4055	162,0535	2,5	2,5	349,567	0,048	10,206
Total					7578,291		219,659

Tabla 30: Cálculo de fuerzas laterales por piso en el eje Y

Fuente: Autor

4.1.4.3 Diseño de rótulas plásticas

Rótulas plásticas en vigas

Datos

Datos iniciales		
fy	4200	kg/cm2
f'c	240	kg/cm2
b	35	cm
recub.	4	cm
H	50	cm
Ø est.	10	mm
d	44,1	cm
As sup		
num.	4	unid.
Ø long.	18	mm
As col.	10,1788	cm2
Cuantía	0,582%	OK
Sep.	10	cm
As inf.		
num.	4	unid.
Ø long.	18	mm

As col.	10,1788	cm ²
Cuantía	0,582%	OK
Sep.	10	cm
Estribos		
S estr.	10	cm
S max.	10	cm

Momento en el eje y

$$\beta_1 = 0,85$$

$$c = \frac{A_s * f'ye}{0,85 * f'c * \beta_1 * b_w}$$

Un dato adicional que se añade a el cálculo de rótulas para las vigas y columnas estará sustentado en la normativa ASCE 41-17 en donde al acero se le multiplicará por un factor de 1.25 ya que para un análisis de estructuras ese valor adicional que se le aplica se considera una estimación conservadora del comportamiento real del material

$$c = \frac{10,178 * 4200 * 1,25}{0,85 * 240 * 0,85 * 35} = 8,81$$

$$Peralte (d) = 44,1 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 * c$$

$$a = 0,85 * 8,81 = 7,48 \text{ cm}$$

$$M_y = A_s * f'y * 1,25 * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_y = 10,178 * 4200 * 1,25 * \left(44,1 - \frac{7,48}{2}\right) = 2156660,401 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$\theta_y = \frac{L * M_y}{6 * Ec * I}$$

$$\theta_y = \frac{475 * 2156660,401}{6 * 232379,0008 * 364583,33} = 0,00202 \text{ rad}$$

Datos de la tabla

$$\rho = \frac{A_s}{b_w * d}$$

$$\rho = \frac{10,178}{35 * 44,1} = 0,659\%$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b_w * d}$$

$$\rho' = \frac{10,178}{35 * 44,1} = 0,659\%$$

$$\rho_{balanceado} = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f'_y} * \left(\frac{0,003}{0,003 + \frac{f'_y}{E_s}} \right)$$

$$\rho_{balanceado} = 2,448\%$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{balanceado}} = 0$$

Conforme o no conforme

El **cortante gravitacional** se lo encuentra en el software revisando según el estado de carga en la viga en estudio, como se muestra en la siguiente **Ilustración 29**: Captura de programa sacando la cortante gravitacional.

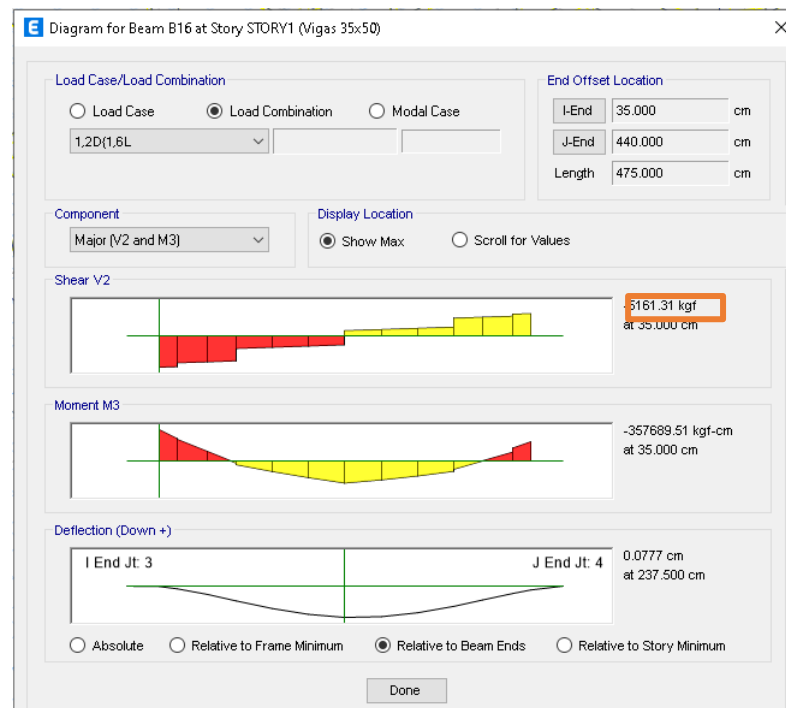


Ilustración 29: Captura de programa sacando la cortante gravitacional

Cortante gravitacional = 5161.31 kgf

Condición 1

$$\frac{d}{3} > \text{Separación de estribo}$$

Separación de estribo a estribo = 10 cm

Se verifica si la condición cumple o no, en caso de cumplir sería CONFORME y en caso de no cumplir NO CONFORME.

$$\frac{d}{3} = \frac{44,1}{3} = 14,70 \text{ cm}$$

Según los resultados si cumple, así que es CONFORME.

Condición 2

$$V_s = \frac{2 * \text{Área del estribo} * f'y * d}{\text{Separación de estribo a estribo}} > \frac{3}{4} * V_d$$

Área del estribo = 0,785 cm²

Se verifica si la condición cumple o no, en caso de cumplir sería CONFORME y en caso de no cumplir NO CONFORME.

$$V_s = \frac{2 * 1,57 * 4200 * 44,1}{10} = 36367,86 \text{ kg}$$

$$M_1 = M_2 = A_s * 1,25 * f'y * 1,25 * (d - (a * \frac{1,25}{2}))$$

$$M_1 = M_2 = 10,178 * 1,25 * 4200 * 1,25 * (44,1 - (7,48 * \frac{1,25}{2}))$$
$$= 2156660,4 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$V_d = 9000 + \left(\frac{M_1 + M_2}{L} \right)$$

$$V_d = \frac{2156660,4 * 2}{475 - 70} = 15811,48$$

$$\frac{3}{4} * V_d = \frac{3}{4} * 15811,48 \text{ kg} = 11858,61 \text{ kg}$$

$$V_s > 11858,61$$

Según los resultados cumple, así que es CONFORME

Se calcula el intervalo de fórmulas para ubicarse en la tabla.

$$\frac{V_d}{b_w * d * \sqrt{f'c}} = \frac{15811,48}{35 * 44,1 * \sqrt{240}} = 0,08$$

Con esta información ya se ubicará dentro de la tabla donde corresponde obtener los datos necesarios para la rótula en el software de modelado.

a	0,025
b	0,05
c	0,2
Rotación elástica (IO)	0,001
Rotación plástica (LS)	0,025
Rotación en colapso (CP)	0,05

Fuente: Autor

Cálculo del momento ultimo.

$$M_u = M_y + a * Ec * \left(\frac{I}{L}\right) * (c - \theta_y)$$

$$M_u = 26,86 \text{ Tn} * m$$

	Rotación	Momento (t*m)
A	0	0
B	0,00202	21,57
C	0,02702	26,86
D	0,02702	4,31
E	0,05202	4,31

Tabla 31: Tabla de datos calculados para formación de rótula de viga

Fuente: Autor

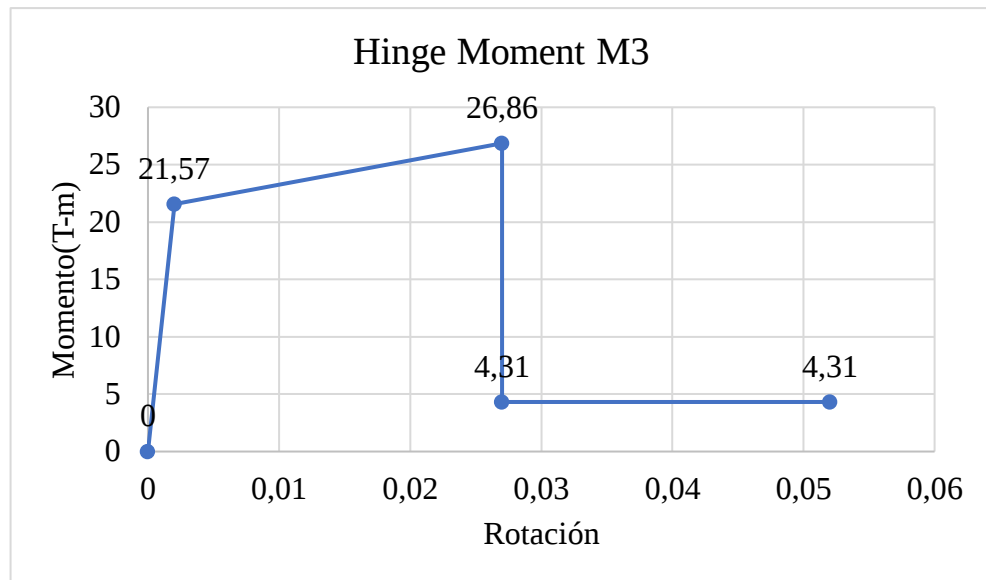


Ilustración 30:Gráfica de rótula plástica

Fuente: Autor

Rótulas plásticas en columnas

Datos iniciales

Datos iniciales		
f_y	4200	kg/cm ²
f'_c	240	kg/cm ²
b	70	cm
recub.	4	cm
H	40	cm
Ø est.	10	mm
d	33,9	cm
Ag	2800	cm ²
As tensión		
num.	7	unid.
Ø long.	22	mm
As col.	26,6093	cm ²

Cuantía	0,950%	OK
Sep.	10	cm
As compresión		
num.	7	unid.
Ø long.	22	mm
As col.	26,6093	cm2
Cuantía	0,950%	OK
Sep.	10	cm

Carga axial máxima (Pu)

La carga máxima es extraída después de haber modelado, aplicado las cargas correspondientes para poder determinar la carga axial máxima como se muestra en la **Ilustración 31**: Carga axial en la columna de estudio.

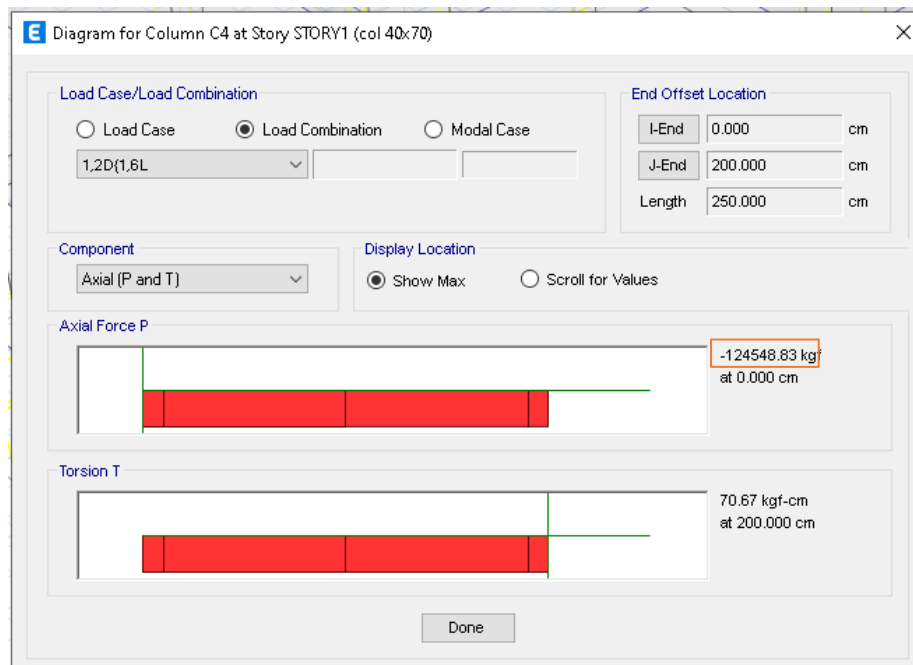


Ilustración 31: Carga axial en la columna de estudio

Pu= 124548,83 kg

Valor de β_c

$$\beta_c = \frac{d'}{d}$$

$$\beta_c = \frac{7,2 \text{ cm}}{33,9 \text{ cm}}$$

$$\beta_c = 0,2124$$

Deformación de fluencia del acero (ε_y)

$$\varepsilon_y = \frac{f_y * 1,25}{E_s}$$

$$\varepsilon_y = \frac{4200 \frac{kg}{cm^2} * 1,25}{2039000 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\varepsilon_y = 0,0026$$

Valor de α_y

$$\alpha_y = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_o}$$

$$\alpha_y = \frac{0,0026}{0,003}$$

$$\alpha_y = 0,8583$$

Valor de η_0

$$\eta_0 = \frac{P_U}{b \cdot d \cdot f'_c}$$

$$\eta_0 = \frac{124548,83 \text{ kg}}{70 \text{ cm} * 33,9 * 240 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\eta_0 = 0,2187 \text{ rad}$$

Cuantía a tensión (ρ_t)

$$\rho_t = \frac{A_{stension} \cdot f_y * 1,25}{b \cdot d \cdot f'_c}$$

$$\rho_t = \frac{26,6093 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1,25}{70 \text{ cm} * 33,9 * 240 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\rho_t = 0,2453$$

Cuantía a compresión ($\rho_{t'}$)

$$\rho_{t'} = \frac{A'_s \cdot f_y * 1,25}{b \cdot d \cdot f'_c}$$

$$\rho_{t'} = \frac{26,6093 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1,25}{70 \text{ cm} * 33,9 * 240 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\rho_{t'} = 0,2453$$

