



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**Verificación de desempeño sísmico de un edificio aporticado residencial de
hormigón armado.**

**ROMERO LOJA JHON JAVIER
INGENIERO CIVIL**

**RUIZ PERALTA GUSTAVO DAVID
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2024**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**Verificación de desempeño sísmico de un edificio aporticado
residencial de hormigón armado.**

**ROMERO LOJA JHON JAVIER
INGENIERO CIVIL**

**RUIZ PERALTA GUSTAVO DAVID
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2024**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTOS TÉCNICOS

**Verificación de desempeño sísmico de un edificio aporticado
residencial de hormigón armado.**

**ROMERO LOJA JHON JAVIER
INGENIERO CIVIL**

**RUIZ PERALTA GUSTAVO DAVID
INGENIERO CIVIL**

ORDOÑEZ FERNANDEZ JOSE LUIS

**MACHALA
2024**

ROMERO - RUIZ

8%
Textos sospechosos



7% Similitudes
 < 1% similitudes entre comillas
 < 1% entre las fuentes mencionadas
 1% Idiomas no reconocidos

Nombre del documento: ROMERO - RUIZ.pdf
 ID del documento: 1450d1110b102c9074d49063273fb43a9545a3c1
 Tamaño del documento original: 4,18 MB
 Autores: []

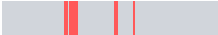
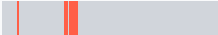
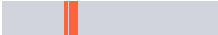


Depositante: JOSE LUIS ORDOÑEZ FERNANDEZ
 Fecha de depósito: 9/2/2025
 Tipo de carga: interface
 fecha de fin de análisis: 9/2/2025

Número de palabras: 27.770
 Número de caracteres: 181.055

Ubicación de las similitudes en el documento:



Fuentes principales detectadas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	www.obraspublicas.gob.ec https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/04/MTOP_NEC-SE-DS.pdf 157 fuentes similares	3%		Palabras idénticas: 3% (880 palabras)
2	cicp-ec.com https://cicp-ec.com/documentos/NEC_2015/NEC_SE_DS_Peligro_Sismico.pdf 69 fuentes similares	3%		Palabras idénticas: 3% (864 palabras)
3	www.amevirtual.gob.ec http://www.amevirtual.gob.ec/wp-content/uploads/2017/05/MTOP_NEC-SE-DS.pdf 63 fuentes similares	3%		Palabras idénticas: 3% (806 palabras)
4	Documento de otro usuario #e7c4b6 El documento proviene de otro grupo 149 fuentes similares	3%		Palabras idénticas: 3% (793 palabras)
5	www.habitatyvivienda.gob.ec https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-... 141 fuentes similares	2%		Palabras idénticas: 2% (737 palabras)

Fuentes con similitudes fortuitas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	localhost Desempeño de edificios esenciales durante sismos en Ecuador - caso hos... http://localhost:8080/xmlui/bitstream/3317/13830/3/T-UCSG-PRE-ING-IC-307.pdf.txt	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (40 palabras)
2	Documento de otro usuario #383c34 El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (26 palabras)
3	dominiodelasciencias.com https://dominiodelasciencias.com/ojs/index.php/es/article/view/3038	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (27 palabras)
4	Documento de otro usuario #602a45 El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (27 palabras)
5	repositorio.puce.edu.ec "Desarrollo del software de análisis y diseño, PUCESTRUC... http://repositorio.puce.edu.ec:80/xmlui/bitstream/22000/13152/3/TRABAJO DE DISERTACION.pdf...	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (14 palabras)

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

-  <https://doi.org/10.25046/aj050219>
-  <https://cimec.org.ar/ojs/index.php/mc/article/view/5507>
-  <https://zenodo.org/records/3591695>
-  <https://doi.org/10.47346/ijaesa.v1i3.29>
-  <https://geos.cicese.mx/index.php/geos/article/view/64>

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

Los que suscriben, ROMERO LOJA JHON JAVIER y RUIZ PERALTA GUSTAVO DAVID, en calidad de autores del siguiente trabajo escrito titulado Verificación de desempeño sísmico de un edificio aporticado residencial de hormigón armado., otorgan 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 tienen potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

Los autores declaran 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.

Los autores como garantes de la autoría de la obra y en relación a la misma, declaran que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que asumen 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.



ROMERO LOJA JHON JAVIER

1450174469



RUIZ PERALTA GUSTAVO DAVID

0706646825

DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación está dedicado a Dios, a mis padres, a mi hermano y a toda mi familia. A Dios, por darme voluntad, fuerza y la guía a lo largo de mi camino. A mis padres, por ser siempre mi fortaleza e iluminación en cada momento de mi vida. A mi hermano, por darme un motivo más para no rendirme jamás. A mi familia, ya que son las personas más importantes en mi vida y aportaron su granito de arena para mi formación académica.

Jhon Javier Romero Loja

El proyecto de Titulación está dedicado a:

A mi madre Meri Peralta por ser un pilar inquebrantable y apoyo incondicional a lo largo de todo mi proceso formativo y de aprendizaje, además de sus invaluable consejos y actitudes que me permitieron llegar a cumplir una de las metas más importantes en mi vida como lo es el consolidarme como un futuro Ingeniero Civil.

A mis hermanas que han hecho que mi proceso académico haya valido la pena, además de su apoyo a lo largo de mis años en la carrera, lo que me hace sentir orgulloso.

A mis amigos que han estado en cada risa y cada obstáculo que se ha presentado para ayudarme a superarlo, y porque me han hecho sentir orgulloso del profesional que prometo convertirme en especial a mi amiga Karen Paredes.

Gustavo David Ruiz Peralta

AGRADECIMIENTO

Expreso mi más profunda gratitud a Dios por concederme salud, sabiduría y perseverancia. A mis padres, Tania Loja y Richard Romero, quienes se convirtieron en el pilar más importante de este proceso, acompañándome en todos los momentos de mi vida, brindándome incondicionalmente su amor y guía, permitiéndome alcanzar cada meta que me he propuesto. A mi tutor, el Ing. José Luis Ordóñez, cuya dedicación y conocimiento han sido fundamentales para la exitosa culminación de este trabajo de titulación. A mi compañero David Ruiz, su trabajo en equipo, perseverancia y compromiso fueron fundamentales para la realización de este proyecto, convirtiendo cada desafío en una oportunidad de aprendizaje y crecimiento mutuo.

Jhon Javier Romero Loja

Un agradecimiento especial a mi compañero y gran amigo Jhon Romero, por convertirse en un pilar de apoyo y motivación diaria ante los diferentes obstáculos en nuestro trabajo de titulación, además de su gran intelecto y manejo del tema que fueron de vital importancia para salir adelante, estoy orgulloso y agradecido del profesional que se convertirá.

A mi tutor de tesis José Luis Ordoñez, por sus consejos académicos invaluable que sirvieron de apoyo y guía a lo largo del trabajo de titulación, además de su comprensión en la asignatura, éxitos.

Gustavo David Ruiz Peralta

RESUMEN

El presente trabajo de titulación tiene como fin realizar un análisis no lineal dinámico tiempo historia a una estructura de hormigón armado, tomando en cuenta como zona de estudio al cantón San Juan Bosco, provincia de Morona Santiago. En la caracterización de la demanda sísmica se empleó doce registros acelerográficos espectro-compatibles con el espectro de diseño en aceleraciones establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, para un periodo de retorno de 475 años y 2500 años. Para el análisis estructural, se modeló la edificación en software especializado, asignando mecanismos de plastificación dirigida a los elementos estructurales con el fin de evaluar su comportamiento bajo cargas sísmicas severas. La evaluación de la respuesta dinámica de la estructura se la realizó en función de las derivas de piso, desplazamientos y fuerzas cortantes, así como, lineamientos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, ASCE 41-17 y HAZUS by FEMA. A partir de esto, se determinó el nivel de desempeño sísmico de la edificación y se identificaron las posibles vulnerabilidades estructurales. La investigación evidencia la importancia de aplicar modelos de análisis no lineales en edificaciones de mediana altura y con configuraciones especiales para mejorar la precisión en la evaluación de su respuesta sísmica, proporcionando así información valiosa para futuras normativas y proyectos de reforzamiento estructural en Ecuador.

Palabras clave: Análisis dinámico no lineal, desempeño sísmico, rótulas plásticas, derivas de piso, registros acelerográficos.

ABSTRACT

This thesis aims to perform a nonlinear dynamic time-history analysis on a reinforced concrete structure, considering the canton of San Juan Bosco, Morona Santiago province, as the study area, where intermediate or firm soil types are predominant. To characterize the seismic demand of twelve spectrum-compatible accelerograms was used, adjusted to the design acceleration spectrum established in the Ecuadorian Construction Code (NEC-15) for return periods of 475 and 2500 years. For the structural analysis, the building was modeled using specialized software, incorporating plastic hinges into the structural elements to evaluate their behavior under severe seismic loads. The dynamic response of the structure was assessed based on interstory drifts, displacements, and internal forces, following the guidelines of the NEC-15, ASCE 41-17, and HAZUS by FEMA. Based on these results, the seismic performance level of the building was determined, and potential structural vulnerabilities were identified. This research highlights the importance of applying nonlinear analysis models in mid-rise buildings with special configurations to improve the accuracy of seismic response assessments, providing valuable information for future regulations and structural reinforcement projects in Ecuador.

Keywords: Nonlinear dynamic analysis, seismic performance, plastic hinges, interstory drifts, accelerogram records.