Coefficiente de corrección o ajuste

$$C_2 = 1 + \frac{0.45}{(0,84 + \rho_t)}$$

$$C_2 = 1 + \frac{0.45}{(0,84 + 0,2453)}$$

$$C_2 = 1,4146$$

Coefficiente K

$$k = \sqrt{(\rho_t + \rho_{t'})^2 \cdot \frac{1}{4 \cdot \alpha_y^2} + (\rho_t + \beta_c \cdot \rho_{t'}) \cdot \frac{1}{\alpha_y} - (\rho_t + p_t^4) \cdot \frac{1}{2 \cdot \alpha_y}}$$

$$k = \sqrt{(0,2453 + 0,2453)^2 \cdot \frac{1}{4 \cdot (0,8583)^2} + (0,2453 + 0,2124 \cdot 0,2453) \cdot \frac{1}{0,8583} - (0,2453 + 0,2453^4) \cdot \frac{1}{2 \cdot 0,8583}}$$

$$k = 0,3773$$

Curvatura

$$\phi_y = \left(1,05 + (c_2 - 1,05) \cdot \frac{\eta_0}{0,03} \right) \cdot \frac{\varepsilon_y}{(1 - k) \cdot d}$$

$$\phi_y = \left(1,05 + (1,4146 - 1,05) \cdot \frac{0,2187}{0,03} \right) \cdot \frac{0,0026}{(1 - 0,3773) \cdot 33,9}$$

$$\phi_y = 0,000452 \frac{rad}{cm}$$

Deformación del concreto

$$\varepsilon_c = \phi_y \cdot d - \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_c = 0,000452 rad/cm \cdot 33,9 - 0,0026$$

$$\varepsilon_c = 0,012$$

$$\varepsilon_c > 0.004 \text{ (No cumple) entonces se utiliza } 0,004$$

Coefficiente de eficiencia

$$\eta = \frac{0,75}{1 + \alpha_y} \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^{0,7}$$

$$\eta = \frac{0,75}{1 + 0,8583} \cdot \left(\frac{0,004}{0,003} \right)^{0,7}$$

$$\eta = 0,4936$$

Factor de reducción del concreto

$$\alpha_c = (1 - \beta_c) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_y} - \beta_c \quad \text{el resultado debe ser } \leq 1$$

$$\alpha_c = (1 - 0,2124) \cdot \frac{0,004}{0,0026} - 0,2124$$

$$\alpha_c = 1 \text{ (Si cumple)}$$

Momento máximo de fluencia

$$M_y = 0,5 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2 \cdot ((1 + \beta_c - \eta) \cdot \eta_0 + (2 - \eta) \cdot \rho_t + (\eta - 2 \cdot \beta_c) \cdot \alpha_c \cdot \rho_t')$$

$$M_y = 0,5 \cdot 240 \text{ kg/cm}^2 \cdot 70 \text{ cm} \cdot 33,9^2 \cdot ((1 + 0,2124 - 0,4936) \cdot 0,2187 + (2 - 0,2124) \cdot 0,2453 + (0,4936 - 2 \cdot 0,2124) \cdot 1 \cdot 0,2453$$

$$M_y = 5247309,3557 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

Valor de rotación de fluencia

$$\theta_y = \frac{L \cdot M_y}{9 \cdot E_c \cdot I}$$

$$\theta_y = \frac{250 \text{ cm} \cdot 5247309,3557 \text{ kg/cm}}{9 \cdot 233928,194 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 373333,33 \text{ cm}^4}$$

$$\theta_y = 0,0025$$

Condición I

$$\frac{Pu}{Ag \cdot f_c'}$$

$$\frac{124548,83 \text{ kg}}{2800 \text{ cm}^2 \cdot 240 \text{ kg/cm}^2} = 0,1853$$

$$\rho = \frac{Av}{b \cdot s}$$

$$\rho = \frac{3,1416 \text{ cm}^2}{70 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0045$$

Condición II

$$\frac{v \cdot 0,11954}{b \cdot d \cdot \sqrt{f_c'}}$$

Para hallar el valor de la cortante se visualiza en el programa en la siguiente **Ilustración 32**: Cortante extraída del software de modelado.

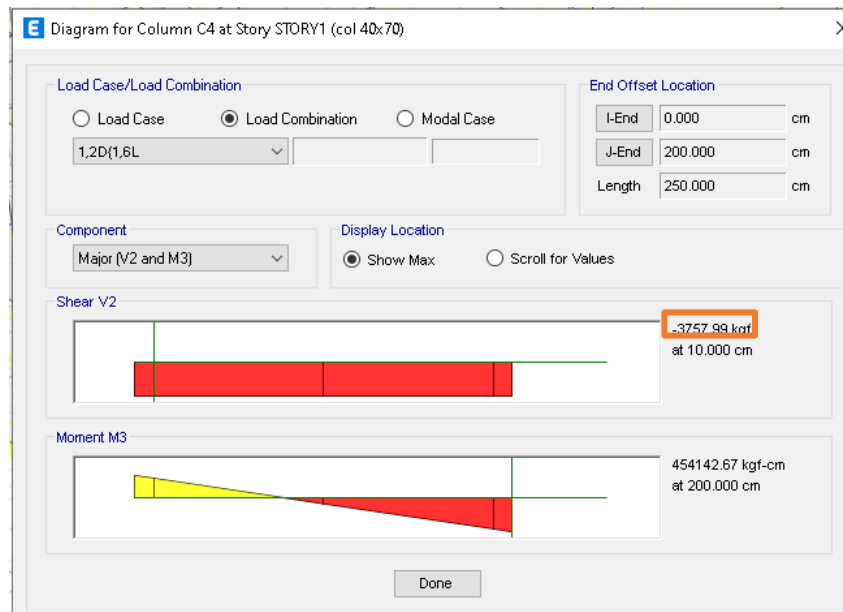


Ilustración 32: Cortante extraída del software de modelado

Fuente: Autor

Por lo tanto, $V = 3757,99 \text{ kgf}$

$$\frac{3757,99 \text{ kg} \cdot 0,11954}{70 \text{ cm} \cdot 33,9 \cdot \sqrt{240} \text{ kg/cm}^2} = 0,012$$

Se toma el valor más bajo de las condiciones establecidas, este permite identificar los parámetros adecuados para representar la rótula plástica de la columna.

$$\theta_u = \theta_y + a$$

$$\theta_u = 0,0025 + 0,007$$

$$\theta_u = 0,01$$

Calcular el momento último

$$M_U = M_y + 0,05 \cdot \varepsilon_c \cdot I(\theta_u - \theta_y)$$

$$M_U = 5247309,3557 + 0,05 \cdot 0,004 \cdot 373333,33(0,01 - 0,0025)$$

$$M_U = 5552975,529 \frac{kgf}{cm}$$

	Condición I	Condición II	Elegidos
a	0,023	0,007	0,007
b	0,02905	0,0251	0,0251
c	0,166	0,2	0,2
Rotación elástica (IO)			0,0007
Rotación plástica (LS)			0,00251
Rotación en colapso (CP)			0,00452

Tabla 32: Valores de rótula plástica según lo calculado

Fuente: Autor

	Rotación	Momento (kg*cm)
A	0	0
B	0,00250	5247,31
C	0,00950	5552,98
D	0,00950	1049,46
E	0,02760	1,05

Tabla 33: Tabla de datos calculados para la formación de rótula en columna

Fuente: Autor

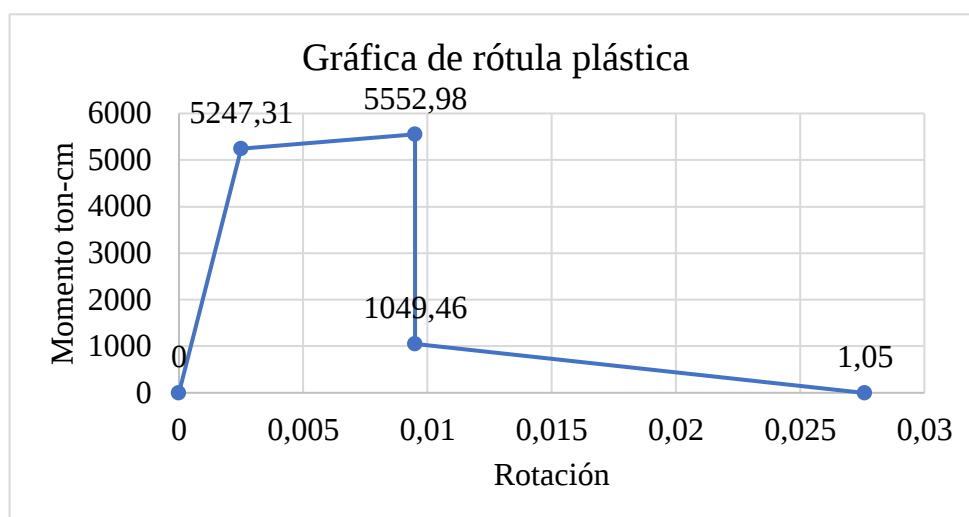


Ilustración 33: Gráfica de rótula plástica en columna

Fuente: Autor

4.1.5 Análisis estático no lineal (Pushover)

El análisis estático no lineal está representado por una gráfica entre el desplazamiento que sufre la edificación con el cortante basal, demostrando el desempeño de la estructura tanto en el rango elástico como en el rango inelástico, y esto se representará con modelos bidimensionales en ambas direcciones del análisis los cuales se detallan en la siguiente

Ilustración 34: Curva de desempeño sísmico, en dirección X y en la **Ilustración 35:** Curva de desempeño sísmico, en dirección Y

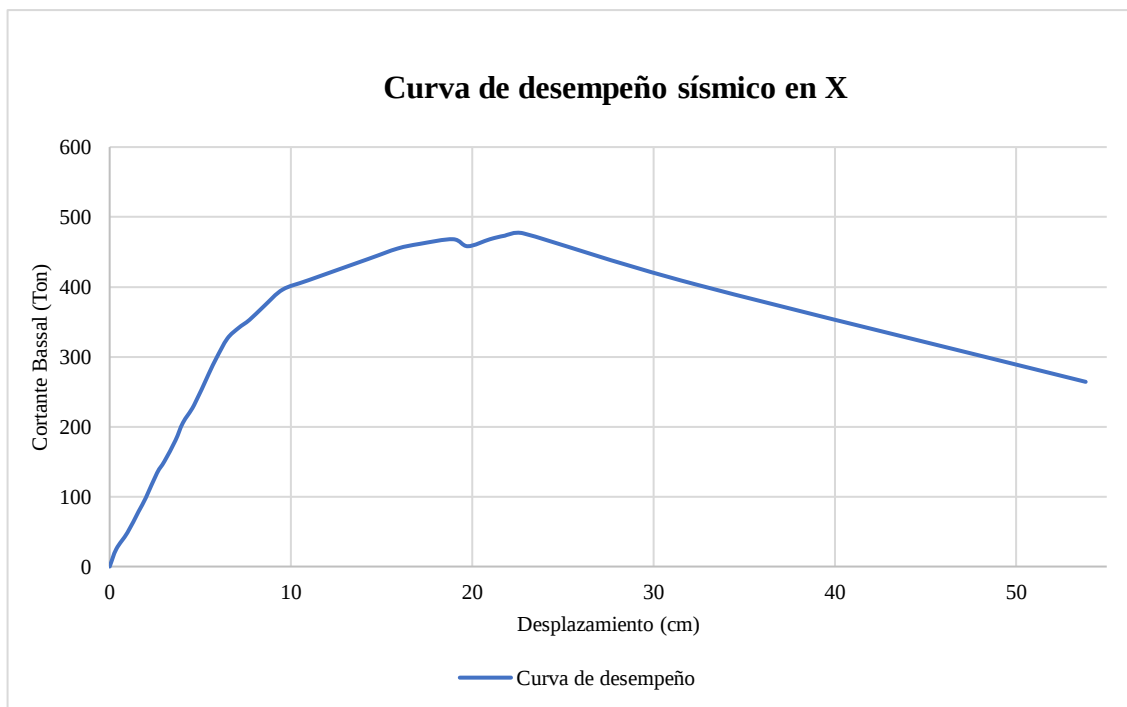


Ilustración 34: Curva de desempeño sísmico, en dirección X

Fuente: Autor



Ilustración 35: Curva de desempeño sísmico, en dirección Y

Fuente: Autor

En el software de modelación como se ha mencionado anteriormente se ingresó espectros de distintos niveles por sismo como se muestra en la **Ilustración 36: Espectros de aceleraciones para distintos niveles de sismo.** para poder evaluar la estructura con los distintos niveles de desempeño como se lo muestra a continuación.

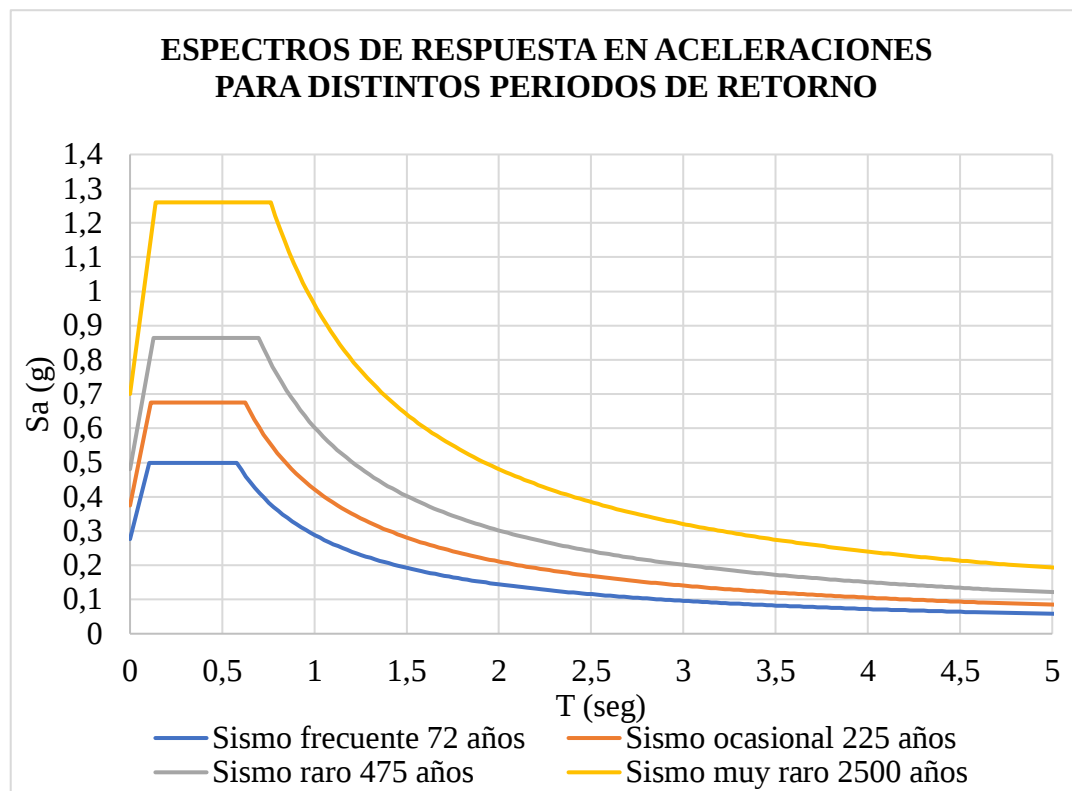


Ilustración 36: Espectros de aceleraciones para distintos niveles de sismo.

Fuente: Autor

4.1.5.1 Evaluación de la edificación por los distintos niveles de sismo.

La evaluación se la realizo para los distintos niveles de sismo con la finalidad de visualizar a través de datos en qué nivel de desempeño se encuentra la estructura, y como primer punto se realiza el análisis de los desplazamientos en las dos direcciones como se muestra a continuación.

Desplazamientos		Eje x	Eje y
Desplazamiento de fluencia	Δy	7,1023	6,9676
Desplazamiento último	Δu	14,242	14,92

Tabla 34: Desplazamientos de la estructura

Fuente: Autor

En la **Tabla 34:** Desplazamientos de la estructura muestra el desplazamiento de fluencia o punto de fluencia que tiene la estructura antes de empezar a deformarse y llegar a los distintos objetivos de desempeño, así como el desplazamiento ultimo que tiene la estructura ya cuando esta llega al colapso.

Nivel	Eje x			Eje y		
	Despl. máx.	Despl. Nivel		Despl. máx.	Despl. Nivel	
Operacional	7,1023			6,9676		
Daño controlado	9,24421	6,52	cumple	9,35332	6,249	cumple
Seguridad de vida	11,38612	8,288	cumple	11,73904	8,75	cumple
Prevención de colapso	13,52803	10,955	cumple	14,12476	11,774	cumple
Colapso	14,242	18,824	no cumple	14,92	17,85	no cumple

Tabla 35: Despl. máx. vs despl. por nivel de amenaza sísmica

Fuente: Autor

En la **Tabla 35:** Despl. máx. vs despl. por nivel de amenaza sísmica se compara los desplazamientos máximos calculados según la tabla de objetivos de desempeño versus los desplazamientos calculados mediante el software del modelado, los cuales determinan el cumplimiento de los desplazamientos de la estructura.

Para determinar si la estructura cumple con los desplazamientos requerido primero se calcula los desplazamientos máximos como se detalla a continuación para el eje x y lo mismo se replicará para el eje y.

$$\text{operacional} = \Delta y = 7,1023$$

$$\text{Daño controlado} = \Delta y + 0,3 * (\Delta u - \Delta y)$$

$$\text{Daño controlado} = 7,1023 + 0,3 * (14,242 - 7,1023) = 9,24421$$

$$\text{Seguridad de vida} = \Delta y + 0,6 * (\Delta u - \Delta y)$$

$$\text{Seguridad de vida} = 7,1023 + 0,6 * (14,242 - 7,1023) = 11,38612$$

$$\text{Prevención de colapso} = \Delta y + 0,9 * (\Delta u - \Delta y)$$

$$\text{Prevención de colapso} = 7,1023 + 0,9 * (14,242 - 7,1023) = 13,52803$$

$$\text{Colapso} = \Delta u = 14,242$$

Para determinar la ductilidad de la estructura es esencial calcular las ductilidades, el factor de sobre resistencia y el factor R como se detalla y para ello necesitamos obtener valores obtenidos del análisis dinámico que ayudarán al cálculo de la sobre resistencia y cortantes como se muestra en la **Tabla 36**: Datos obtenidos en el análisis dinámico.

Dirección	T (seg)	Sa (g)	Sa (g) - inel	W reactiva (Tonf)
X	0,8395	0,7186	0,148	1214,4055
Y	0,683	0,864	0,178	1214,4055

Tabla 36: Datos obtenidos en el análisis dinámico

Fuente: Autor

En base a estos datos recopilados se procede a realizar los cálculos correspondientes para obtener el factor de sobre resistencia como se detalla a continuación en el siguiente ejemplo, empezando por el cálculo de cortantes.

$$V_{\text{elástico}} = Sa(g) * W_{\text{reactiva}}$$

$$V_{\text{elástico}} = 0,7186 * 1214,4 \text{ Ton} = 872,67 \text{ Ton}$$

En cambio, el cortante de diseño se lo calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_{\text{diseño}} = Sa(g)_{\text{elástico}} * W_{\text{reactiva}}$$

$$V_{\text{diseño}} = 0,148 * 1214,4 \text{ Ton} = 179,73 \text{ Ton}$$

Para la obtención del cortante máximo es necesario extraer el valor máximo de fuerzas obtenidas en la curva capacidad, y luego se calcula los valores de la sobre resistencia dividiendo el cortante máximo para el cortante de diseño según la dirección establecida y para el análisis en esta estructura se ha obtenido los siguientes datos en la **Tabla 37**: Valor de cortante máximo y factor de

Dirección	$V_{\text{máximo}}$ (Ton)	Sobre resistencia	Cumple
X	440,118	2,449	No
Y	609,272	2,189	No

Tabla 37: Valor de cortante máximo y factor de sobre resistencia

Fuente: Autor

El factor de resistencias según la normativa tiene que ser como mínimo un valor de 3, y según los resultados indican que la estructura no posee una sobre resistencia, por ende, depende de la magnitud del sismo se estima que la edificación puede sufrir ciertos daños.

4.1.5.1.1 Curva Pushover para sismo frecuente.

En las siguientes **Ilustración 37:** Nivel de desempeño para un sismo frecuente en el eje X e **Ilustración 38:** Nivel de desempeño para un sismo frecuente en el eje Y se muestra la curva de capacidad considerando el sismo con un periodo de retorno de 72 años en ambas direcciones.

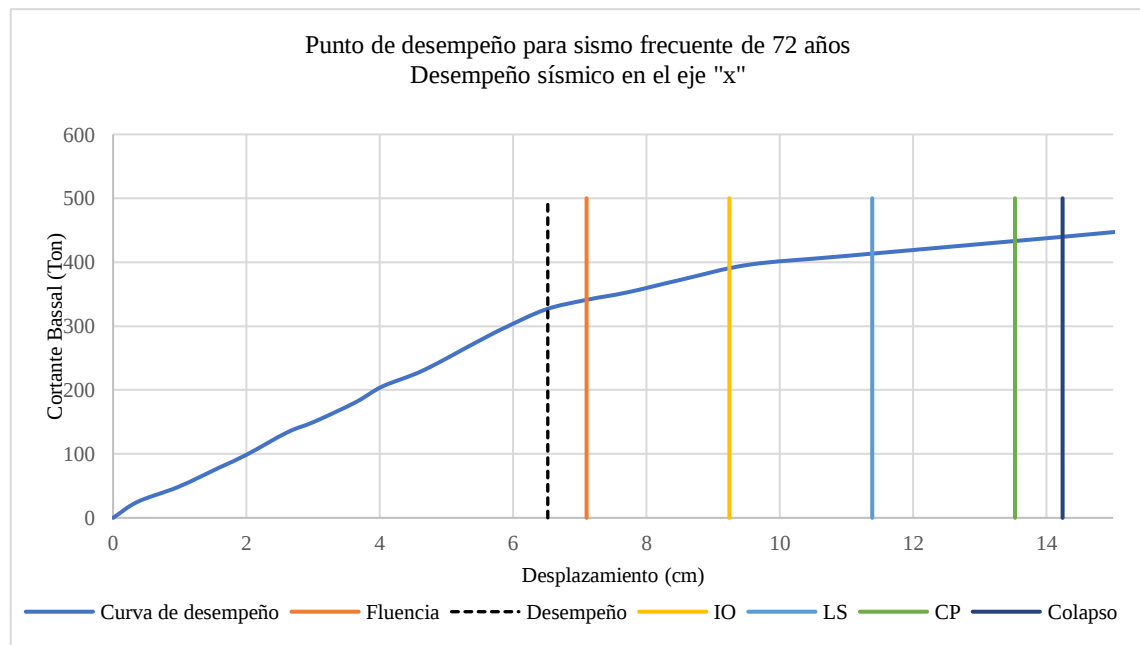


Ilustración 37: Nivel de desempeño para un sismo frecuente en el eje X

Fuente: Autor

Resumen	
Ductilidad μ máxima	2,005
Ductilidad μ demanda	0,918
Ductilidad μ reserva	1,087
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	872,6717923
V máximo (Ton)	440,118
V diseño (Ton)	179,732014
Sobre resistencia Ω	2,44874572
Factor de reducción R	1,3024

Tabla 38: Ductilidad de la estructura para sismo frecuente en X

Fuente: Autor

Después de haber simulado el sismo en la estructura en la dirección del análisis con un periodo de retorno de 72 años se concluye que la edificación es habitable debido a que la ductilidad de reserva es mayor a la ductilidad de demanda como se muestra en la **Tabla 38:** Ductilidad de la estructura para sismo frecuente en X

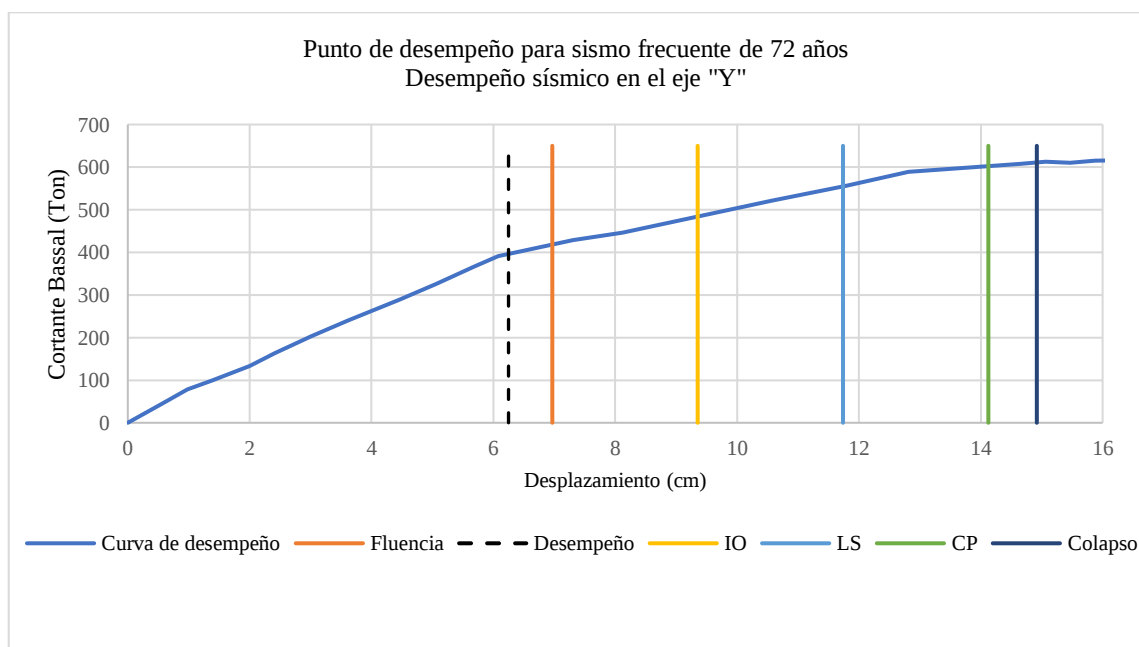


Ilustración 38: Nivel de desempeño para un sismo frecuente en el eje Y

Fuente: Autor

Resumen	
Ductilidad μ máxima	2,141
Ductilidad μ demanda	0,897
Ductilidad μ reserva	1,244
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	1049,246352
V máximo (Ton)	609,272
V diseño (Ton)	216,164179
Sobre resistencia Ω	2,819
Factor de reducción R	1,3557

Tabla 39: Ductilidad de la estructura para sismo frecuente en Y

Fuente: Autor

Después de haber simulado el sismo en la estructura en la dirección del análisis con un periodo de retorno de 72 años se concluye que la edificación es habitable debido a que la ductilidad de reserva es mayor a la ductilidad de demanda como se muestra en la **Tabla 39:** Ductilidad de la estructura para sismo frecuente en Y

4.1.5.1.2 Curva Pushover para sismo ocasional

En las siguientes **Ilustración 39:** Nivel de desempeño para un sismo ocasional en el eje X e **Ilustración 40:** Nivel de desempeño para un sismo ocasional en el eje Y se muestra la curva de capacidad considerando un sismo con un periodo de retorno de 72 años en ambas direcciones.

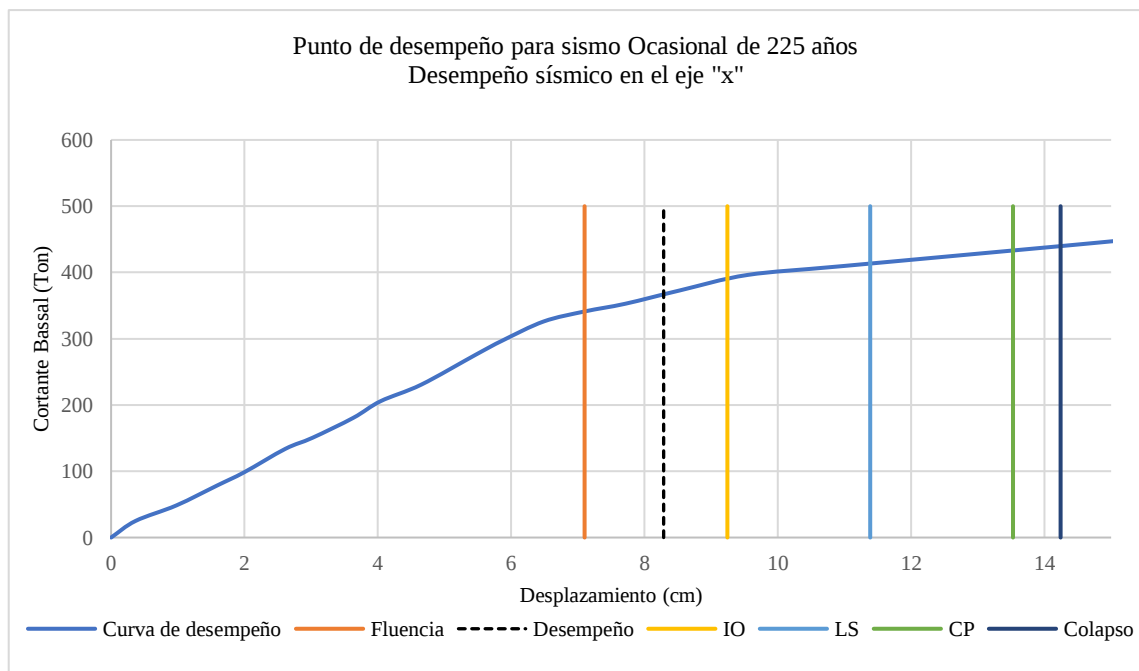


Ilustración 39: Nivel de desempeño para un sismo ocasional en el eje X

Fuente: Autor

Resumen	
Ductilidad μ máxima	2,005
Ductilidad μ demanda	1,167
Ductilidad μ reserva	0,838
Requiere reforzamiento estructural	
V elástico (Ton)	872,6717923
V máximo (Ton)	440,118
V diseño (Ton)	179,732014
Sobre resistencia Ω	2,44874572
Factor de reducción R	1,8763

Tabla 40: Ductilidad de la estructura para sismo ocasional en X

Fuente: Autor

Después de haber simulado el sismo en la estructura en la dirección del análisis con un periodo de retorno de 225 años se concluye que la edificación necesita un reforzamiento

estructural debido a que la ductilidad de reserva es menor a la ductilidad de demanda como se muestra en la **Tabla 40**: Ductilidad de la estructura para sismo ocasional en X., sin embargo aún la estructura cumple con los objetivos de desempeño ya que se encuentra entre el punto de fluencia y el punto de ocupación inmediata y su desplazamiento no supera al máximo calculado.