INDICE

DEDICATORIA.....	4
AGRADECIMIENTO	5
RESUMEN	6
ABSTRACT.....	7
INTRODUCCIÓN	16
1. CAPITULO I: Planteamiento del problema.....	18
1.1. Línea base del proyecto	18
1.2. Descripción de la situación problemática (Causas y Efectos)	21
1.3. Formulación del problema: preguntas científicas.....	22
1.4. Delimitación del objetivo de estudio.....	22
1.5. Justificación	22
1.6. Objetivos: General y específicos	23
1.6.1. Objetivo General.....	23
1.6.2. Objetivos Específicos	23
2. CAPITULO II: Marco Teórico	24
2.1. Antecedentes contextuales.....	24
2.2. Antecedentes Conceptuales.	26
2.2.1. Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico.....	26
2.2.2. Coeficientes de perfil de suelo o Fa, Fd y Fs.....	28
2.2.3. Coeficientes en planta y elevación.	29
2.2.4. Coeficiente de importancia	32
2.2.5. Factor de reducción de resistencia sísmica.....	32
2.2.6. Niveles de desempeños estructurales.....	33
2.2.7. Relación fuerza deformación	34
2.2.8. Definiciones Generales	35
2.3. Antecedentes referenciales	42

3. CAPITULO III: METODOLOGIA	43
3.1. Modalidad Básica de la Investigación.	43
3.2. Tipo de Investigación.	43
3.2.1. Documental.....	43
3.2.2. De campo.	44
3.2.3. Experimental.	44
3.2.4. Objeto de Estudio.....	44
3.2.5. Descripción de la población y muestra.	44
3.3. Métodos teóricos con los materiales utilizados.	44
3.3.1. Propiedades y secciones de elementos estructurales.....	44
3.3.2. Configuraciones en planta y elevación.....	50
3.3.3. Cargas aplicadas.	55
3.3.4. Modelado.	56
3.3.5. Análisis.....	57
4. CAPITULO IV: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	64
4.1. Análisis de resultado	64
4.2. Análisis lineales.....	64
4.2.1. Análisis dinámico espectral.....	64
4.2.2. Análisis sísmico estático.....	73
4.2.3. Análisis no lineal estático Pushover	79
4.2.4. Análisis no lineal Tiempo-Historia.....	81
4.2.5. Estado de Rotulas Plásticas	118
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	120
5.1. Conclusiones	120
5.2. Recomendaciones	121
6. REFERENCIA Y BIBLIOGRAFIA.....	123
7. ANEXOS	127

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	20
Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo.....	27
Tabla 3. Tipos de suelos y factor de sitio Fa.....	28
Tabla 4. Tipos de suelos y factor de sitio Fd	28
Tabla 5. Tipos de suelos y factor de sitio Fs.....	29
Tabla 6. Coeficientes de irregularidad en planta	29
Tabla 7. Coeficientes de irregularidad en elevación.....	30
Tabla 8. Configuraciones estructurales recomendadas	31
Tabla 9. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	32
Tabla 10. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.....	33
Tabla 11. Rangos de niveles de desempeños estructurales.....	33
Tabla 12. Secciones de elementos estructurales	45
Tabla 13. Cargas muertas y vivas por piso.	55
Tabla 14. Coeficientes de K en función del período.....	58
Tabla 15. Parámetros de modelado para rótulas plásticas en columnas.....	62
Tabla 16. Parámetros de modelado para rótulas plásticas en vigas	63
Tabla 17. Coeficientes sísmicos para el Perfil de suelo de Morona Santiago	64
Tabla 18. Periodos de vibración con masa participativa.....	66
Tabla 19. Coeficientes para cálculo de período fundamental.....	67
Tabla 20. Control del período fundamental	67
Tabla 21. Desplazamientos dinámicos de entre piso en dirección X.....	67
Tabla 22. Desplazamientos dinámicos de entre piso en dirección Y.....	68
Tabla 23. Derivas de entre piso para la dirección X.....	69
Tabla 24. Derivas de entre piso para la dirección Y	70
Tabla 25. Cortantes dinámicas en dirección X y Y	71
Tabla 26. Coeficientes de K en función del período.....	74

Tabla 27. Desplazamientos estáticos de entre piso en dirección X	74
Tabla 28. Desplazamientos estáticos de entre piso en dirección Y	75
Tabla 29. Derivas estáticas de entre piso para la dirección X	76
Tabla 30. Derivas estáticas de entre piso para la dirección Y	76
Tabla 31. Cortantes estáticas en dirección X y Y	77
Tabla 32. Ajuste de cortante dinámica.....	79
Tabla 33. Resumen de estado de rótulas.....	81
Tabla 34. Resumen de aceleraciones máximas.....	86
Tabla 35. Desplazamientos por estaciones (Sismo 475 años)	89
Tabla 36. Fuerzas cortantes por estaciones (Sismo 475 años).....	92
Tabla 37. Derivas de entrepiso por estaciones (Sismo 475 años).....	95
Tabla 38. Desplazamientos por estaciones (Sismo 2500 años)	101
Tabla 39. Fuerzas cortantes por estaciones (Sismo 2500 años).....	104
Tabla 40. Derivas de entrepiso por estaciones (Sismo 2500 años).....	107
Tabla 41. Desplazamientos promedio de la estructura (Sismo 475 años)	110
Tabla 42. Fuerzas cortantes promedio de la estructura (Sismo 475 años).....	111
Tabla 43. Derivas promedio de la estructura (Sismo 475 años)	112
Tabla 44. Desplazamientos promedio de la estructura (Sismo 2500 años)	113
Tabla 45. Fuerzas cortantes promedio de la estructura (Sismo 2500 años).....	114
Tabla 46. Derivas promedio de la estructura (Sismo 2500 años)	115
Tabla 47. Derivas entre pisos en el límite del estado de daño	116
Tabla 48. Estados de rotulas por niveles de piso para sismo de 475 años.....	119
Tabla 49. Estados de rotulas por niveles de piso para sismo de 2500 años.....	119

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Localización geográfica del Cantón San Juan Bosco.....	18
Figura 2. Zonas Sísmicas del Ecuador.....	20
Figura 3. Relación fuerza-deformación de componentes generalizadas	34

Figura 4. Objetivos de desempeño para edificios con diferentes tipos de importancia.	37
Figura 5. Vista transversal de viga 1	45
Figura 6. Vista transversal de viga 2	45
Figura 7. Vista longitudinal de viga más cargada 25x35.....	46
Figura 8. Vista longitudinal de viga más cargada 25x25.....	46
Figura 9. Vista transversal de columna 1.....	46
Figura 10. Vista transversal de columna 2.....	47
Figura 11. Vista Longitudinal de columna 40x40	47
Figura 12. Vista Longitudinal de columna 40x40	48
Figura 13. Vista transversal de Muro de contención 1	48
Figura 14. Vista transversal de Muro de contención 2 y 3	49
Figura 15. Vista en planta del nivel 1	50
Figura 16. Vista en planta del nivel 2-3-4	51
Figura 17. Vista en planta del nivel 5	51
Figura 18. Vista en Elevación Pórtico 1-4.....	52
Figura 19. Vista en Elevación Pórtico 2	52
Figura 20. Vista en Elevación Pórtico 3	53
Figura 21. Vista en Elevación Pórtico 5	53
Figura 22. Vista en Elevación Pórtico A	54
Figura 23. Vista en Elevación Pórtico B-C	54
Figura 24. Vista en Elevación Pórtico D	55
Figura 25. Diagrama de flujo del modelamiento y análisis estructural	56
Figura 26. Modelo estructural.....	57
Figura 27. Configuración del espectro elástico de diseño	59
Figura 28. Curva Generalizada de Fuerza-Deformación.....	61
Figura 29. Espectros de aceleraciones elásticos e inelásticos de Morona Santiago	65
Figura 30. Desplazamientos elásticos en dirección X	68

Figura 31. Desplazamientos elásticos en dirección Y	69
Figura 32. Derivas de entre piso inelásticas en dirección X.....	70
Figura 33. Derivas de entre piso inelásticas en dirección Y	71
Figura 34. Cortantes dinámicas en dirección X.....	72
Figura 35. Cortantes dinámicas en dirección Y	72
Figura 36. Aceleraciones de periodos en dirección X y Y	73
Figura 37. Desplazamientos elásticos en dirección X	75
Figura 38. Desplazamientos elásticos en dirección Y	75
Figura 39. Derivas estáticas de entre piso inelásticas en dirección X	76
Figura 40. Derivas estáticas de entre piso inelásticas en dirección Y	77
Figura 41. Cortantes estáticas en dirección X	78
Figura 42. Cortantes estáticas en dirección Y	78
Figura 43. Curva Pushover en la dirección X.....	79
Figura 44. Curva Pushover en la dirección Y.....	80
Figura 45. Formación de rotulas plásticas	81
Figura 46. Señal sísmica 1 (Estación AC07).....	82
Figura 47. Señal sísmica 2 (Estación ACH1)	82
Figura 48. Señal sísmica 3 (Estación ACH2)	82
Figura 49. Señal sísmica 4 (Estación AGYE)	83
Figura 50. Señal sísmica 5 (Estación APED)	83
Figura 51. Señal sísmica 6 (Estación APLA)	83
Figura 52. Señal sísmica 7 (Estación APO1).....	84
Figura 53. Señal sísmica 8 (Estación ARNL).....	84
Figura 54. Señal sísmica 9 (Estación ASDO).....	84
Figura 55. Señal sísmica 10 (Estación GYKA).....	85
Figura 56. Señal sísmica 11 (Estación MATANZAS)	85
Figura 57. Señal sísmica 12 (Estación TAC002).....	85

Figura 58. Desplazamientos de la estructura– Análisis no lineal tiempo historia (sismo de 475 años).....	87
Figura 59. Fuerzas cortantes de la estructura– Análisis no lineal tiempo historia (sismo de 475 años).....	90
Figura 60. Derivas de entrepiso de la estructura– Análisis no lineal tiempo historia (sismo de 475 años)	93
Figura 61. Derivas de entrepiso de la estructura en la dirección X vs. Límite NEC (Sismo 475 años)	96
Figura 62. Derivas de entrepiso de la estructura en la dirección Y vs. Límite NEC (Sismo 475 años)	97
Figura 63. Curvas de peligro sísmico, Macas.....	98
Figura 64. Desplazamientos de la estructura– Análisis no lineal tiempo historia (sismo de 2500 años).....	99
Figura 65. Fuerzas cortantes de la estructura– Análisis no lineal tiempo historia (sismo de 475 años).....	102
Figura 66. Derivas de entrepiso de la estructura– Análisis no lineal tiempo historia (sismo de 2500 años)	105
Figura 67. Derivas de entrepiso de la estructura en la dirección X vs. Límite NEC (Sismo 2500 años)	108
Figura 68. Derivas de entrepiso de la estructura en la dirección X vs. Límite NEC (Sismo 2500 años)	109
Figura 69. Desplazamientos promedio de la estructura (Sismo 475 años).....	110
Figura 70. Fuerzas cortantes promedio de la estructura (Sismo 475 años)	111
Figura 71. Derivas promedio de la estructura (Sismo 475 años).....	112
Figura 72. Desplazamientos promedio de la estructura (Sismo 2500 años).....	113
Figura 73. Fuerzas cortantes promedio de la estructura (Sismo 2500 años)	114
Figura 74. Derivas promedio de la estructura (Sismo 2500 años).....	115
Figura 75. Derivas promedio y estados de daño límites Según la Hazus (Sismo 475 años).....	117

Figura 76. Derivas promedio y estados de daño limites Según la Hazus (Sismo 2500 años).....	117
Figura 77. Comparativa de Análisis para el caso de estudio	118

INTRODUCCIÓN

Importancia del tema

Un diseño sismorresistente tiene como objetivo que las estructuras respondan adecuadamente a las fuerzas laterales causadas por los sismos. Existen factores que aumentan la vulnerabilidad estructural, en muchos casos se construye con materiales de baja calidad, controles sísmicos demasiado permisivos o errores en los respectivos cálculos. Las evaluaciones de desempeño sísmico deben realizarse en estructuras ubicadas en áreas de alta peligrosidad sísmica para evaluar su comportamiento ante eventos críticos. Es por eso que el presente trabajo tiene como enfoque principal analizar la respuesta sísmica de un edificio aporricado de hormigón armado para vivienda que se encuentra ubicado en el cantón San Juan Bosco, provincia de Morona Santiago. La evaluación se realizará mediante un análisis estático lineal y no lineal, adecuando las condiciones lo más cercanas a la realidad posible. Tomando en cuenta que la región en donde se ubica el caso de estudio está clasificada como una zona de alta peligrosidad sísmica. La metodología aplicada servirá para determinar las respuestas globales y locales de los elementos estructurales como vigas y columnas luego de la intervención de un sismo.

Hoy en día, los diseñadores pueden concebir y crear soluciones sin precedentes a problemas estructurales complejos gracias a la disponibilidad de técnicas innovadoras en el campo de la ingeniería estructural. Realizar un análisis no lineal sea estático o dinámico, puede llegar a ser un proceso tardío. Por lo tanto, los ingenieros pueden trabajar con mayor eficiencia usando softwares que permiten realizar análisis y diseños sismorresistentes avanzados. Estos programas no solo mejoran la precisión del diseño estructural, sino que también garantizan la seguridad y estabilidad de las edificaciones en áreas con peligrosidad sísmica, ya que permiten evaluar distintos escenarios (Vailati et al., 2021).

Actualidad de la problemática

Ecuador está ubicado en el llamado Cinturón de Fuego del Pacífico, por lo que la actividad sísmica es alta. El país se encuentra en cierto movimiento tectónico en donde un fragmento de esta zona forma parte de una microplaca denominada “Bloque andino” que pertenece a la placa Sudamericana. Esta microplaca se ubica en un punto de interacción entre las placas de Nazca, Cocos y Caribe. Se ha medido que los movimientos en esta

región rondan los 50 a 60 milímetros por año, en comparación con los 2 a 5 milímetros por año de la placa continental (Quinde Martínez & Angulo, 2016).

A pesar de que la evidente peligrosidad sísmica pone en riesgo la vida de las personas, para muchos casos la Norma Ecuatoriana de Construcción tienen limitaciones que no permiten que las estructuras puedan brindar un correcto desempeño ante una carga sísmica de alta magnitud. Este problema fue particularmente evidente en Pedernales, Manabí, donde el 16 de abril de 2016 ocurrió uno de los terremotos más grandes del país, con una magnitud de 7,8 MW, que terminó con la vida de 661 personas y mucha pérdida de infraestructura antrópica (Castillo Peñaherrera & Santillán Berrones, 2021).

Otro terremoto igualmente importante en Ecuador fue el del 18 de marzo de 2023, que afectó gravemente a la provincia de El Oro y parte del Azuay con una magnitud de 6,64 MW, matando a 11 personas y provocando daños estructurales (Instituto Geofísico - Escuela Politécnica Nacional).

Estructura del proyecto

El primer capítulo presentará los antecedentes del proyecto, los cuales constituyen su línea base. Posteriormente, se describirá la problemática considerando sus causas y efectos. A partir de esta exposición, se formularán preguntas científicas y se delimitará el objeto de estudio sobre el cual se desarrollará la investigación. Finalmente, se establecerán los objetivos generales y específicos que guiarán este trabajo de titulación.

En el segundo capítulo se desarrollará el marco teórico, el cual, a través de una revisión bibliográfica, recopilará antecedentes contextuales a nivel macro, meso y micro. Asimismo, se incluirán antecedentes conceptuales con la terminología clave y el marco normativo relevante para el estudio. Para los antecedentes referenciales, se considerarán investigaciones previas, como artículos científicos que empleen metodologías aplicables a este trabajo.

Con base en los antecedentes referenciales, el tercer capítulo describirá la metodología de investigación, detallando los métodos empíricos y teóricos que se emplearán en el estudio. Por último, el cuarto capítulo expondrá los resultados obtenidos a lo largo del proceso investigativo, específicamente en relación con el análisis dinámico tiempo-historia de un edificio de hormigón armado de mediana altura, situado en el cantón San Juan Bosco.

1. CAPITULO I: Planteamiento del problema

1.1. Línea base del proyecto

Considerando el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón San Juan Bosco 2019-2023, uno de sus principales objetivos es la Industria, innovación e infraestructura. Construir infraestructuras resilientes, promover la industrialización inclusiva y sostenible, y fomentar la innovación. Teniendo en cuenta que, la disminución de inversión en tecnología, innovación e infraestructura reduce la productividad. Por consecuencia, mediante los factores como la construcción de infraestructuras que promuevan el mejoramiento del nivel de ingreso o renta de la población y al fomentar la calidad de vida de los habitantes contribuyen al desarrollo de la sociedad, el Plan organiza y propone el modelo a futuro de los sistemas y subsistemas como lo es el Asentamiento Humano e Infraestructuras de la región (PDOT SAN JUAN BOSCO 2019.).

El cantón San Juan Bosco es uno de los doce cantones pertenecientes a la Provincia de Morona Santiago, limita al norte con el cantón Limón Indanza, al sur con el cantón Gualaquiza, al este con la República del Perú y al oeste con el cantón Gualaquiza y Provincia del Azuay (cantón Sígsig). Está a 137 km de Cuenca; a 162.50 km de Macas y a 58 km de Gualaquiza.

Figura 1. Localización geográfica del Cantón San Juan Bosco



Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón San Juan Bosco.

San Juan Bosco cuenta con una extensión de aproximadamente 109048.60 hectáreas en donde la mayor parte del territorio cantonal se encuentra ocupado por Bosque Nativo, con una superficie de 84522,33 hectáreas que corresponde al 77,51% que, por sus

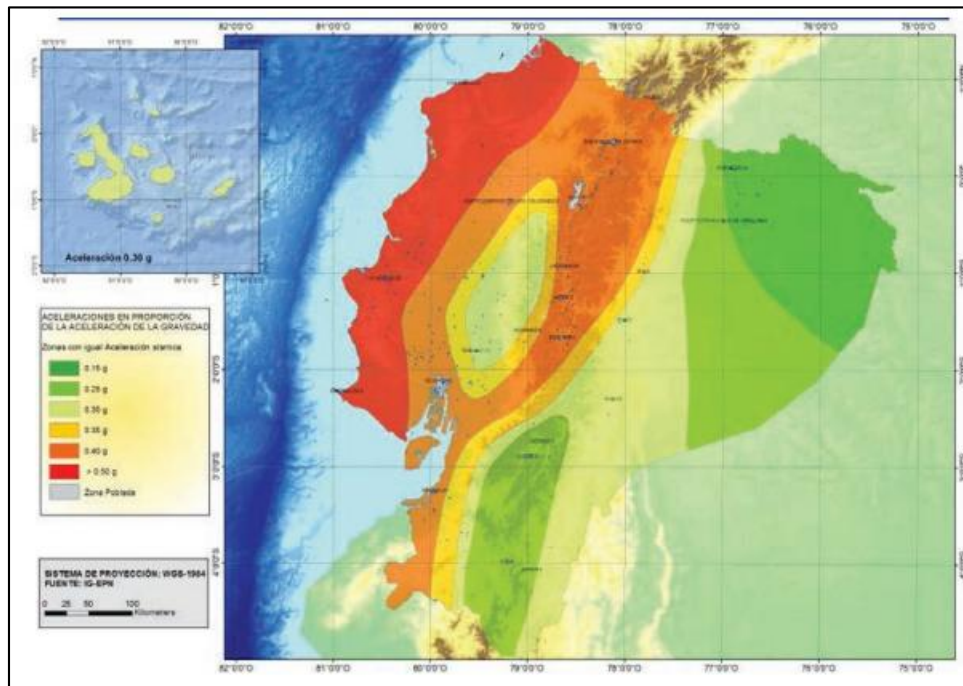
características de suelos, clima, precipitaciones y humedad no son adecuados para cultivos ni para pastos, siendo el bosque y vida silvestre su único uso. La cobertura de área de conservación ocupa 2472,56 hectáreas (2,27%). De igual manera tenemos que 17038,61 hectáreas están ocupadas por pastizal (pasto cultivado) que representan el 15,62% del territorio, estas áreas están destinadas para crianza de ganado. La vegetación arbustiva y herbácea tiene una extensión de 4330,54 hectáreas que representa 3,97% el cantón y se encuentran de formas dispersas en las orillas de los ríos. En lo que respecta el área para cultivos ocupa 2,54 hectáreas que representa 0,002% del cantón. El área poblada del cantón San Juan Bosco ocupa 148,16 hectáreas que representa el 0,14% del territorio que son usos minoritarios que van acompañados de cuerpos de agua, infraestructura antrópica, erial y cobertura nubosa.