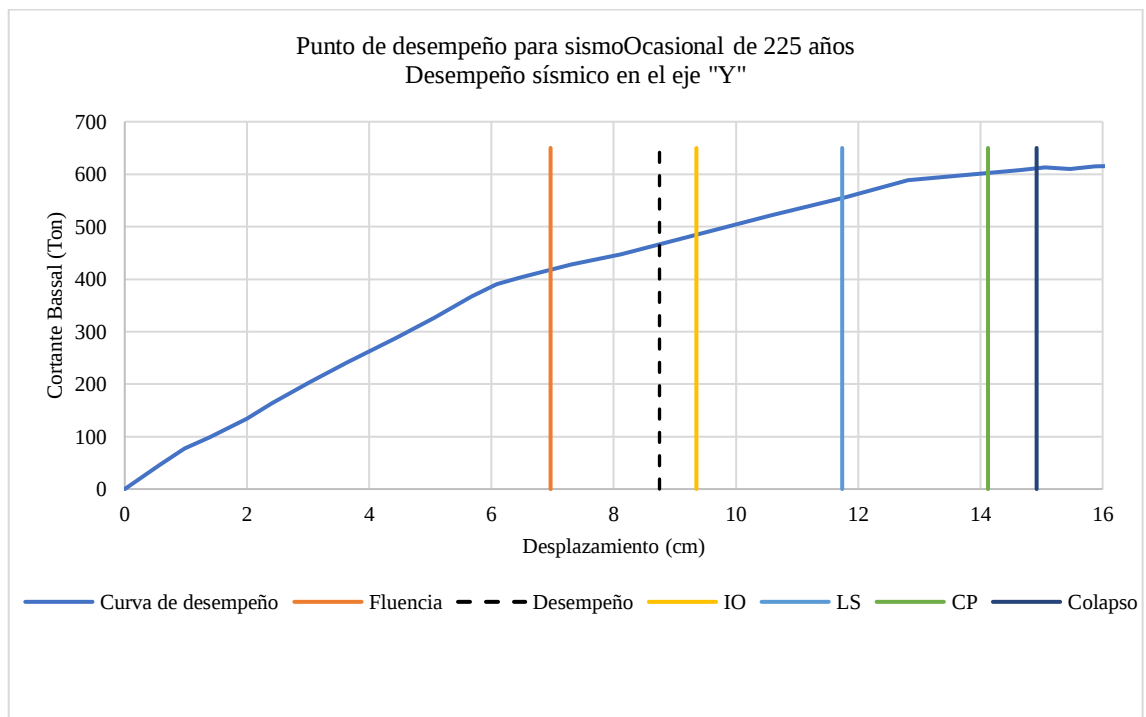


Ilustración 40: Nivel de desempeño para un sismo ocasional en el eje Y

Fuente: Autor

Resumen	
Ductilidad μ máxima	2,141339916
Ductilidad μ demanda	1,255812618
Ductilidad μ reserva	0,885527298
Requiere reforzamiento estructural	
V elástico (Ton)	1049,246352

V máximo (Ton)	609,272
V diseño (Ton)	216,164179
Sobre resistencia Ω	2,818561349
Factor de reducción R	1,9818

Tabla 41: Ductilidad de la estructura para sismo ocasional en Y

Fuente: Autor

Después de haber simulado el sismo en la estructura en la dirección del análisis con un periodo de retorno de 225 años se concluye que la edificación necesita un reforzamiento estructural debido a que la ductilidad de reserva es menor a la ductilidad de demanda como se muestra en la **Tabla 41:** Ductilidad de la estructura para sismo ocasional en Y. sin embargo, aún la estructura cumple con los objetivos de desempeño ya que se encuentra entre el punto de fluencia y el punto de ocupación inmediata y su desplazamiento no supera al máximo calculado.

4.1.5.1.3 Curva Pushover para sismo raro.

En las siguientes **Ilustración 41:** Nivel de desempeño para un sismo raro en el eje X e Y. Se muestra la curva de capacidad de la estructura considerando un sismo con un periodo de retorno de 72 años en ambas direcciones.

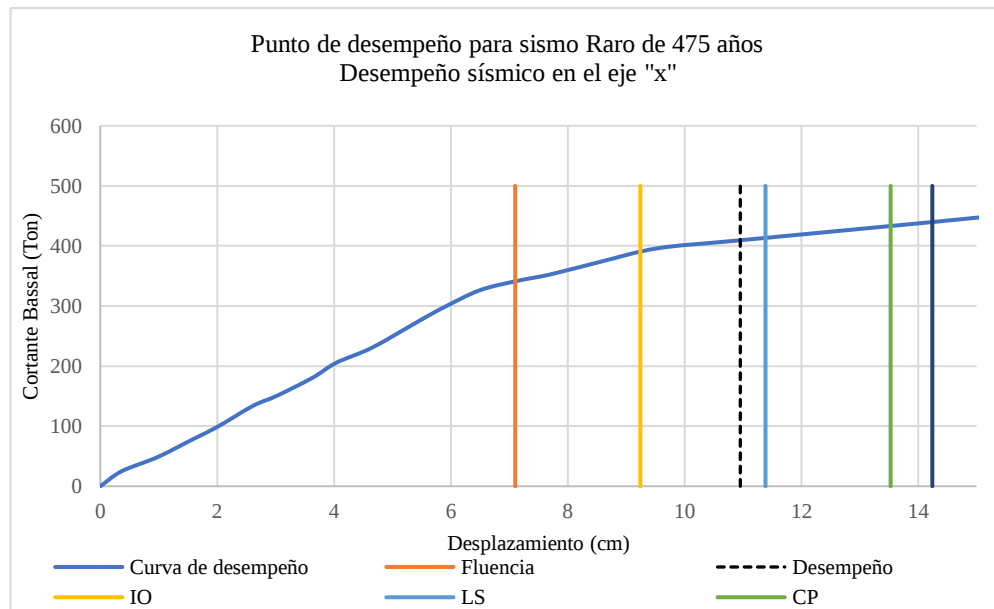


Ilustración 41: Nivel de desempeño para un sismo raro en el eje X

Fuente: Autor

Resumen	
Ductilidad μ máxima	2,005
Ductilidad μ demanda	1,542
Ductilidad μ reserva	0,463
Requiere reforzamiento estructural	
V elástico (Ton)	872,6717923
V máximo (Ton)	440,118
V diseño (Ton)	179,732014
Sobre resistencia Ω	2,44874572
Factor de reducción R	2,4532

Tabla 42: Ductilidad de la estructura para sismo raro en X

Fuente: Autor

Después de haber simulado el sismo en la estructura en la dirección del análisis con un periodo de retorno de 475 años se concluye que la edificación necesita un reforzamiento estructural debido a que la ductilidad de reserva es menor a la ductilidad de demanda

como se muestra en la **Tabla 42**: Ductilidad de la estructura para sismo raro en X sin embargo, aún la estructura cumple con los objetivos de desempeño ya que se encuentra entre el punto de seguridad de vida y el punto de daño operacional y su desplazamiento no supera al máximo calculado.

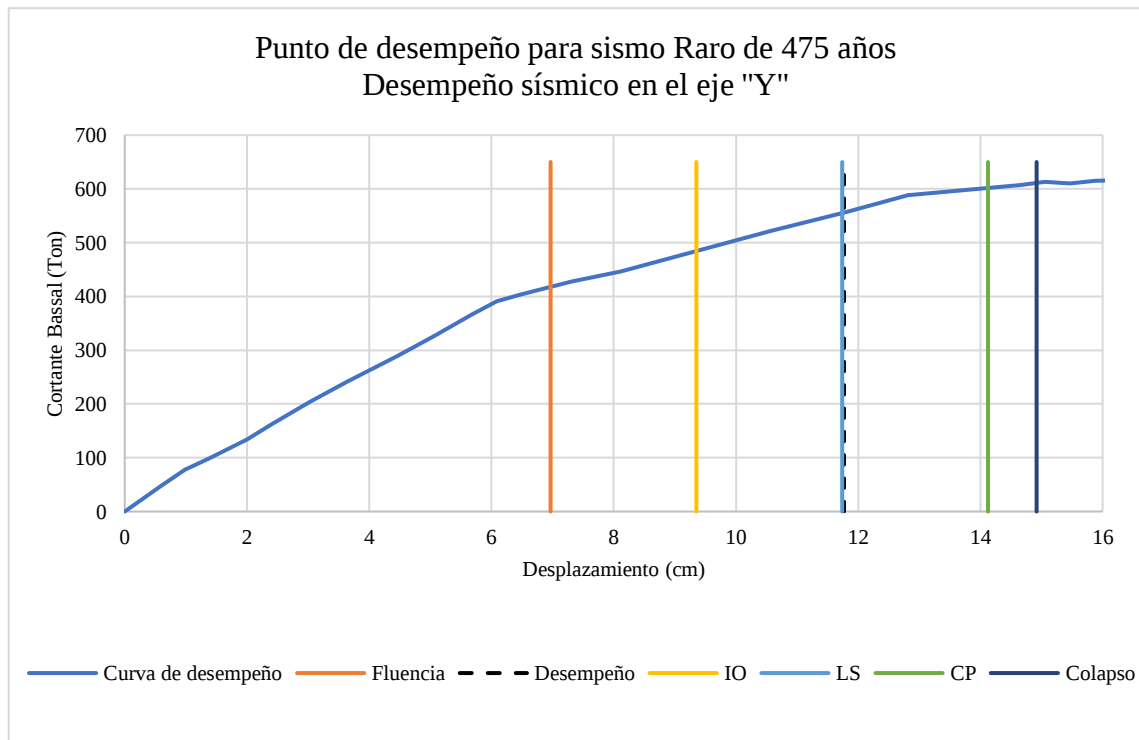


Ilustración 42: Nivel de desempeño para un sismo raro en el eje Y.

Fuente: Autor

Resumen	
Ductilidad μ máxima	2,141339916
Ductilidad μ demanda	1,689821459
Ductilidad μ reserva	0,451518457
Requiere reforzamiento estructural	
V elástico (Ton)	1049,246352
V máximo (Ton)	609,272
V diseño (Ton)	216,164179
Sobre resistencia Ω	2,818561349

Factor de reducción R	2,3653
-----------------------	--------

Tabla 43: Ductilidad de la estructura para sismo raro en Y

Fuente: Autor

Después de haber simulado el sismo en la estructura en la dirección del análisis con un periodo de retorno de 475 años se concluye que la edificación necesita un reforzamiento estructural debido a que la ductilidad de reserva es menor a la ductilidad de demanda como se muestra en la **Tabla 43:** Ductilidad de la estructura para sismo raro en Y, sin embargo, aún la estructura cumple con los objetivos de desempeño ya que se encuentra entre el punto de seguridad de vida y el punto de daño operacional y su desplazamiento no supera al máximo calculado.

4.1.5.1.4 Curva Pushover para sismo muy raro

En las siguientes **Ilustración 43:** Nivel de desempeño para un sismo muy raro en el eje X e Y. Se muestra la curva de capacidad de la estructura considerando un sismo con un periodo de retorno de 72 años en ambas direcciones.

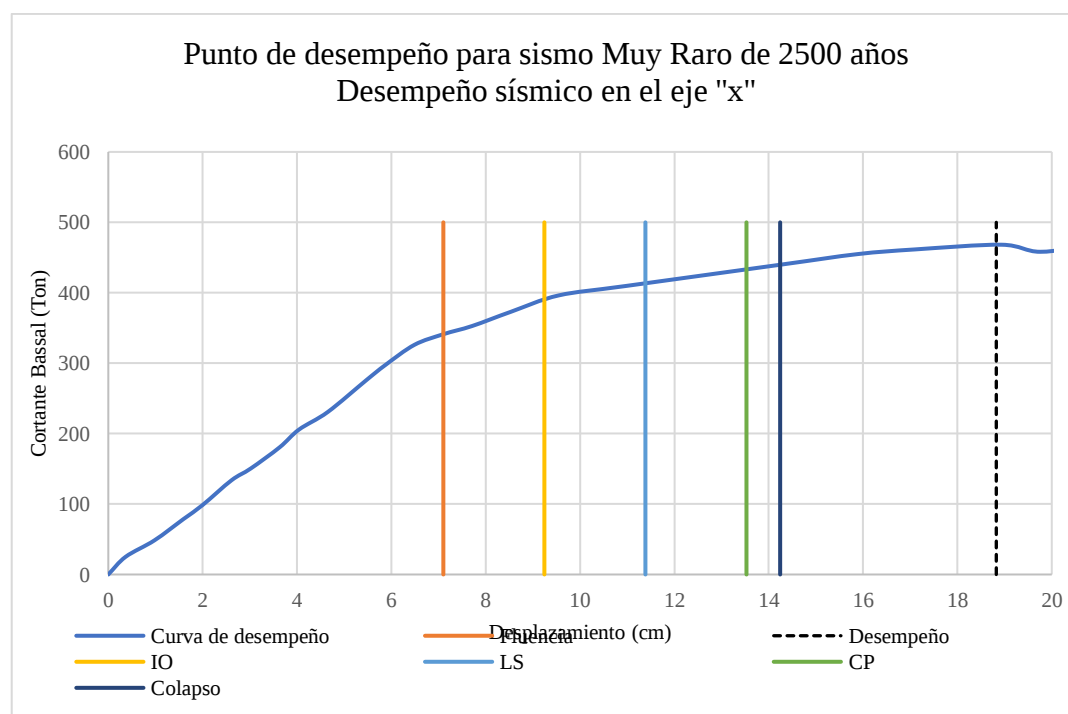


Ilustración 43: Nivel de desempeño para un sismo muy raro en el eje X

Fuente: Autor

Resumen	
Ductilidad μ máxima	2,005
Ductilidad μ demanda	2,650
Ductilidad μ reserva	-0,645
Requiere reforzamiento estructural	
V elástico (Ton)	872,6717923
V máximo (Ton)	440,118
V diseño (Ton)	179,732014
Sobre resistencia Ω	2,44874572
Factor de reducción R	3,5855

Tabla 44: Ductilidad de la estructura para sismo muy raro en X

Fuente: Autor

Después de haber simulado el sismo en la estructura en la dirección del análisis con un periodo de retorno de 2500 años se concluye que la edificación necesita un reforzamiento estructural debido a que la ductilidad de reserva es menor a la ductilidad de demanda como se muestra en la **Tabla 44:** Ductilidad de la estructura para sismo muy raro en X y por ende la estructura ya para este sismo tiende al colapso.

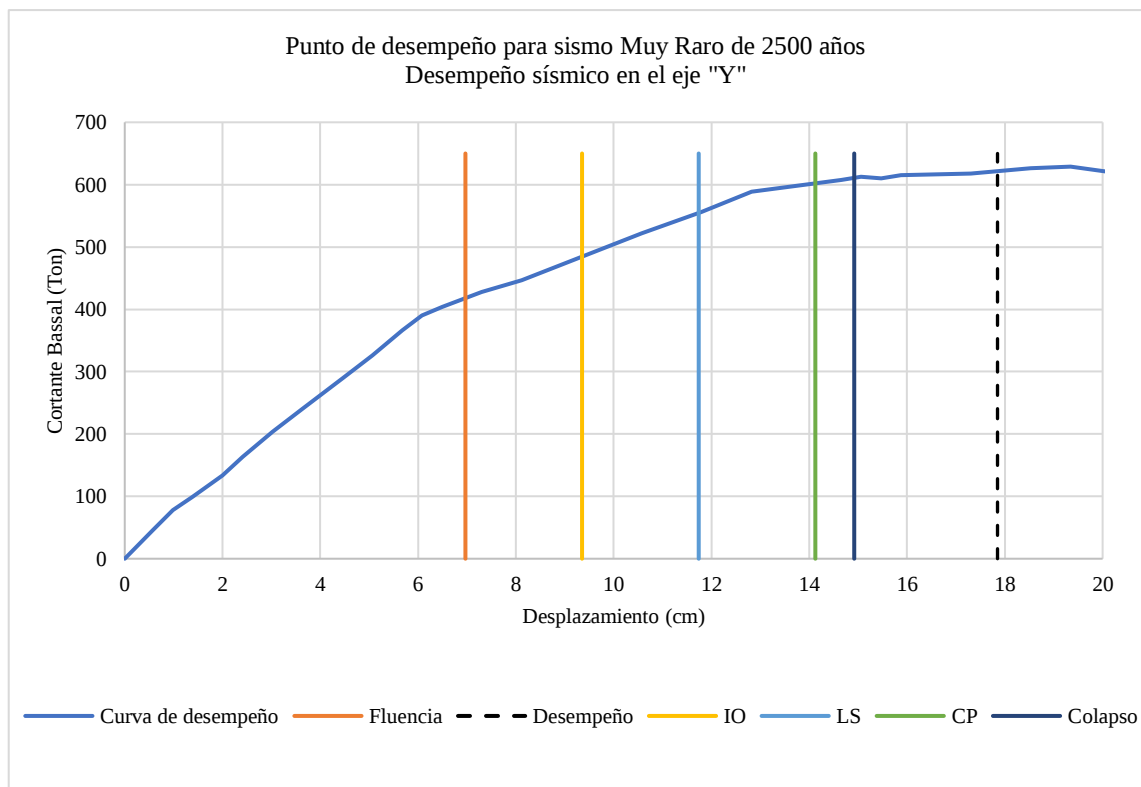


Ilustración 44: Nivel de desempeño para un sismo muy raro en el eje Y.

Fuente: Autor

Resumen	
Ductilidad μ máxima	2,141339916
Ductilidad μ demanda	2,561857742
Ductilidad μ reserva	-0,420517825
Requiere reforzamiento estructural	
V elástico (Ton)	1049,246352
V máximo (Ton)	609,272
V diseño (Ton)	216,164179
Sobre resistencia Ω	2,818561349
Factor de reducción R	2,9214

Tabla 45: Ductilidad de la estructura para sismo muy raro en Y

Fuente: Autor

Después de haber simulado el sismo en la estructura en la dirección del análisis con un periodo de retorno de 2500 años se concluye que la edificación necesita un reforzamiento estructural debido a que la ductilidad de reserva es menor a la ductilidad de demanda como se muestra en la **Tabla 45**: Ductilidad de la estructura para sismo muy raro en Y y por ende la estructura ya para este sismo tiende al colapso.

4.1.5.5 Espectro demanda/capacidad y punto de desempeño

En base a las siguiente Ilustración 45: Espectro demanda/capacidad y punto de desempeño en el sentido X-X y la **Ilustración 46**: Espectro demanda capacidad y punto de desempeño en el sentido Y-Y estas gráficas ayudan a determinar el punto de desempeño estructural de la edificación frente a un evento sísmico, siendo esto útil para evaluar el nivel de daño esperado

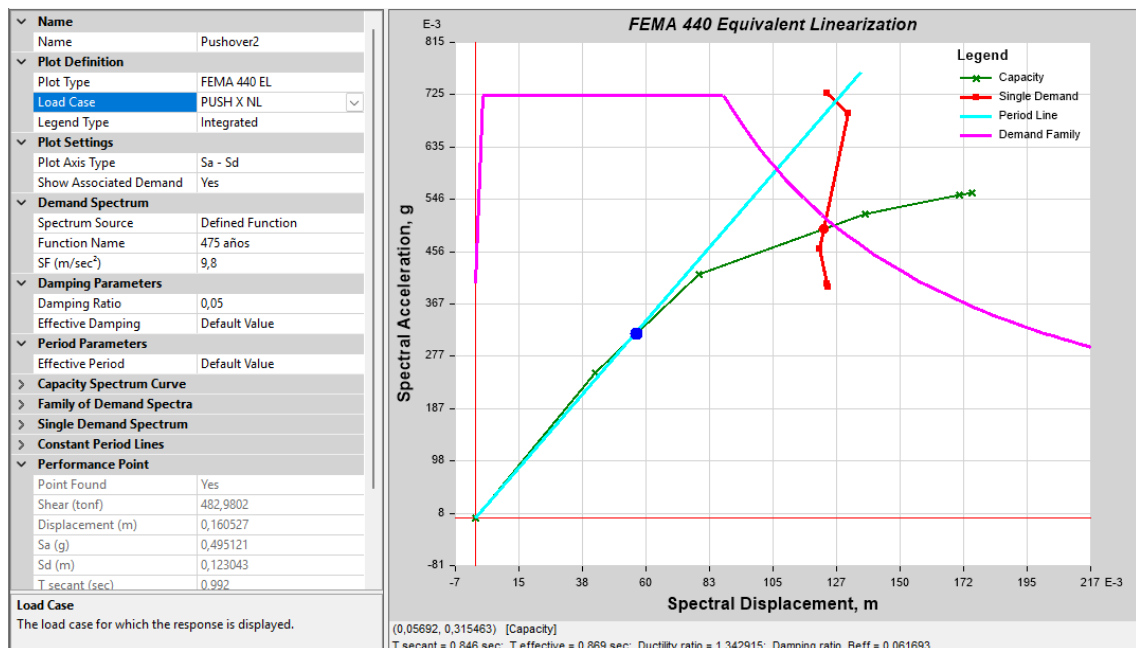


Ilustración 45: Espectro demanda/capacidad y punto de desempeño en el sentido X-X

Fuente: Autor

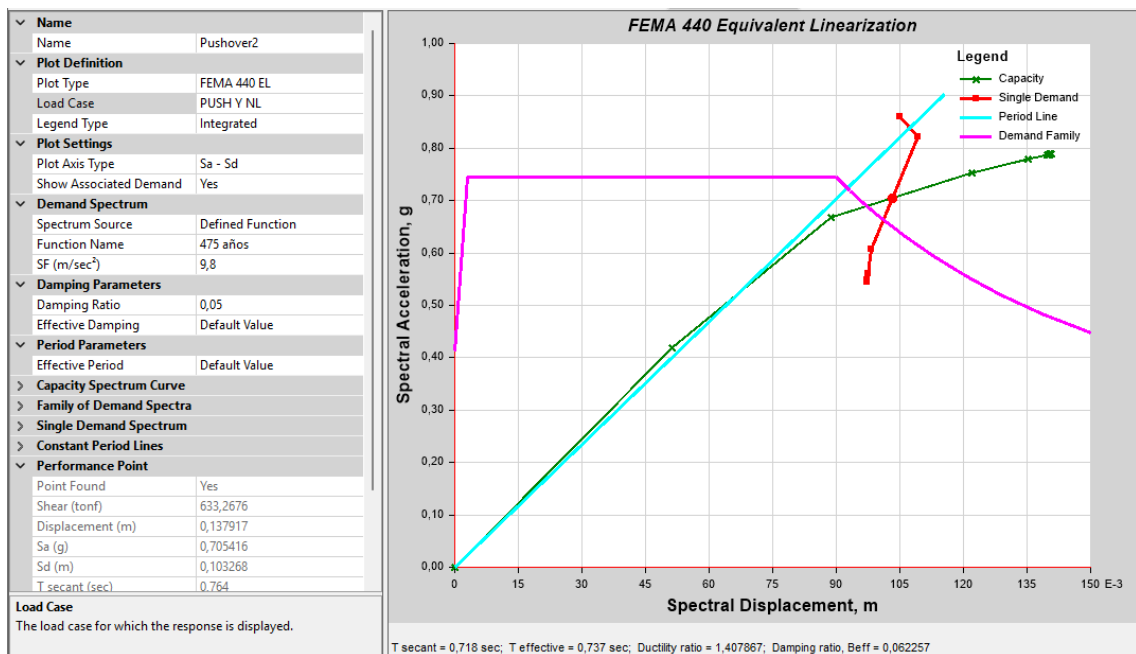


Ilustración 46: Espectro demanda capacidad y punto de desempeño en el sentido Y-Y

Fuente: Autor

4.1.5.6 Formación de rótulas

La **Ilustración 47:** Formación de rótulas en el sentido X-X y la **Ilustración 49:** Formación de rótulas en el sentido Y-Y sirven para identificar el nivel de daño en los elementos estructurales conforme se incrementa el desplazamiento lateral, es decir que a partir de cierto desplazamiento las rótulas van desde estados de ocupación inmediatas hasta niveles de desempeño cerca del colapso según se identifique en los datos obtenidos.

Base Shear vs Monitored Displacement

	Step	Monitored Displ m	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
▶	0	0	0	516	0	0	0	0	516	0	0	0	516
	1	0,061398	232,7461	515	1	0	0	0	516	0	0	0	516
	2	0,11108	394,7618	450	66	0	0	0	516	0	0	0	516
	3	0,17682	512,0489	383	133	0	0	0	475	41	0	0	516
	4	0,20768	543,8408	362	154	0	0	0	445	71	0	0	516
	5	0,211195	546,3138	362	153	1	0	0	444	72	0	0	516
	6	0,211323	546,4625	362	153	1	0	0	444	72	0	0	516

Ilustración 47: Formación de rótulas en el sentido X-X

Fuente: Autor

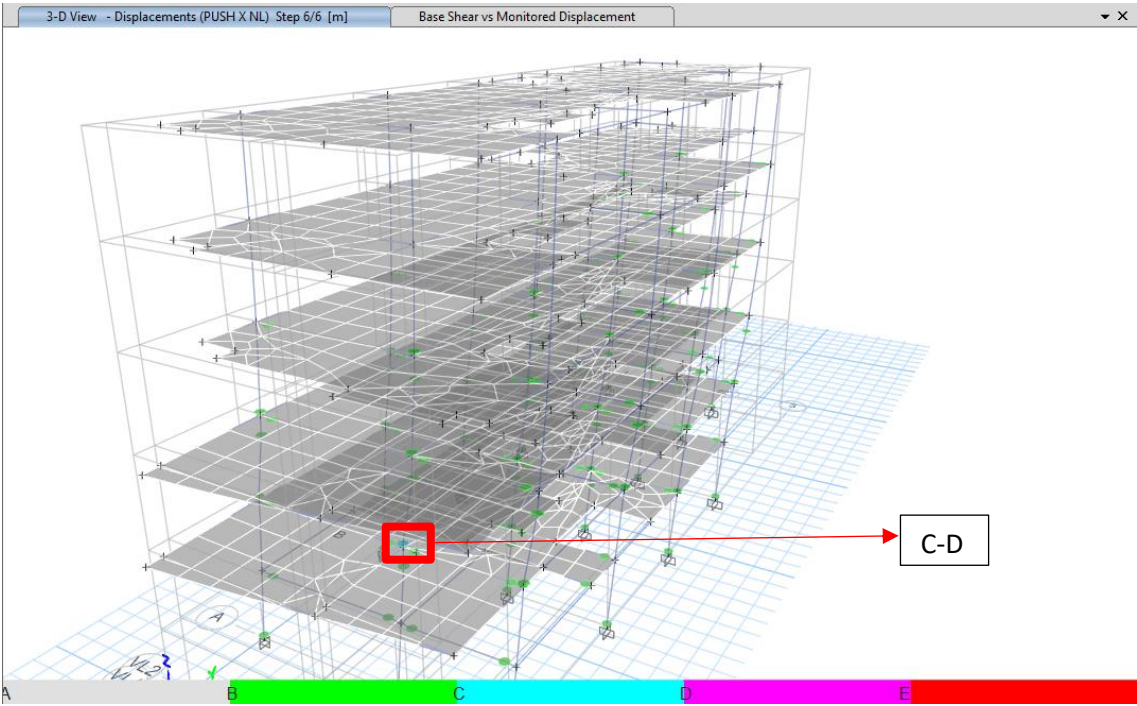


ilustración 48: Ubicación de formación de rótulas plásticas en x

Fuente: Autor

Base Shear vs Monitored Displacement													
	Step	Monitored Displ. m	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	0	0	0	516	0	0	0	0	516	0	0	0	516
	1	0.069919	371.6781	515	1	0	0	0	516	0	0	0	516
	2	0.119726	594.2933	388	128	0	0	0	516	0	0	0	516
	3	0.161159	683.0628	340	176	0	0	0	496	20	0	0	516
	4	0.177822	705.3452	326	190	0	0	0	483	33	0	0	516
	5	0.17787	705.3305	326	190	0	0	0	483	33	0	0	516
	6	0.183349	711.5338	318	198	0	0	0	478	38	0	0	516
	7	0.183445	711.5927	318	198	0	0	0	478	38	0	0	516
	8	0.183886	712.1456	318	198	0	0	0	478	38	0	0	516
	9	0.183889	712.0656	318	198	0	0	0	478	38	0	0	516
	10	0.184082	712.3654	318	198	0	0	0	478	38	0	0	516
	11	0.184178	712.4475	318	198	0	0	0	478	38	0	0	516
	12	0.184658	713.0662	318	198	0	0	0	478	38	0	0	516