El crecimiento poblacional en el cantón San Juan Bosco tiene la misma estructura de crecimiento tanto de hombres como de las mujeres. Según los datos por año censal, se tiene en el primer año censal desarrollado en el año 2001 un total de 2951 habitantes, en el censo del 2010 se tiene 3908 y según la proyección realizada por la Secretaría de Planificación y Desarrollo, se tendría para el año 2024 un total de 5296 personas.

En San Juan Bosco, donde existe suelos entre arena y arcillas, y a su vez la más abundante esta última, además, no se detecta la presencia de aguas freáticas en la zona, por consecuencia la intervención en la construcción es baja pero no nula, esto debido a que al ubicarse en una zona de alta humedad es necesaria la consideración de aguas de escorrentías y posibles filtraciones que podrían representar deficiencia en la estructura a futuro.

En los últimos tiempos se está dando bastante importancia al problema de interacción suelo-estructura. En un sentido más generalizado, este problema puede ser formulado como un contacto dinámico entre la base y la estructura. La consideración de la importancia de los suelos se convierte a la hora del diseño de una infraestructura en un factor clave ya que puede llegar a representar un problema (Tena-Colunga Arturo, 2019).

Figura 2. Zonas Sísmicas del Ecuador



Fuente: NEC-SE-DS 2015.

En la **Figura 2**, se muestran las diferentes zonas sísmicas en las que se encuentra el Ecuador, para el caso particular del Cantón San Juan Bosco y mediante su ubicación en el mapa se determina que su grado de peligrosidad sísmica según sus características de valor de Z es de 0.30g, por consecuencia está en la zona III de Alta actividad sísmica.

Además, es importante el conocimiento de la actividad sísmica y su influencia en las infraestructuras, por tanto, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) presenta la tabla de los factores Z para sus diferentes zonas en el Ecuador, dichos datos se representan en la **Tabla 1**.

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: NEC-SE-DS 2015

En la actualidad, en el Cantón San Juan Bosco, la presencia de edificaciones con marcos aporticados de hormigón armado es escasa, debido a la reciente expansión que tiene la zona, por consecuencia, el análisis no lineal para una estructura de este tipo se considera

relevante al recopilar datos que a futuro pueden ser de utilidad para diversos proyectos de ingeniería civil.

1.2. Descripción de la situación problemática (Causas y Efectos)

Al ser el Ecuador un país de alta actividad sísmica existe un constante riesgo a la hora de su comportamiento sismorresistente ante estos eventos, para prevenir daños, es necesario el análisis estructural para el correcto diseño de una edificación. Son varios los factores que influyen para que se presente el colapso parcial o total por la deficiencia en la respuesta de la estructura ante fuerzas laterales, como puede ser un inadecuado diseño sismorresistente, la falta de controles de calidad de los materiales a la hora de la construcción, etc. Estos factores afectan al comportamiento de las estructuras ante un evento sísmico importante, provocando que se presenten fallas en elementos estructurales.

Cuando ocurre un evento sísmico o se desea conocer la probable respuesta de una estructura a estos eventos, existe la posibilidad de que una edificación no se comporte como se esperaba, por tanto, los ingenieros deben prescindir de evaluaciones lineales que dictamina la Norma Ecuatoriana de la Construcción, estas arrojan datos que resultan satisfactorios para infraestructuras regulares y de baja altura, pero el escenario cambia cuando se aplican los mismos controles para edificaciones irregulares o especiales. Para estas últimas, se puede determinar con mayor precisión su comportamiento mediante un análisis no lineal. Al considerar únicamente una evaluación lineal está presente la posibilidad que las estructuras no sean aptas para soportar eventos sísmicos importantes, por consecuencia existe una ineficiencia en elementos estructurales lo que puede conllevar a ser un gran impacto en la seguridad humana.

Muchas veces los ingenieros optan por configuraciones irregulares en las obras de ingeniería civil por consecuencia del área de construcción destinada para la edificación. Por esta razón, las estructuras pierden estabilidad y rigidez en comparación a una regular. Es muy sabido que una estructura regular controla con mayor eficiencia las vibraciones estructurales producidas por eventos sísmicos en comparación con una estructura irregular, entonces su análisis debe ser meticuloso para controlar estas vibraciones.

Lo mencionado anteriormente, se resumen en edificaciones propensas al colapso a razón de un ineficiente desempeño de estas ante cargas laterales proveniente de los eventos

sísmicos a los que está sometida la región en cuestión, es por esta razón que se debe optar por un análisis no lineal como control fundamental de estructuras.

1.3. Formulación del problema: preguntas científicas.

Consecuentemente, después de analizar la situación problemática, se plantean las siguientes preguntas científicas:

- ¿Cuáles son los factores principales que pueden provocar una respuesta deficiente de la estructura ante fuerzas laterales?
- ¿Cuáles son las alternativas de análisis de edificaciones para obtener una evaluación estructural eficiente?
- ¿Cuáles son las alternativas para reducir la inestabilidad de las estructuras considerando las condiciones geográficas del cantón San Juan Bosco?

1.4. Delimitación del objetivo de estudio

Como objeto de estudio, se pretende realizar la verificación de desempeño sísmico de un edificio apto residencial de concreto armado en el cantón San Juan Bosco según la normativa ASCE 41-17. La edificación consta de 4 niveles más un subsuelo, las alturas de entrepiso para los 4 niveles son de 3.0 metros mientras que la del subsuelo es de 3.05 metros, establecidas entre 4 ejes longitudinales y 5 transversales, con una ligera inclinación en los ejes longitudinales perimetrales.

1.5. Justificación

El Ecuador está ubicado en territorio Sudamericano, el cual es clasificado como una región en la que se presenta una gran actividad sísmica. Parte del país se encuentra en la microplaca "Bloque Andino", que está en constante interacción con las placas de Nazca, Cocos y Caribe. Es por esta razón que con frecuencia acontecen eventos sísmicos que alcanzan elevadas magnitudes causando considerables daños materiales y pérdidas de vidas humanas, incumpliendo con la filosofía del diseño sismorresistente. Para el Ecuador, un país amenazado por múltiples desastres naturales, trabajar para maximizar la calidad de las estructuras es una tarea crucial (Cunalata & Caiza, 2022).

De acuerdo con el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del cantón San Juan Bosco, el territorio cantonal tiene una extensión de 109048.60 hectáreas, de las cuales el área poblada únicamente ocupa 148,16 hectáreas, lo que representa el 0,14% del territorio, en donde existe la presencia de infraestructura antrópica. Debido a la baja

urbanización del cantón, las alturas predominantes de las edificaciones son viviendas de uno y dos pisos con una mínima incidencia de edificaciones de mayor altura. Esto significa que los análisis no lineales en estructuras no son considerados en múltiples escenarios al momento de diseñar las estructuras. Proponer un modelo de análisis sísmico no lineal para estructuras de mediana altura será contribuyente al desarrollo del cantón.

La importancia de realizar esta verificación es para determinar si la estructura tendrá un desempeño adecuado o inadecuado en caso de un evento sísmico que pueda atentar contra la vida de los habitantes del cantón San Juan Bosco, utilizando un análisis no lineal donde se asignan rotulas plásticas para cuantificar parámetros como: niveles de daño, desplazamientos, derivas y comportamiento de las secciones. Los resultados obtenidos podrán utilizarse como base para proyectos posteriores que requieran información de modelos no lineales para la construcción de edificios residenciales en el cantón. El presente trabajo constituirá parte de la formación profesional y la obtención del Título de Ingeniero Civil en la Universidad Técnica de Machala.

1.6. Objetivos: General y específicos

1.6.1. Objetivo General

Evaluar el desempeño sísmico de una estructura aporricada de hormigón armado por medio de un análisis no lineal para la determinación de la respuesta sísmica de un edificio residencial ante fuerzas laterales importantes.

1.6.2. Objetivos Específicos

- Identificar los factores responsables del comportamiento de una edificación ante cargas laterales por medio de recopilación de información en bases de datos, artículos académicos y/o repositorios.
- Analizar el desempeño sísmico de edificaciones con configuraciones especiales mediante el uso de herramientas computacionales para el modelado estructural.
- Determinar el grado de vulnerabilidad de la estructura ante vibraciones importantes por medio de los resultados obtenidos en el análisis no lineal para la obtención de alternativas que brinden de rigidez y estabilidad a la estructura.