Ilustración 49: Formación de rótulas en el sentido Y-Y

Fuente: Autor

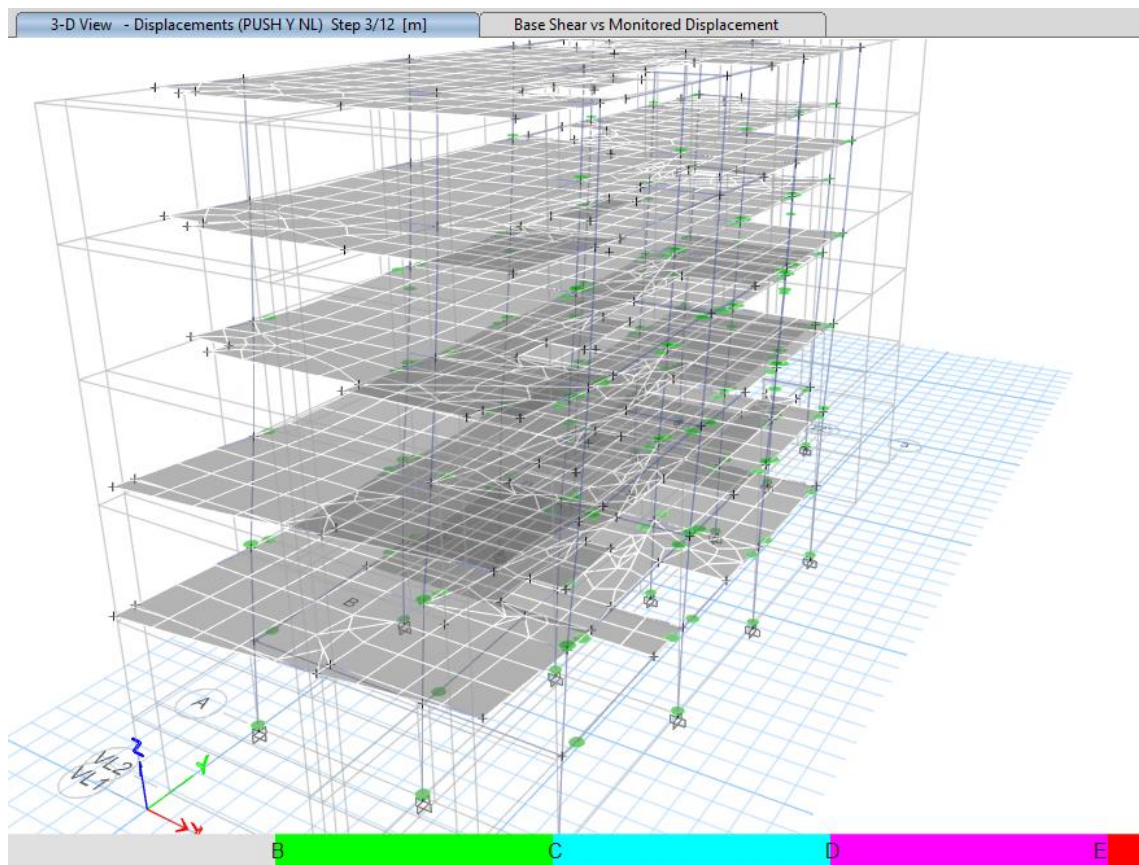


ilustración 50: Ubicación de formación de rótulas plásticas en Y

Fuente: Autor

En la **ilustración 48:** Ubicación de formación de rótulas plásticas en x y en la **ilustración 50:** Ubicación de formación de rótulas plásticas en Y se visualiza la ubicación de la formación de las rótulas en la estructura.

4.1.5.7 Comportamiento no lineal del concreto

La siguiente **ilustración 51:** Comportamiento no lineal del concreto extraído de la pestaña “Define > Material Properties”, luego se selecciona el material a analizar y se da en “Modify/Show Material” para luego ir a “Nonlinear Material Data” y luego en “Show Stress Strain Plot” y esto muestra la relación de esfuerzo-deformación del concreto, donde se observa la deformación del concreto hasta llegar a su pico máximo de resistencia, a partir de allí ya la curva empieza a decaer simulando una pérdida de la

resistencia debido a las propiedades o el fisuramiento del elemento, además se observa los puntos de desempeño según la deformación que cumpla.

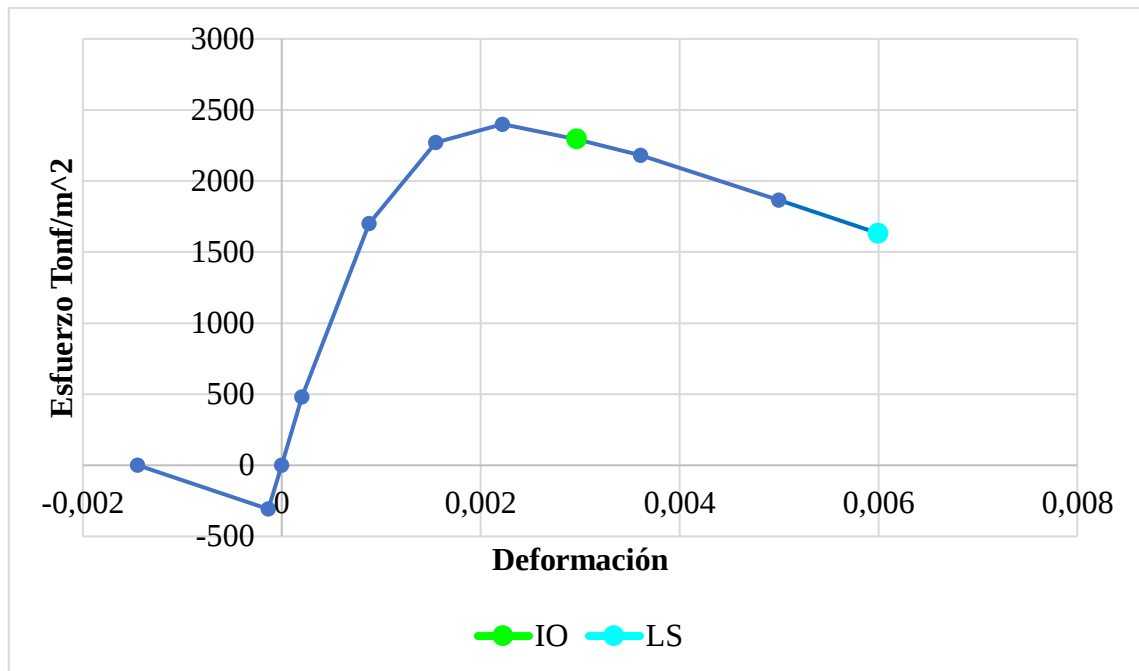


Ilustración 51:Comportamiento no lineal del concreto

Fuente: Autor

4.1.5.8 Comportamiento no lineal del acero

Para verificar el comportamiento no lineal del acero se realiza el mismo proceso que en el apartado del comportamiento no lineal del concreto, seleccionando el material del acero que se ocupó en la edificación el cuál se muestra en la **Ilustración 52:Gráfica** del comportamiento no lineal del acero, donde indica el esfuerzo máximo al cual puede llegar el material antes de ceder.

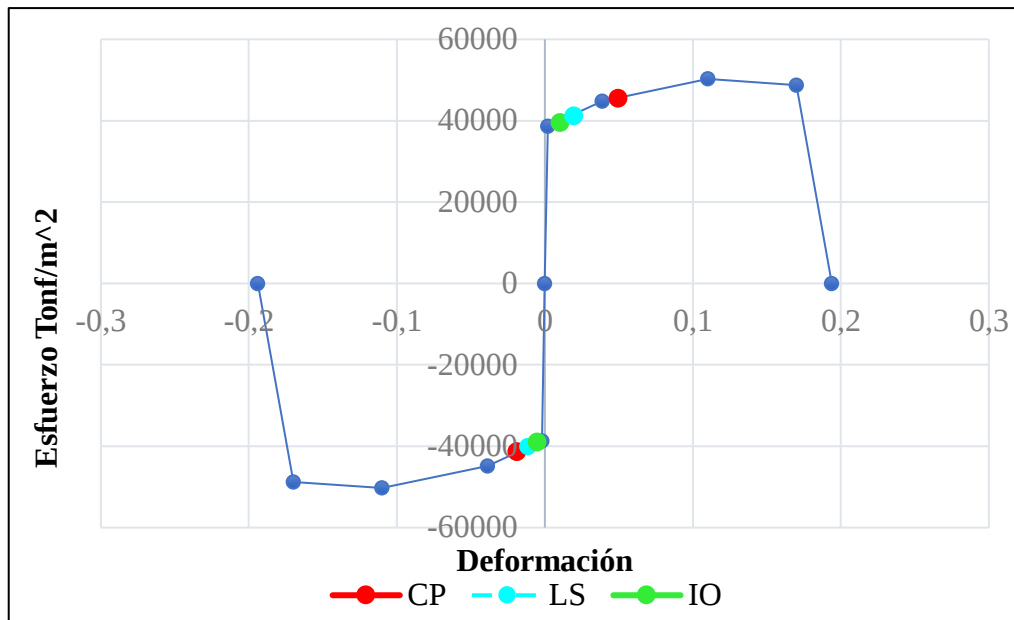


Ilustración 52:Gráfica del comportamiento no lineal del acero

Fuente: Autor

5. Conclusiones y recomendaciones

5.1 Conclusiones

- Con el desarrollo del presente trabajo se ha logrado recopilar y sistematizar la información necesaria y relevante, apoyándose en artículos científicos, normativas locales, etc. La aplicación de las metodologías para evaluar la edificación como la NEC, FEMA P154, e implementación del análisis estático no lineal ha permitido contrastar y validar parámetros necesarios para los chequeos correspondientes ante escenarios de cargas sísmicas, demostrando la importancia que se debe de realizar los cálculos estructurales con ayuda de softwares o plantillas de Excel que agilicen los trabajos y minimicen el margen de erros en los cálculos necesarios e importantes de la edificación.
- Mediante la revisión bibliográfica se seleccionó procedimientos esenciales y más comúnmente usados para las evaluaciones de las edificaciones, siendo una de ellas como la metodología FEMA P154, metodología usada mundialmente para evaluar de una manera visual si es necesaria, y dependiendo de los resultados se menciona una evaluación ya más detallada o a su vez mas invasiva. Otra de las metodologías en uso es la NEC-2015 que se basa en parámetros ya locales, en donde se recopila una serie de

información y establece una puntuación acorde a la localidad ya que se encuentra en una zona de alta peligrosidad sísmica. Otra metodología usada es la del análisis estático no lineal, la cual es una herramienta mucho más detallada en donde involucra parámetros para la revisión del desempeño de la estructura en base a los distintos niveles de sismo construyendo una base sólida para el diagnóstico, chequeo y recomendación con respecto a la vulnerabilidad de la edificación.

- Al utilizar 3 metodologías se puede concluir que: Para la evaluación de la FEMA P154 no presenta vulnerabilidad y por ende la edificación no representa riesgos ni requiere una evaluación más detallada; Para la evaluación con el formulario de la NEC lo mismo que en el anterior el cual tuvo una buena puntuación que permitió constatar que la edificación no presenta mayor riesgo y por ende no necesita una evaluación más detallada; Para la evaluación con respecto a un análisis más profundo se empezó con los análisis tanto estático como dinámico en donde presentaba mayores aspectos favorables como cumplimiento de derivas de piso, no presenta pisos blandos, cumple con parámetros de estabilidad, así como también aspectos negativos, como no cumplir torsión en el sentido x, tener fallos en las deflexiones de los elementos específicamente en los volados, y demás.
- En la metodología del análisis estático no lineal en donde a través de las curvas de desempeño en los distintos niveles de sismo no pasa chequeo para al menos el sismo de diseño, por lo cual según este análisis requiere un reforzamiento estructural para controlar un poco más el desempeño de la edificación ante los distintos niveles de amenaza sísmica según la ductilidad de la edificación, sin embargo según los objetivos de desempeño, basados en los desplazamientos, la edificación cumple hasta el sismo raro o de diseño, y ya para el sismo muy raro la edificación tiende al colapso.

5.2 Recomendaciones

- Considerando lo aplicado en este trabajo de titulación se recomienda la importancia de tener datos y si es posible el permiso de dueños, ingenieros y arquitectos a cargo de la obra para la facilitación de los documentos necesarios para el estudio detallado de tal

manera que se pueda presenciar valores a una escala más real, además que todo debe estar bajo una fundamentación científica y más actualizada.

- Es importante comprender y estudiar de manera detallada todo respecto a cada metodología que se ha aplicado en el presente trabajo, de tal manera que el estudio y evaluación de la edificación contenga informaciones veras ya que el uso de este documento puede servir para futuras evaluaciones.
- Según los resultados obtenidos en base a la evaluación estructural, la edificación requiere un reforzamiento en los elementos para controlar factores que afectan al desempeño de la estructura, ya que a pesar de que la estructura no tiende al colapso