2. CAPITULO II: Marco Teórico

2.1. Antecedentes contextuales.

En una investigación de la India titulada “A Comparative Study on Seismic Analysis of Multistorey Buildings in Different Seismic Zones” se investigó la comparación de la respuesta sísmica de un edificio de 8 pisos en diferentes zonas sísmicas, considerando el porcentaje de acero longitudinal y el esfuerzo obtenido de la cortante basal. La investigación arrojó que para una zona sísmica de categoría III el acero requerido para soportar tanto en la parte superior o inferior de una viga es el mismo, a comparación de lo obtenido para zonas sísmicas de IV y V, donde se obtuvo que se requería de mayor acero de refuerzo en la zona superior de la viga. Por tanto, se concluye que el requisito de acero estructural aumenta en diferentes porcentajes para superior e inferior a razón de un cambio en su zona sísmica, en consecuencia, su cortante basal aumenta arrojando que la estructura aumenta su vibración al tener una zona sísmica de mayor categoría (Devi & Petal, 2023).

Según el artículo realizado en Algeria “Nonlinear Static Soil-Structure Interaction Analysis of Time-Dependent Soil Deformation Effects on RC Structures”, el comportamiento de la superestructura es un factor significativo en el rendimiento de una estructura de hormigón armado, por tanto en este estudio se trata el comportamiento no lineal de la estructura, su estabilidad y respuesta a largo plazo mediante un modelado de elementos finitos, además la interacción del suelo implica un factor estabilizante considerable en la durabilidad y confiabilidad de la estructuras de hormigón armado (Remadna et al., 2024).

En Los Ángeles, California se realizó un estudio “Nonlinear dynamic seismic analysis of a modern concrete core wall building in Los Angeles using the BTM-shell methodology” donde se determina la respuesta sísmica dinámica no lineal de un edificio de 14 pisos, considerando un análisis no lineal con los movimientos sísmicos tridimensionales. El modelado se realizó en un programa computacional FE-Multiphys, a razón de la ubicación del sitio se realizó un conjunto de movimiento de suelo a niveles de terremoto para el diseño y el riesgo. Además, se pretende concretar bases que describan que el análisis no lineal estándar contiene limitaciones para el diseño sísmico (Mavros et al., 2023).

El estudio titulado “Non-linear analysis of seismic performance of low-rise concrete buildings in Indonesia” elaborado por Riza Suwondo, Dave Mangindaan, Lee Cunningham y Sohaib Alama, menciona que la norma indonesia para el diseño sísmico se ha desarrollado en base a el análisis lineal. Por esta razón decidieron presentar un análisis no lineal para evaluar un edificio de hormigón armado de baja altura teniendo como objetivo de estudio, determinar el verdadero nivel de seguridad sísmica del mismo. En los resultados se demuestra que, tanto en términos de respuesta global como local, el edificio cumple con los objetivos previstos del diseño sísmico (Suwondo et al., 2021).

Regionalizando la investigación, en Chile, Medina y Music son responsables de la realización de un análisis no lineal estático para evaluar el desempeño de un edificio habitacional construido con muros de hormigón armado. Para lograrlo, primero aplicaron propiedades no lineales a los componentes de los muros. Tomaron en cuenta un espectro sísmico de la Normativa Chilena y dos espectros de desplazamiento elástico de la Normativa Chilena y la FEMA. El trabajo llega a la conclusión de que el edificio examinado cumple con el desplazamiento objetivo, sin superar los límites establecidos por Visión 2000 para todos los puntos de desempeño, en donde, el nivel de desempeño del edificio, no supera el operacional en ninguno de los casos considerados (Medina Ricardo & Music Juan, 2018).

En Perú se realizó un estudio “Soil structure interaction in buildings with isolated foundations” donde, considerando la alta sismicidad de la zona al estar clasificada con grado 9 en la escala Mercalli Modificada, las investigaciones sísmicas se ha vuelto un enfoque importante en el diseño sísmico. Para ello se describe la metodología de modelación de edificios con zapatas aisladas en condiciones reales aplicando la herramienta computacional de SAP2000, analizando 4 modelos dinámicos diferentes, así mismo se considera la modelación en el programa LIRA y COSMOS, para la obtención de resultados ligados a los daños estructurales en columnas a razón de un evento sísmico (Villarreal Castro, 2020)

En la investigación realizada en Argentina “Análisis estático no-lineal para cuantificar la vulnerabilidad sísmica de edificios de hormigón armado”, el autor pretende determinar el grado de vulnerabilidad sísmica con la implementación de un análisis estático no lineal (Pushover). Además, considera la no linealidad de los componentes estructurales en los pórticos, evalúan los daños en una variedad de componentes mediante funciones de fragilidad específica. También al tener en cuenta el comportamiento no lineal de los

materiales se optó por una evaluación de desempeño por medio del método “espectro de capacidad”, estimando el punto de desempeño piso por piso. Determinó que un análisis estático no lineal es factible para conocer el daño estructural sobrepasando su capacidad elástica, a su vez considera que un análisis dinámico no lineal resulta de alta complejidad en un formato de diseño (Agostini et al., 2018).

En el ámbito local, la investigación realizada en Quito por Guerrero y Martínez, se enfoca en el caso de un edificio habitacional que sufrió daños en el sismo de Abril de 2016, en donde se realizó un análisis no lineal para la verificación de desempeño mediante el uso de rotulas plásticas, a su vez se hizo la comparativa de un análisis lineal, lo que produjo un resultado más conservador, por lo tanto, el uso de una herramienta de análisis estructural de ámbito no lineal, favorece a la verificación cuidadosa del desempeño de una edificación que ya sufrió o no un sismo importante (Karolina et al., 2020).

Mendoza, Moreira y García realizaron el estudio "Análisis no lineal por el método Pushover del edificio de docentes No1 de la Universidad Técnica de Manabí", el cual se enfoca en la evaluación no lineal del edificio, utilizando el método Pushover para evaluar y comparar el desempeño de la estructura en su estado actual mediante el análisis de los desplazamientos, rótulas plásticas y curvas de capacidad. La edificación fue construida con pórticos de hormigón sismorresistentes y muros estructurales. Para llevar a cabo la investigación, se utilizaron modelos numéricos creados en el software Etabs, que se basaron en la configuración estructural y los materiales de la edificación. Se utilizó una metodología descriptiva de tipo experimental para evaluar las variables de análisis con la inclusión y ausencia de muros. Según los resultados de los análisis, la edificación es vulnerable a problemas de colapso ante sismos severos, pero en el escenario donde los muros están presentes, esta vulnerabilidad se reduce considerablemente (Selena Mendoza-Intriago & Javier García-Vinces III, 2022).

2.2. Antecedentes Conceptuales.

2.2.1. Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

La Norma Ecuatoriana de la Construcción contiene parámetros que ayudan a la clasificación de perfiles de suelos para un correcto diseño y evaluación de una estructura, como se muestra en la **Tabla 2**.

Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipos de perfiles	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s $N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s $50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$V_s < 180$ m/s $P > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75) F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	

F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte

F6—Rellenos colocados sin control ingenieril

Fuente: NEC-SE-DS 2015.

2.2.2. Coeficientes de perfil de suelo o Fa, Fd y Fs.

Los coeficientes de perfil de suelo presentados en la **Tabla 3**, **Tabla 4** y **Tabla 5**, busca controlar la precisión y seguridad de las construcciones en zonas de alto peligro sísmico, mediante el ajuste al diseño sísmico a razón de la determinación de las características específicas del suelo.

Tabla 3. Tipos de suelos y factor de sitio Fa

Tipo de perfil de suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,5$
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,18
D	1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,12
E	1,8	1,4	1,25	1,1	1,0	0,85
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4 de la NEC-SE-DS					

Fuente: NEC-SE-DS 2015.

Tabla 4. Tipos de suelos y factor de sitio Fd

Tipo de perfil de suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,5$
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06

D	1,62	1,45	1,36	1,28	1,19	1,11
E	2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4 de la NEC-SE-DS					

Fuente: NEC-SE-DS 2015.

Tabla 5. Tipos de suelos y factor de sitio F_s

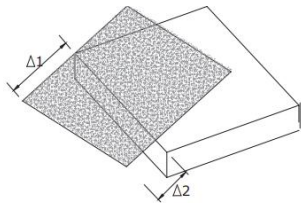
Tipo de perfil de suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,5$
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
D	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,40
E	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4 de la NEC-SE-DS					

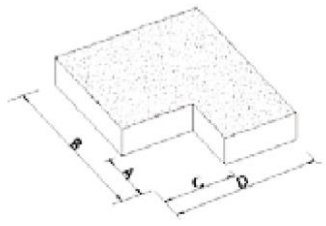
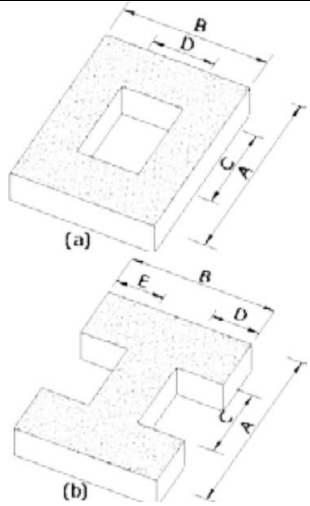
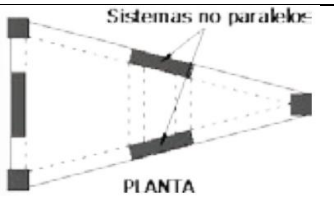
Fuente: NEC-SE-DS 2015.

2.2.3. Coeficientes en planta y elevación.

Según la NEC-15, los coeficientes de configuración en planta y elevación se muestran en la **Tabla 6**, **Tabla 7** y **Tabla 8**.

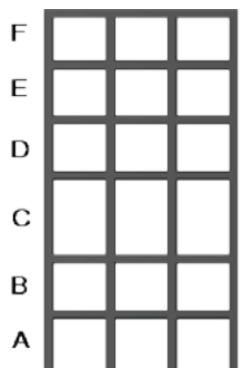
Tabla 6. Coeficientes de irregularidad en planta

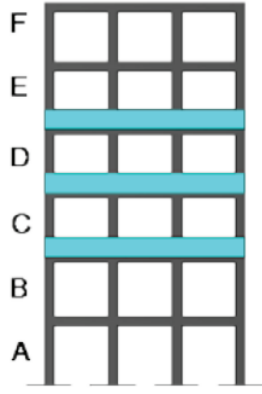
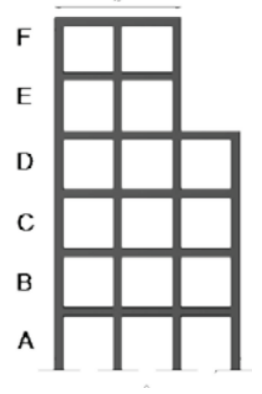
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{Pi}=0.9$</p> $\Delta > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$ <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
---	---

<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi P_i=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso $\phi P_i=0.9$</p> <p>a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi P_i=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-SE-DS 2015.

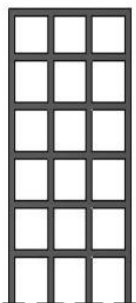
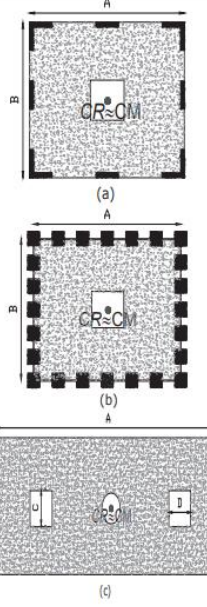
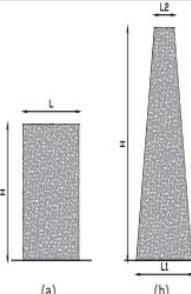
Tabla 7. Coeficientes de irregularidad en elevación

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi E_i=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D</p> $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$ <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
--	---

<p>Tipo 2 - Distribución de masa</p> <p>$\phi_{Ei}=0.9$</p> <p>$m_D > 1.50 m_E$ ó</p> <p>$m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</p> <p>$\phi_{Ei}=0.9$</p> <p>$a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-SE-DS 2015.

Tabla 8. Configuraciones estructurales recomendadas

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

Fuente: NEC-SE-DS 2015.

2.2.4. Coeficiente de importancia

El coeficiente de importancia según la norma ecuatoriana NEC-15 promete incrementar la demanda sísmica de diseño a razón de su uso o importancia y según su grado de importancia operacional. Véase la **Tabla 9**.

Tabla 9. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios que requieren operar continuamente.	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1,0

Fuente: NEC-SE-DS 2015.

2.2.5. Factor de reducción de resistencia sísmica.

El factor de reducción sísmico “R”, según la NEC-15, contribuye a reducir la fuerza sísmica al justificar como un diseño de mecanismo de falla previsible y dúctil. Procurando que el daño se concentre en secciones detalladas conocidas como rotulas plásticas, al permitir la absorción y disipación de energía de manera eficiente durante el evento sísmico. Véase la **Tabla 10**.

Tabla 10. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

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

Fuente: NEC-SE-DS 2015.

2.2.6. Niveles de desempeños estructurales

Según la FEMA 365 para determinar el nivel de desempeño de una edificación se debe conocer los rangos operaciones una vez que haya ocurrido un sismo, **Véase la Tabla 11.**

Tabla 11. Rangos de niveles de desempeños estructurales

Operacional	La estructura no contiene daños relevantes, es decir, no tuvo efectos significativos en su rigidez y resistencia, por consecuencia, es seguro su ocupación inmediata.
--------------------	---

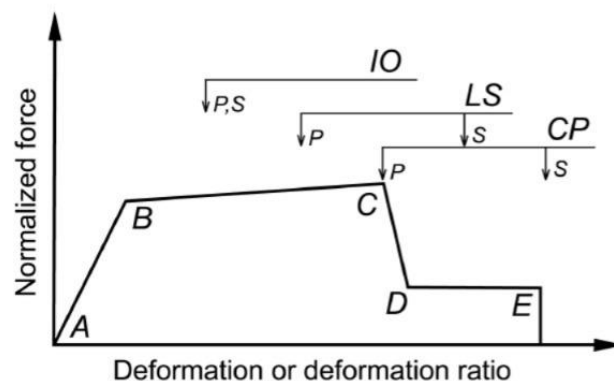
Ocupación inmediata	Este rango indica que la estructura tiene fisuramientos menores en mampostería, es decir, sus reparaciones son superficiales y por tanto se reduce su tiempo de reparación.
Seguridad de vida	Hace referencia al rango donde la estructura presenta daños significativos, pero que aun no ha existido derrocamiento o desprendimiento. Además, las reparaciones se vuelven posibles, pero no rentables.
Prevención de colapso	Este rango se visible cuando la estructura ha sufrido desprendimiento en elementos no estructurales, y sus elementos han fluido pero perdido resistencia y rigidez, por tanto, se vuelven frágiles al colapso y se recomienda su inmediata evacuación.
Colapso	La estructura derroco

Fuente: Autores.

2.2.7. Relación fuerza deformación

Para determinar la respuesta estructural a cargas sísmicas crecientes en una edificación se usa la curva de Fuerza – Deformación, véase la **Figura 3**, en esta se representa la deformación producida a razón de una fuerza aplicada.

Figura 3. Relación fuerza-deformación de componentes generalizadas



Fuente: Federal Emergency Management Agency 356, 2000...

La curva mostrada anterior, muestra la progresión creciente de una deformación de un rango elástico a uno plástico hasta llegar a su máximo punto de deformación. Por otro lado, el conocer estos rangos permite a la ingeniería sísmica a determinar la capacidad de resistencia de una estructura ante cargas sísmicas, determinando los puntos de tendencia al fallo y comportamiento no lineal. Además, esta se usa en programas que buscan

predecir a respuesta estructural ante cargas laterales, de tal manera que se una parte importante en el análisis de desempeño sísmico.

2.2.8. Definiciones Generales

Estructuras

La Norma Ecuatoriana de la Construcción define a una estructura como un conjunto de componentes estructurales unidos para soportar cargas verticales, sísmicas, entre otras. Las estructuras pueden catalogarse en estructuras de edificación y otras distintas de edificación como pueden ser puentes, tanques, entre otros.

Edificaciones comunes

Se clasifican como comunes, las estructuras que tienen como destino ser usadas cotidianamente, como pueden ser las viviendas unifamiliares, oficinas, locales comerciales, pisos departamentales, etc.

Sismos

Los terremotos o sismos son uno de los fenómenos naturales más dañinos. Los sismos dañan las estructuras y hacen colapsar la infraestructura urbana y tienen la capacidad de alterar el relieve natural. A causa de la interacción de las placas tectónicas, han ocurrido sismos de gran magnitud que han causado graves daños en la civilización humana. Este fenómeno natural muy poco predecible puede causar la muerte de personas en minutos (Ávila Barrientos, 2021).

Cinturón de fuego del pacífico

En la costa oriental del océano pacifico se encuentra Ecuador, país que forma parte del famoso "Cinturón de Fuego del Pacifico". Este nombre se le da a esta región debido a su alta probabilidad de ser afectada por terremotos y erupciones volcánicas. Se distingue de esta manera porque se pueden observar numerosos cambios en la superficie del planeta como resultado de la interacción de las llamadas placas tectónicas. En Ecuador, las Placas Sudamericanas y la Placa Nazca interactúan tectónicamente y crean una zona de subducción generando grandes sismos dentro del país. Los análisis del nivel de peligro sísmico son decisivos para el diseño de una edificación porque conoceremos cómo se comportará ante una carga sísmica que pueda poner en peligro la integridad de la estructura por sus excesivas vibraciones. (Roldan Pinargote Erick Franklin et al., 2019).

Peligro sísmico

El peligro sísmico es definido como la probabilidad de sobrepasar los límites de un determinado parámetro sísmico, como podría ser la intensidad de Mercalli modificada o la aceleración horizontal máxima (PGA) durante un lapso útil para el objeto en cuestión, haciendo referencia al nivel de riesgo estructural, posibilidad de daños y pérdida de vidas humanas (Leyton Felipe et al., 2010).

Desempeño sísmico

La capacidad de una estructura para resistir y conservar su funcionalidad durante y después de un evento sísmico se conoce como desempeño sísmico. El mismo evalúa la resistencia, la rigidez, la ductilidad y la capacidad de absorber y disipar energía de una estructura con el objetivo de reducir los daños estructurales y no estructurales al mismo tiempo que se garantiza la continuidad de las operaciones esenciales del edificio y la seguridad de los ocupantes. Debido a esto, uno de los principales objetivos del ingeniero civil debe ser emplear diseños sismorresistentes para que, en el caso de presentarse un terremoto, las estructuras respondan con un desempeño sísmico adecuado (Martínez Reyes & Nungaray Pérez, 2019).

Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica se define como una característica inherente de una estructura que aparece cuando se presenta un sismo que provoca daño, deterioro y colapso. Existe una variedad de enfoques para evaluar la vulnerabilidad sísmica, como el uso de un diseño por desempeño sísmico, la estimación a través de la confiabilidad estructural y la observación a través de una evaluación visual rápida. Las obras civiles en Ecuador son susceptibles a una mayor vulnerabilidad sísmica debido a su ubicación geográfica, su mala calidad de materiales de construcción y las deficiencias que se presentan durante el proceso de construcción (Vargas Saltos Maria Elena et al., 2018).