ANEXOS

Planos estructurales

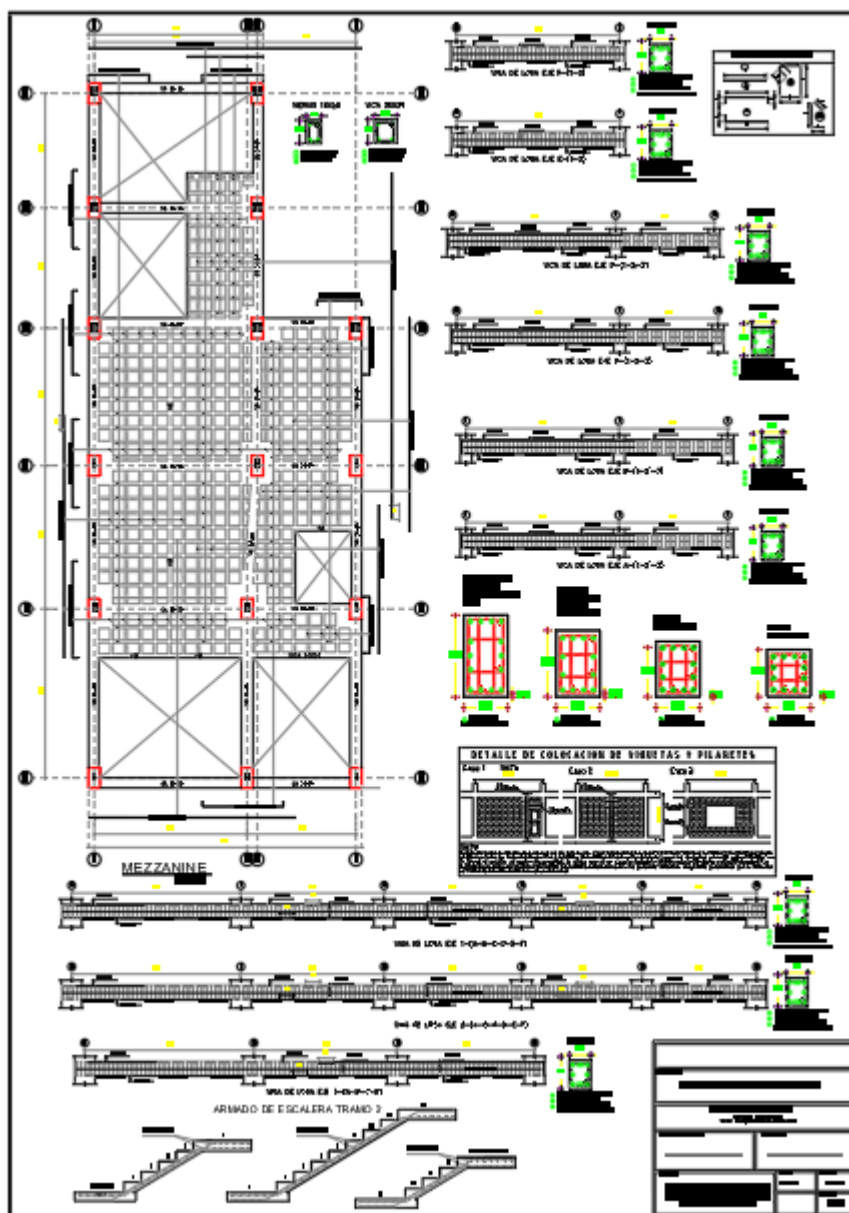


Ilustración 53: Plano estructural mezzanine

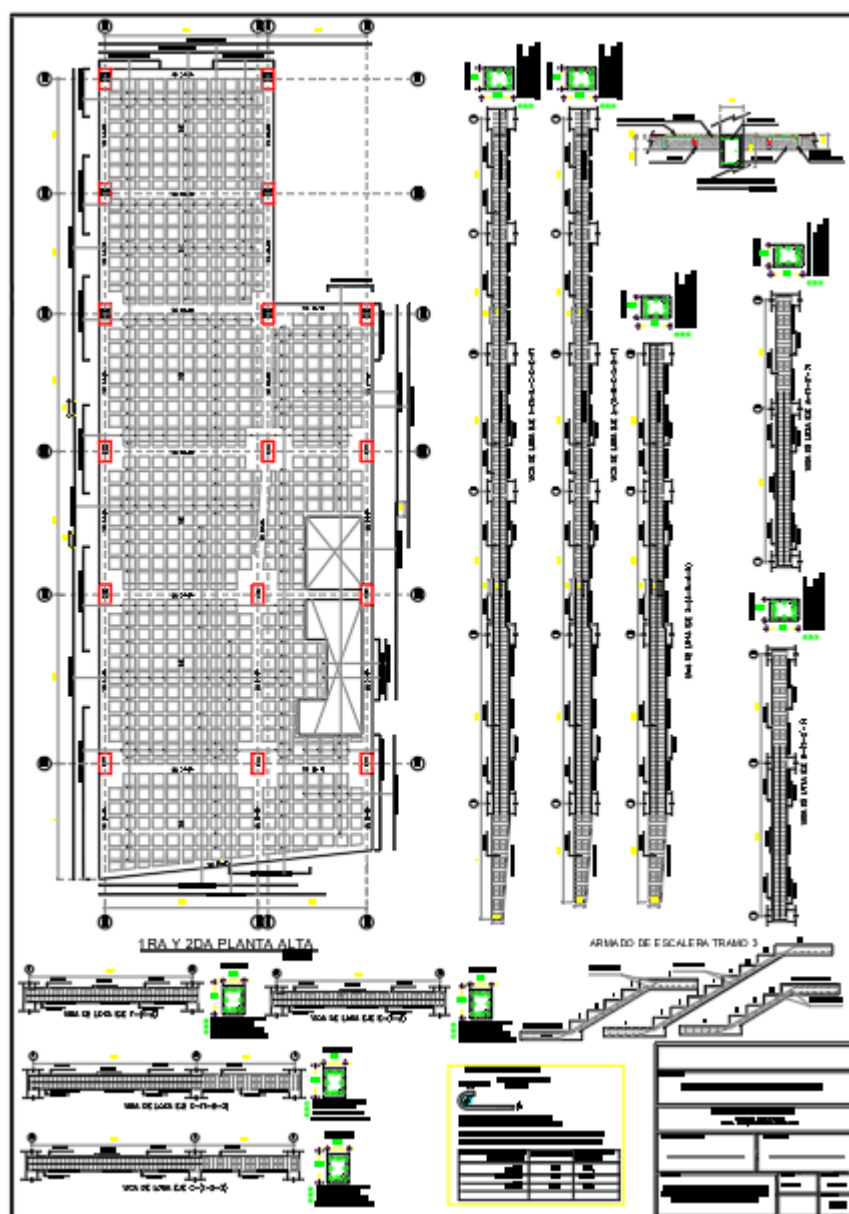


Ilustración 54: Plano estructural 1ra y 2da planta

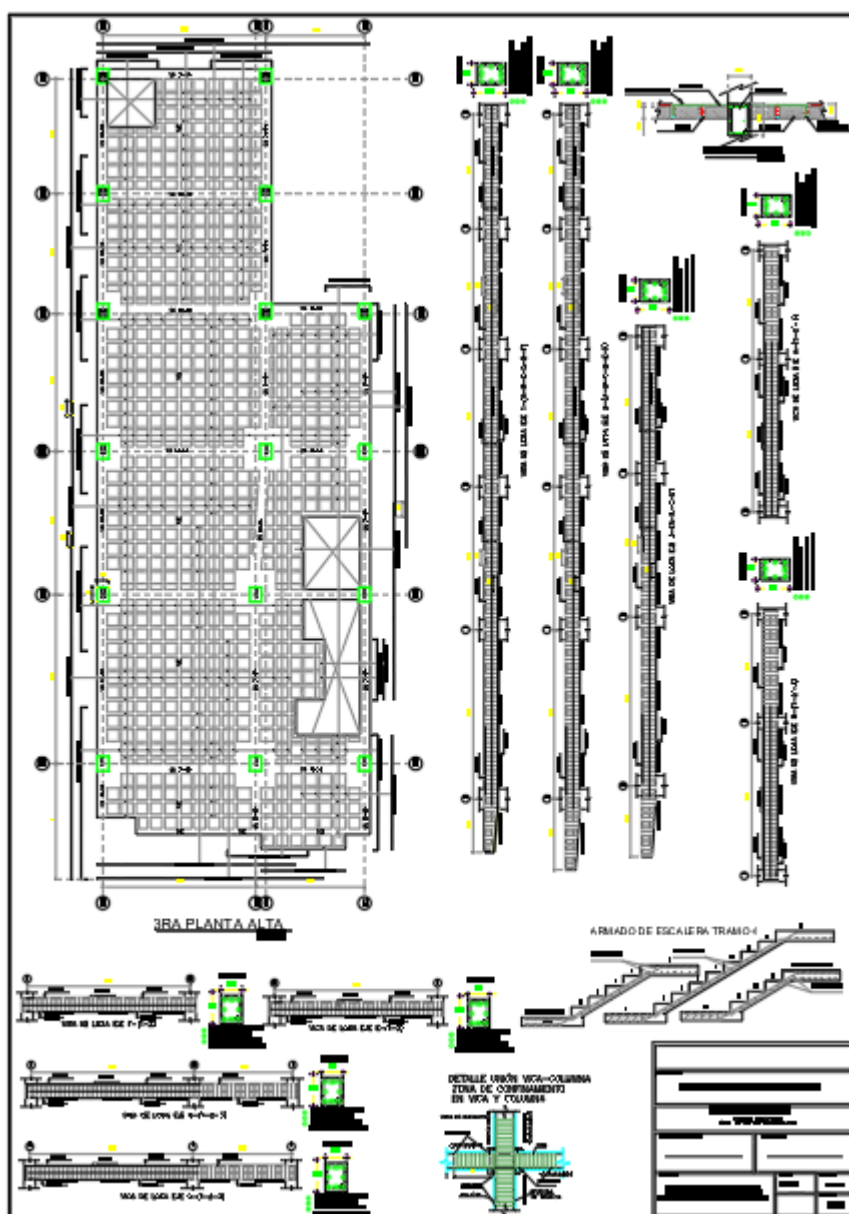


Ilustración 55: Plano estructural 3ra planta.

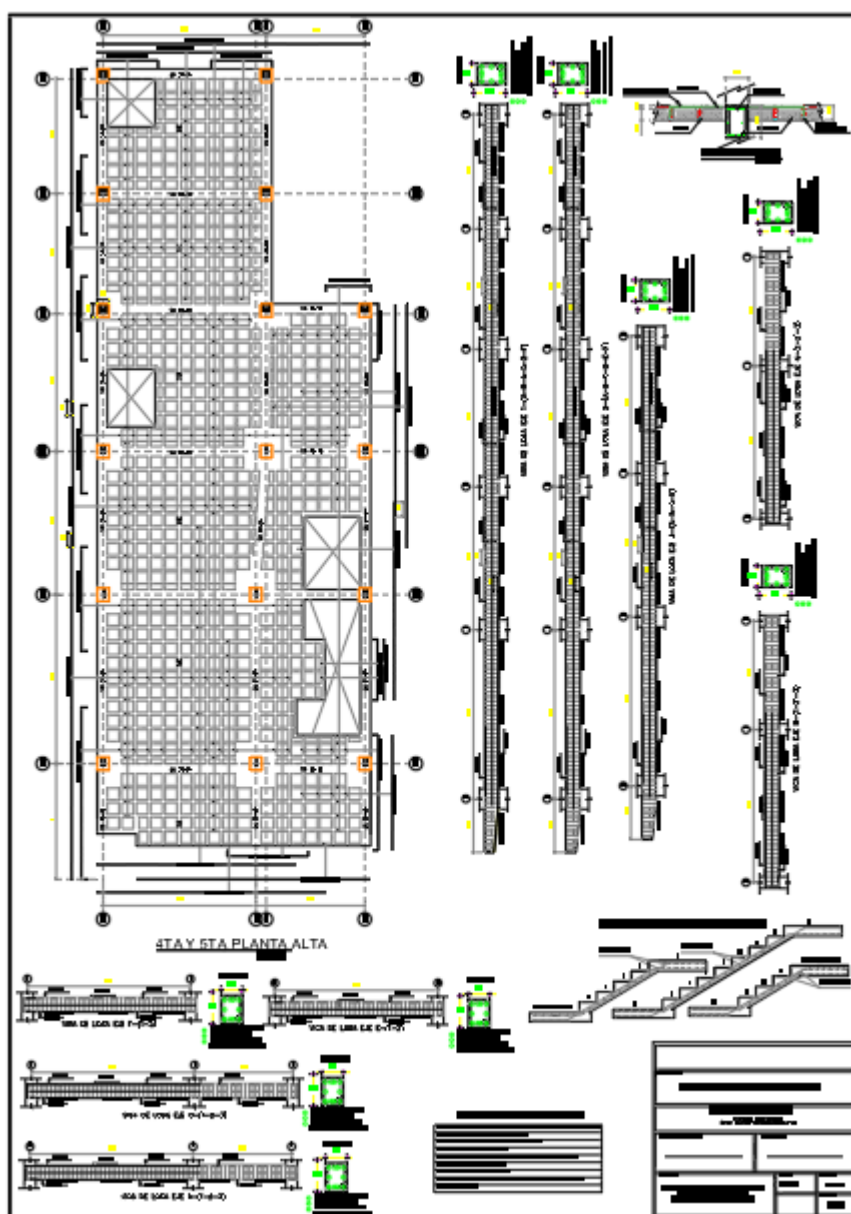


Ilustración 56: Plano estructural 4ta y 5ta planta.

Fuente: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI)

Ilustración 57. Plantilla de inspección FEMA P-154 (Moderadamente alta sismicidad)

Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards
FEMA P-154 Data Collection Form

Level 1
MODERATELY HIGH Seismicity

PHOTOGRAPH

Address: _____ Zip: _____

Other Identifiers: _____

Building Name: _____

Use: _____

Latitude: _____ Longitude: _____

S: _____ S: _____

Screeners(s): _____ Date/Time: _____

No. Stories: Above Grade: _____ Below Grade: _____ Year Built: _____ ☐ EST

Total Floor Area (sq. ft.): _____ Code Year: _____

Additions: ☐ None ☐ Yes, Year(s) Built: _____

Occupancy: Assembly Industrial Utility Commercial Office Warehouse Emer. Services School Residential, # Units: _____ Historic ☐ Shelter Government ☐

Soil Type: ☐ A Hard Rock ☐ B Avg Rock ☐ C Dense Soil ☐ D Stiff Soil ☐ E Soft Soil ☐ F Poor Soil ☐ DNK *If DNK, assume Type D.*

Geologic Hazards: Liquefaction: Yes/No/DNK Landslide: Yes/No/DNK Surf. Rupt.: Yes/No/DNK

Adjacency: ☐ Pounding ☐ Falling Hazards from Taller Adjacent Building

Irregularities: ☐ Vertical (type/severity) _____
☐ Plan (type) _____

Exterior Falling Hazards: ☐ Unbraced Chimneys ☐ Heavy Cladding or Heavy Veneer
☐ Parapets ☐ Appendages
☐ Other: _____

COMMENTS:

SKETCH

☐ Additional sketches or comments on separate page

BASIC SCORE, MODIFIERS, AND FINAL LEVEL 1 SCORE, S_{L1}																		
FEMA BUILDING TYPE	Do Not Know	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Basic Score		4.1	3.7	3.2	2.3	2.2	2.9	2.2	2.0	1.7	2.1	1.4	1.8	1.5	1.8	1.8	1.2	2.2
Severe Vertical Irregularity, V_{L1}		-1.3	-1.3	-1.3	-1.1	-1.0	-1.2	-1.0	-0.9	-1.0	-1.1	-0.8	-1.0	-0.9	-1.0	-1.0	-0.8	NA
Moderate Vertical Irregularity, V_{L1}		-0.8	-0.8	-0.8	-0.7	-0.6	-0.8	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	NA
Plan Irregularity, P_{L1}		-1.3	-1.2	-1.1	-0.9	-0.8	-1.0	-0.8	-0.7	-0.7	-0.9	-0.6	-0.8	-0.7	-0.7	-0.7	-0.5	NA
Pre-Code		-0.8	-0.9	-0.9	-0.5	-0.5	-0.7	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.4	-0.3	-0.5	-0.5	-0.1	-0.3
Post-Benchmark		1.5	1.9	2.3	1.4	1.4	1.0	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.1	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Soil Type A or B		0.3	0.6	0.9	0.6	0.9	0.3	0.9	0.9	0.6	0.8	0.7	0.9	0.7	0.8	0.8	0.6	0.9
Soil Type E (1-3 stories)		0.0	-0.1	-0.3	-0.4	-0.5	0.0	-0.4	-0.5	-0.2	-0.2	-0.4	-0.5	-0.3	-0.4	-0.4	-0.3	-0.5
Soil Type E (> 3 stories)		-0.5	-0.8	-1.2	-0.7	-0.7	NA	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.4	NA	-0.5	-0.6	-0.7	-0.3	NA
Minimum Score, S_{MIN}		1.6	1.2	0.8	0.5	0.5	0.9	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.3	0.2	0.3	0.3	0.2	1.4

FINAL LEVEL 1 SCORE, $S_{L1} \geq S_{MIN}$:

EXTENT OF REVIEW

Exterior: ☐ Partial ☐ All Sides ☐ Aerial

Interior: ☐ None ☐ Visible ☐ Entered

Drawings Reviewed: ☐ Yes ☐ No

Soil Type Source: _____

Geologic Hazards Source: _____

Contact Person: _____

LEVEL 2 SCREENING PERFORMED?