Niveles de desempeño

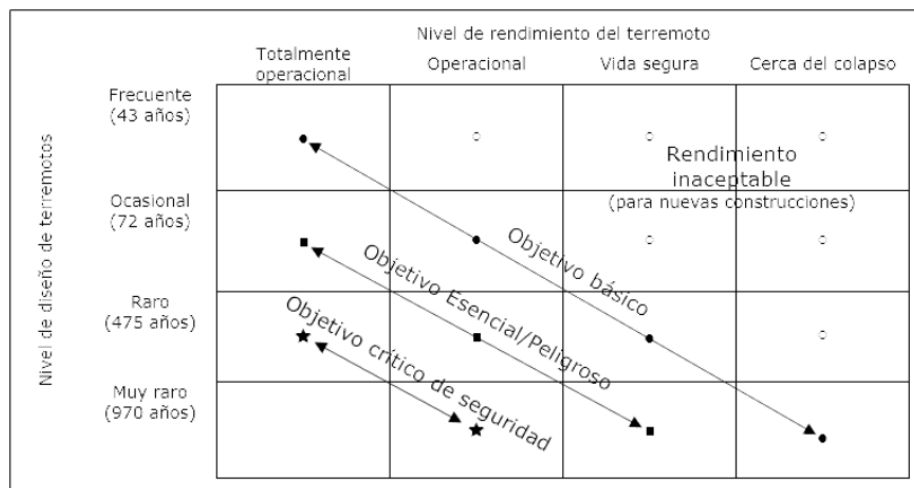
Los edificios, puentes, carreteras y otras estructuras civiles se construyen para funcionar dentro de un periodo de vida útil predeterminado, pero pueden sufrir daños debido a factores humanos (cambios en el uso de la edificación, falta o mantenimiento inadecuado, explosiones, construcciones cercanas, entre otros) y factores naturales (huracanes, cambios en las condiciones del suelo y actividad sísmica), siendo este último el más

devastador, debido a que en el transcurso de la historia ha causado importantes daños humanos y materiales, como daños en los componentes estructurales o incluso el colapso total de las estructuras. Se han desarrollado varios conceptos y técnicas para evaluar el comportamiento estructural o el desempeño de las estructuras ante sismos de diferentes magnitudes, con el objetivo de mejorar la respuesta de las estructuras y minimizar los daños.

Un documento llamado VISION 2000 fue publicado por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC). Este documento se aplica tanto a la rehabilitación de estructuras existentes como al diseño de nuevas. En el documento se presenta una gráfica que muestra los niveles de desempeño para edificios de diversa importancia, incluidos los edificios de importancia básica, esencial, peligrosos y de seguridad crítica. Los niveles de sismo de diseño (también conocidos como niveles de peligrosidad) se muestran en el eje vertical, mientras que los niveles de desempeño se muestran en el eje horizontal (Totalmente operacional, operacional, vida segura, cercano al colapso). Para cada uno de estos niveles, hay tablas detalladas que describen el daño causado a diferentes componentes y sistemas estructurales.

Los niveles de desempeño para edificios con diferentes grados de importancia, como edificios de uso general, esenciales, peligrosos y de seguridad crítica, están detallados. En la Figura 4 el eje vertical se representan los niveles de peligrosidad sísmica, mientras que en el eje horizontal los niveles de desempeño. Para cada nivel de desempeño, existen tablas detalladas que describen los daños correspondientes a diversos componentes y sistemas estructurales (Núñez, 2023).

Figura 4. Objetivos de desempeño para edificios con diferentes tipos de importancia



Fuente: SEAOC (2009)

Análisis estructural de edificaciones

En cualquier proyecto de ingeniería estructural, el análisis estructural es fundamental, ya que se basa en el comportamiento que presentan las estructuras. Las edificaciones existentes no siempre presentan un comportamiento en común, suelen comportarse de manera distinta a causa de tener una configuración estructural regular o irregular. Cada sistema estructural tiene una función directa con la forma y el diseño. Se espera que cumpla con la necesidad de estabilizar lo que se construye y que soporte tanto las cargas propias de la edificación como las cargas externas a las que estará sometida tomando en cuenta las deformaciones producidas por estos esfuerzos (García Vínces Lincoln Javier et al., 2021).

Ductilidad global

Según la Norma Ecuatoriana de la construcción, es la capacidad de la estructura para deformarse más allá del rango elástico sin presentar pérdidas considerables de su resistencia y rigidez como resultado de eventos que producen cargas laterales estáticas, cíclicas o acción sísmica.

Ductilidad local

La Norma Ecuatoriana de la construcción menciona que la ductilidad local es la capacidad de una sección transversal o un elemento estructural para deformarse más allá del límite elástico, manteniendo su resistencia y rigidez, bajo cargas laterales estáticas, cíclicas o acciones sísmicas.

Periodo de una estructura

El edificio vibra debido al movimiento sísmico. Un movimiento completo de ida y vuelta requiere un periodo de tiempo natural completo para que la estructura del edificio vibre libremente. La regla general de FEMA establece que el periodo natural de un edificio a gran escala es igual a un décimo del número de pisos. Como resultado, la altura del edificio es el factor más importante. Además, el período se ve afectado por otros factores relacionados con la masa y la rigidez de las estructuras, como el sistema y la configuración estructural, así como los materiales (Siddika et al., 2019).

Deriva de piso

Pertenece a los desplazamientos relativos entre pisos. La deriva entre dos pisos adyacentes se define por la relación del desplazamiento lateral entre pisos dividido por la altura del piso. Este fenómeno local ocurre entre dos pisos adyacentes, por lo que solo refleja la respuesta de desplazamiento en el nivel del piso local (Raj Kandel & Bahadur Motra, 2020).

Marcos resistentes a momento

Los pórticos, que están formados por vigas y columnas conectadas entre sí, se conocen como marcos resistentes a momentos. Debido a las uniones rígidas entre las vigas y las columnas, los marcos resistentes a momentos son capaces de resistir fuerzas laterales brindando una mayor estabilidad estructural. En este sistema estructural, las vigas y las columnas se consideran elementos estructurales con un comportamiento dúctil porque, al ser sometidos a una carga externa, deben poder deformarse sin llegar al punto de falla frágil, lo que les permite absorber y disipar la energía de las cargas laterales (AlHassan Mahmoud & Abdelrahim Mohamad, 2020).

Comportamiento elástico

Se define al comportamiento elástico como la capacidad de un material para poder deformarse bajo la aplicación de una fuerza y posteriormente devolverse a su forma original. En otras palabras, un material elástico tiene la capacidad de sufrir deformaciones a intervalos temporales sin experimentar cambios permanentes en su estado. Una estructura mantiene un comportamiento elástico cuando al aplicársele una fuerza externa, esta presenta una respuesta uniforme, dúctil y estable (García Carrera Jesús Salvador & Hernández Edgar Tapia, 2019).

Comportamiento plástico

Se define al comportamiento elástico como la capacidad de un material para poder deformarse bajo la aplicación de una fuerza y posteriormente devolverse a su forma original. En otras palabras, un material elástico tiene la capacidad de sufrir deformaciones a intervalos temporales sin experimentar cambios permanentes en su estado. Las regulaciones actuales de diseño sísmico permiten que el diseño de estructuras que enfrentan fuertes demandas sísmicas salga del rango elástico. El daño a la estructura

relacionado con esa incursión inelástica permite al sistema disipar energía para garantizar que la estructura permanezca lejos del colapso (Caicedo Reyes Jorge Isaias et al., 2019).

Curva de capacidad

Según la FEMA 356, la curva de capacidad relaciona la Fuerza con la deformación, es decir, proporciona un análisis detallado de la respuesta de un elemento a razón de una carga sísmica, pasando de un rango elástico a un rango plástico, por tanto, se busca determinar el momento, ubicación y fuerza con la que un elemento falla.

Curva de histéresis

Las curvas de histéresis representan la capacidad que tienen los materiales para absorber y disipar energía sísmica. Además, se obtiene sometiendo al modelo analítico a una carga pseudoestática y considerando los parámetros no lineales de cada uno de los materiales. (Vasquez Martinez Alberto & Gallardo Amaya Romel Jesus, 2018).

Análisis lineal estático

El método de análisis estático equivalente solo es apropiado para el diseño y el análisis de estructuras pequeñas y regulares. Una desventaja del método estático es que solo utiliza un modo de vibración del edificio. En la ingeniería estructural se utiliza un análisis lineal estático para evaluar cómo se comportará una estructura o elemento estructural bajo cargas estáticas (no presentan cambios con el tiempo), asumiendo que la respuesta del material es lineal (Ahmed Mohiuddin et al., 2019).

Análisis dinámico (Modal espectral)

El análisis modal es un análisis de sistemas elásticos lineales que se realiza desacoplando las ecuaciones dinámicas de la estructura. Este análisis está basado en las propiedades de ortogonalidad de los modos de vibración. La combinación de los valores correspondientes a cada modo es la respuesta final. El análisis dinámico es un tipo de análisis basado en un espectro de diseño que toma en cuenta el período de una estructura y combina las respuestas de las formas modales para obtener la respuesta. La resonancia puede ocurrir si la carga dinámica se repite repetidamente y su frecuencia coincide con el período de vibración del elemento. Esto provoca deformaciones tan graves que pueden causar el colapso de la estructura (Navarra Salas & Hernandez Hernandez Annarelys, 2021).

Análisis no lineal estático

El análisis no lineal estático, también conocido como Pushover, es un método para evaluar el desempeño estructural de una edificación. Este método consiste en someter a la estructura a una distribución de cargas controladas gradualmente de tal manera que se simule un comportamiento no lineal. Los resultados del comportamiento no lineal de las estructuras nos permiten identificar los elementos que se plastifican y si la estructura está en peligro de colapso. Para este proceso de análisis, es importante tener en cuenta la no linealidad de los materiales. Se puede determinar si la estructura necesita mejoras al analizar la curva de capacidad (Mata et al., 2023).