☐ Yes, Final Level 2 Score, S_{L2} _____ ☐ No

Nonstructural hazards? ☐ Yes ☐ No

OTHER HAZARDS

Are There Hazards That Trigger A Detailed Structural Evaluation?

☐ Pounding potential (unless $S_{L2} >$ cut-off, if known)

☐ Falling hazards from taller adjacent building

☐ Geologic hazards or Soil Type F

☐ Significant damage/deterioration to the structural system

ACTION REQUIRED

Detailed Structural Evaluation Required?

☐ Yes, unknown FEMA building type or other building

☐ Yes, score less than cut-off

☐ Yes, other hazards present

☐ No

Detailed Nonstructural Evaluation Recommended? (check one)

☐ Yes, nonstructural hazards identified that should be evaluated

☐ No, nonstructural hazards exist that may require mitigation, but a detailed evaluation is not necessary

☐ No, no nonstructural hazards identified ☐ DNK

Where information cannot be verified, screener shall note the following: EST = Estimated or unreliable data OR DNK = Do Not Know

Legend: MRF = Moment-resisting frame RC = Reinforced concrete URM INF = Unreinforced masonry infill MH = Manufactured Housing FD = Flexible diaphragm
BR = Braced frame SW = Shear wall TU = Tilt up LM = Light metal RD = Rigid diaphragm

Fuente: Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook

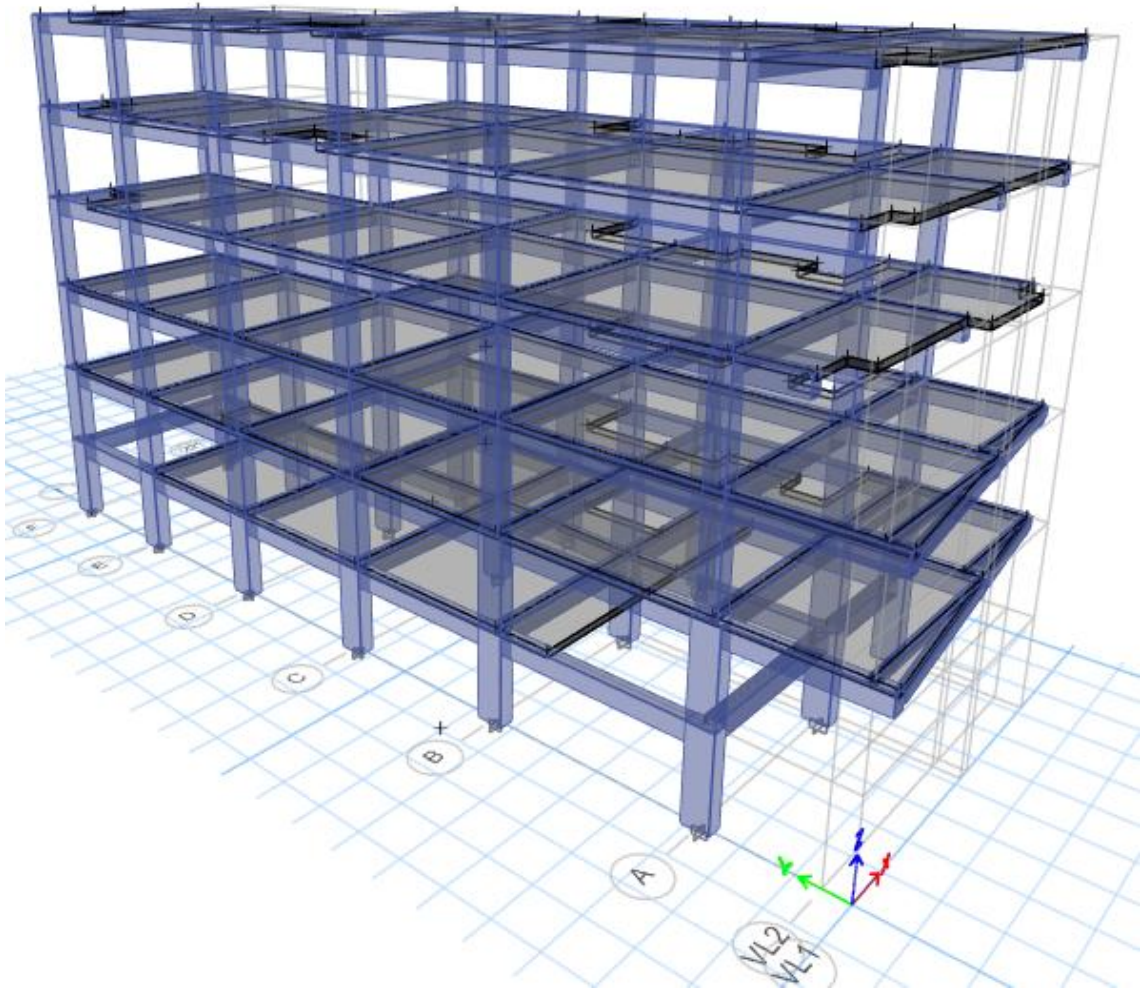


ilustración 58: Estructura modelada en software

Fuente: Autor

Bibliografía

MIDUVI. (2016). Manual_procedimiento_evaluación_edificaciones_MIDUVI.

Abril Andrés, Pérez Ruth, Abril Daniel, & Cadena Clara. (2023). Vista de Comparativo técnico económico entre pórticos especiales a momento de hormigón armado y acero estructural empleando las normativas ACI 318 19, AISC 341 16, AISC 360 22 Y NEC SE DS 2015. https://doi.org/https://doi.org/10.37811/cl_rcm.v7i2.5893

Alcivar Stalin, Mieles Yordy, & Pierre Jean. (2021). Vista de Estudio comparativo de análisis y diseño de estructuras aporticadas de hormigón armado, aplicando los espectros de la microzonificación sísmica del cantón Portoviejo y los espectros de la NEC-15. <https://doi.org/https://doi.org/10.33936/riemat.v6i1.3687>

Ayala Milián, A. G. (2022). Análisis de la resiliencia sísmica de edificios. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 107, 47–73. <https://doi.org/10.18867/ris.107.603>

Bungacho, J., Baquero, R., & Hernandez, L. (2022). Evaluación de vulnerabilidad sísmica, análisis estructural y diseño de reforzamiento de una vivienda en Quito–Ecuador. *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones*, 5(2), 63–79. <https://doi.org/10.22206/cyap.2022.v5i2.pp63-79>

by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, P. (2015). Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: Supporting Documentation. www.ATCouncil.org

Cagua Brian, Aguilar Roberto, & Pilatasig Julia. (2022). Influencia de la manipostería de relleno en el desempeño sísmico de estructuras aporticadas de hormigón armado. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.4067/S0718-33052022000300513>

Cervera, O., Lorrén, Á., & Ruiz, Á. (2023). Seismic Vulnerability Index Method Using the Geographic Information System, An Application on an Urban Scale. *Revista Politecnica*, 52(1), 95–103. <https://doi.org/10.33333/rp.vol52n1.10>

- Concepción Yamila, Alvarez Eduardo, & Fidel Alonso. (2021). Vista de Pronósticos sobre el comportamiento sísmico de edificaciones construidas con el Gran Panel Soviético _ DYNA. <https://doi.org/https://doi.org/10.15446/dyna.v88n216.87946>
- Construcción, L. A. (2015). RIESGO SÍSMICO, EVALUACIÓN, REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS.
- Cunalata, F., & Caiza, P. (2022). State of the Art of Seismic Vulnerability Studies in Ecuador. *Revista Politecnica*, 50(1), 55–64. <https://doi.org/10.33333/rp.vol50n1.06>
- Ferreira, T. M., Mendes, N., & Silva, R. (2019). Reducing the seismic vulnerability of existing buildings: Assessment and retrofit. In *Buildings* (Vol. 9, Issue 6). MDPI AG. <https://doi.org/10.3390/BUILDINGS9060148>
- Garrido, C., & Fernandez-Davila, V. (2024). Comportamiento sísmico de edificios irregulares en planta considerando sistemas de aislación con excentricidad de rigidez. *Ingeniería*, 34(2), 9–20. <https://doi.org/10.15517/ri.v34i2.55859>
- Giménez, A., Alice Olavarrieta, M., Acero, A., Chong, J., Ramones, K., & Reinoza, L. (2020). Estudio de la vulnerabilidad sísmica cualitativa en instituciones escolares de concreto armado del estado Falcón Study of qualitative seismic vulnerability in armed concrete educational institutions in the Falcón state. *Artículo de Divulgación*, 21(1), 201602–204730. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.31162.75209>
- Guerrero Cuasapaz, D. P., & Maza Diaz, G. J. (2022). Análisis no lineal de estructuras regulares de acero con pórticos especiales resistentes a momento utilizando OpenSees y Ceinci-Lab. *Green World Journal*, 5(1), 013. <https://doi.org/10.53313/gwj51013>
- Izquierdo Acuña, & Molina Camilo. (2023). 7293-Texto del artículo-30438-1-10-20230901. https://doi.org/https://doi.org/10.37811/cl_rcm.v7i2.604p.2
- Khan, S. U., Qureshi, M. I., Rana, I. A., & Maqsoom, A. (2019). Seismic vulnerability assessment of building stock of Malakand (Pakistan) using FEMA P-154 method. *SN Applied Sciences*, 1(12). <https://doi.org/10.1007/s42452-019-1681-z>

- Kuria, K. K., & Kegyes-Brassai, O. K. (2024). Pushover Analysis in Seismic Engineering: A Detailed Chronology and Review of Techniques for Structural Assessment. In *Applied Sciences (Switzerland)* (Vol. 14, Issue 1). Multidisciplinary Digital Publishing Institute (MDPI).
<https://doi.org/10.3390/app14010151>
- Malavé-Laínez, J., & Pinoargote-Rovello, V. (2023). Análisis de vulnerabilidad sísmica en estructuras de la Parroquia Manglaralto del Cantón Santa Elena, Provincia de Santa Elena. *593 Digital Publisher CEIT*, 8(1–1), 122–143.
<https://doi.org/10.33386/593dp.2023.1-1.1542>
- Martínez, Q., Marcelo, D., Arroba, V., Paulina, L., Carranco, A., & Luis, J. (2020). Análisis estático no lineal de edificios de hormigón armado aplicando normativa Ecuatoriana, Colombiana y Peruana. Non-linear static analysis of rc frame buildings using Ecuadorian, Colombian and Peruvian codes.
<https://orcid.org/0000-0003-0434-7979>
- Menéndez-Navarro, G. M., García-García, J. G., & Reyna-García, A. E. (2023). Vulnerabilidad sísmica en edificaciones de la ciudad de Portoviejo: Reflexiones del 16-A. *Revista InGenio*, 6(1), 73–86. <https://doi.org/10.18779/ingenio.v6i1.565>
- Naveen, S. E., Abraham, N. M., & Kumari, A. S. D. (2019). Analysis of irregular structures under earthquake loads. *Procedia Structural Integrity*, 14, 806–819.
<https://doi.org/10.1016/j.prostr.2019.07.059>
- Núñez, F., Ruiz, D., & Cortés, J. (2021). Nonlinear dynamic analysis of steel buildings subjected to earthquakes Análisis dinámico no lineal de edificios de acero sometidos a sismos. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732021000200173>
- Ochoa-Guerrero, D., Villegas-Vera, H., Quishpe-Otacoma, C., Tello-Ayala, K., Gomez, D., & Garcia-Troncoso, N. (2024). Comparing Analysis of Earthquake-Resistant Housing Construction Methods in Ecuador: Frames vs. Walls. *World Congress on*

Civil, Structural, and Environmental Engineering.

<https://doi.org/10.11159/icsect24.120>

Piedad Iñiguez Jiménez, G., & Libertad, L. (2024). Incidencia de la vulnerabilidad sísmica en la funcionalidad y economía de instituciones públicas del cantón El Empalme, Ecuador Incidence of seismic vulnerability on the functionality and economy of public institutions in the canton of El Empalme, Ecuador.
<https://doi.org/10.26423/rctu.v12i1.776>

Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial (PDOT) Documento ejecutivo para autoridades provinciales. (2019).

Romis, F., Caprili, S., Salvatore, W., Ferreira, T. M., & Lourenço, P. B. (2020). Seismic vulnerability assesment of historical urban centres: The case study of campi alto di Norcia, Italy. The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, XLIV-M-1–2020, 885–892.
<https://doi.org/10.5194/isprs-archives-xliv-m-1-2020-885-2020>

Salazar, L. G. F., & Ferreira, T. M. (2020). Seismic vulnerability assessment of historic constructions in the downtown of Mexico City. Sustainability (Switzerland), 12(3).
<https://doi.org/10.3390/su12031276>

Selena Mendoza-Intriago, A. I., & Javier García-Vinces III, L. (2022). Análisis no lineal por el método Pushover del edificio de docentes n°1 de la Universidad Técnica de Manabí. 8, 306–326. <https://doi.org/10.23857/dc.v8i3>

Sociedad, U. Y., & Núñez, J. (2023). Metodologías de evaluación estructural por desempeño sísmico en edificaciones de concreto reforzado. <https://orcid.org/0000-0003-1090-652X>

Stefanini, S., Rovero, L., & Toniatti, U. (2020). Seismic vulnerability assessment of fes medina in Morocco. International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences - ISPRS Archives, 54(M–1), 699–706.
<https://doi.org/10.5194/isprs-archives-XLIV-M-1-2020-699-2020>

- Ulutaş, H. (2024). Investigation of the Causes of Soft-Storey and Weak-Storey Formations in Low- and Mid-Rise RC Buildings in Türkiye. *Buildings*, 14(5).
<https://doi.org/10.3390/buildings14051308>
- Velásquez-Espinales, L. V., & Quiroz-Fernández, S. (2023). Análisis de riesgo sísmico del Hospital Solca de Manabí, en un escenario similar al ocurrido el 16 A. *MQRInvestigar*, 7(3), 1915–1929.
<https://doi.org/10.56048/mqr20225.7.3.2023.1915-1929>
- Wang, B., Lv, H., Gao, Y., Tang, M., Ding, N., Zhao, X., Zhao, H., & Hu, X. (2024). Experimental Study on Axial Compressive Performance of Recycled Steel Fiber Reinforced Concrete Short Columns with Steel Pipes. *Buildings*, 14(8).
<https://doi.org/10.3390/buildings14082498>