Análisis no lineal dinámico

El análisis tiempo-historia es esa metodología dinámica que considera combinaciones de registros sísmicos, lo que proporciona menor incertidumbre de resultados. Para el modelado estructural sometido a movimientos registrados de suelos, las deformaciones en los elementos estructurales vienen dados al considerar propiedades no lineales de los mismos elementos a razón del tiempo. Por consecuencia, este enfoque es de mayor precisión al considerar un formato de mayor rugosidad y que para edificios de configuraciones especiales importante se establece como un requerimiento de código de construcción (Mishra & Singh, 2022).

Rotulas plásticas

Según los autores Huang, Wu y Tang en su investigación “Seismic Performance and Design of the Fully Assembled Precast Concrete Frame with Buckling-Restrained Braces”, una rotula plástica se define como un mecanismo de determinación de daño dirigido a elementos estructurales (vigas, columnas). Este mecanismo también puede determinar el momento, posición y tiempo en el que estas fallas aparecen en los elementos, para esto se pueden dar tres tipos de escenarios, el primero cuando existen rotulas plásticas en vigas, estas se dan únicamente en los extremos del elemento, para el segundo caso de columnas, las rotulas plásticas aparecen a pie de estas, en caso de existir rotulas en cabeza de columna se considerara que existirá piso débil, y el tercer caso es cuando se da un mecanismo mixto viga-columna, para estos caso las rotulas aparecerán en los extremos de los dos elementos estructurales (Huang et al., 2022).

2.3. Antecedentes referenciales

En la investigación realizada en Egipto por Sherif, Reham y Mohamed, sobre la influencia en la rigidez en edificaciones con sótanos y muros de contención, se obtuvieron resultados comprometedores a partir de un análisis no lineal (Pushover), ya que el estudio arrojó que la existencia de sótanos en una estructura impone un incremento considerable en la rigidez al estar sujetos a muros de contención, por otro lado, en el estudio también se obtuvo que aunque los sótanos favorecen a la estabilidad estructural, esto cambia al tener más de un nivel de subsuelo, al provocar el aumento del periodo de vibración y la ductilidad (Abd-Elhamid et al., 2020).

En Indonesia, según Samsul A Rahman en su artículo, “Non-Linear Behavior of Reinforced Concrete Frame Structure with Vertical Irregularities” las irregularidades verticales son un componente que favorecen a los daños estructurales. El análisis Pushover modelado es el software SAP2000 pretende determinar el desempeño por niveles en el edificio a razones de sus cortantes basales y controlando que las rotulas plásticas no sobrepasen el límite de la capacidad de plastificación, entonces se considera que la estructura es segura. Los resultados del estudio dictaminaron que el edificio es susceptible a un aumento en la irregularidad vertical, por tanto, se concluyó que al aumentar la irregularidad vertical aumentan el número de rotulas plásticas que exceden el límite plástico (Hasibuan et al., 2023).

Según la investigación realizada en Quito, “Análisis estático no lineal de edificios aporticados de hormigón armado aplicando normativa ecuatoriana, colombiana y peruana”, se determinó el desempeño sísmico de 18 modelos de estructuras aporticadas de hormigón armado de 5 niveles, mediante las aplicaciones de un análisis estático lineal y no lineal, además de la zonificación sísmica según la NEC-2015 (Ecuador), NSR-10 (Colombia) y E.030 (Perú), mediante los controles respectivos de derivas y factores de reducción de rigidez de cada normativa para conocer la permisibilidad de las estructuras con respecto a los diferentes valores de los controles descritos en cada norma.

Como respuesta de la investigación se obtuvo que la Norma Ecuatoriana de la Construcción tiene un menor desempeño sísmico en comparación a las de sus países vecino, ya que el desempeño promedio de las edificaciones con la NEC-15 son de “Prevención del Colapso”, a diferencia de Colombia y Perú que sus desempeños tienden a la “Seguridad de Vida”, todos a razón de los lineamientos en la FEMA 356, cabe

mencionar que la razón de esta permisibilidad en la Norma Ecuatoriana es debido a que el control de derivas es del 2%, muy elevado al 1% y 0.7% de la Norma Colombiana y Peruana respectivamente, además, los factores de reducción de rigidez en Colombia y Perú favorecen a la estabilidad de la estructura con mayor eficiencia, por consecuencia, un análisis estático por derivas inelásticas según la NEC-15 no satisface al correcto desempeño sísmico de una estructura, por lo que es necesario el análisis no lineal para la controlar los daños estructurales ante eventos sísmicos (Quizanga Martinez Diego Marcelo et al., 2020).

Por otro lado, Edwin Flores, profesional de Bolivia, realizó una evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante un análisis estático no lineal (Pushover) para determinar si una estructura construida sin un cálculo estructural sismorresistente previo es suficientemente resistente para soportar un terremoto importante en el país. Para lograr esto, se creó un modelo que asignó la carga espectral y se realizó un análisis Pushover utilizando SAP200, ETABS y Microsoft Excel. Los resultados proporcionaron una base de datos con propuestas para futuras construcciones en la zona de estudio. El análisis logró respaldar el factor de comportamiento utilizado en la Guía Boliviana de Diseño Sísmico y demostrar la capacidad de las estructuras de hormigón armado para resistir eventos sísmicos extremos, a pesar de que no fueron creadas para soportar estos fenómenos (Flores Vega, 2021).

3. CAPITULO III: METODOLOGIA

3.1. Modalidad Básica de la Investigación.

Para el presente trabajo de investigación a razón de la aplicación de procesos matemáticos por uso de programas computacionales se obtendrán datos cuantitativos con respecto a un análisis dinámico Tiempo-Historia para la clasificación del desempeño sísmico de la edificación.

3.2. Tipo de Investigación.

Para ejecución del trabajo contendrá tres fases de tipos de investigación:

3.2.1. Documental.

Se realizó una indagación exhaustiva de información en bases de datos, revistas y repositorios, con respecto a la temática en cuestión, para conocimiento de los procesos pertinentes de un análisis no lineal en estructura con configuraciones especiales.

3.2.2. De campo.

Se obtuvo datos cuantitativos y cualitativos por medio de planos arquitectónicos, diseño y cálculos estructurales previos a la evaluación presente, así mismo se realizó toma de datos en campo por los autores para la verificación de secciones de los elementos, distancia entre vanos y configuraciones estructurales

3.2.3. Experimental.

Por medio de la ejecución de un Análisis Dinámico Tiempo-Historia, se obtendrá los datos pertinentes para la clasificación del edificio según su desempeño sísmico.

3.2.4. Objeto de Estudio.

La edificación de uso residencial de cinco niveles contiene configuraciones irregulares, además de un piso de sótano, está ubicada en la amazonia ecuatoriana, con un factor de zona 0.3 y un tipo de suelo C.

3.2.5. Descripción de la población y muestra.

La población en cuestión se rige al caso de estudio presente y además su muestreo viene dado a disposición de las definiciones de zona para este mismo estudio ubicado en San Juan Bosco, cantón de la provincia de Morona Santiago.

3.3. Métodos teóricos con los materiales utilizados.

3.3.1. Propiedades y secciones de elementos estructurales.

Para el diseño y evaluación se tomaron las siguientes propiedades:

- Resistencia a la compresión del hormigón: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Fluencia del acero: $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del hormigón: $Ec = 218819.79 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del hormigón: $Es = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo de grado 60.

El diseño de los elementos estructurales se verificó de acuerdo a lo establecido en el ACI 318-19, la descripción de las secciones estructurales se muestra en la **Tabla 12**.

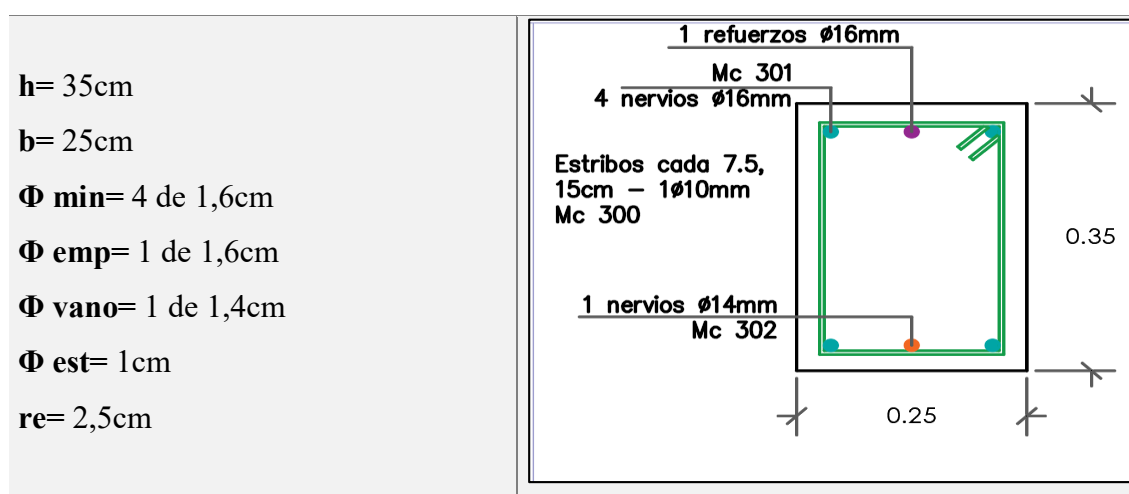
Tabla 12. Secciones de elementos estructurales

NIVELES	SECCIONES (cm)		
	VIGAS	COLUMNA	MUROS DE CONTENCIÓN
PISO 1	25x35	40x40 y 35x35	Solo piso 1:
PISO 2	25x35	40x40	-Muro 1 de 22.5 cm
PISO 3	25x35	40x40	(Promedio de 15cm en
PISO 4	25x35	40x40	cabeza y 30cm en pie)
PISO 5	25x25	35x35	-Muro 2 y 3 de 15 cm

Fuente: Autores.

Figura 5. Vista transversal de viga 1

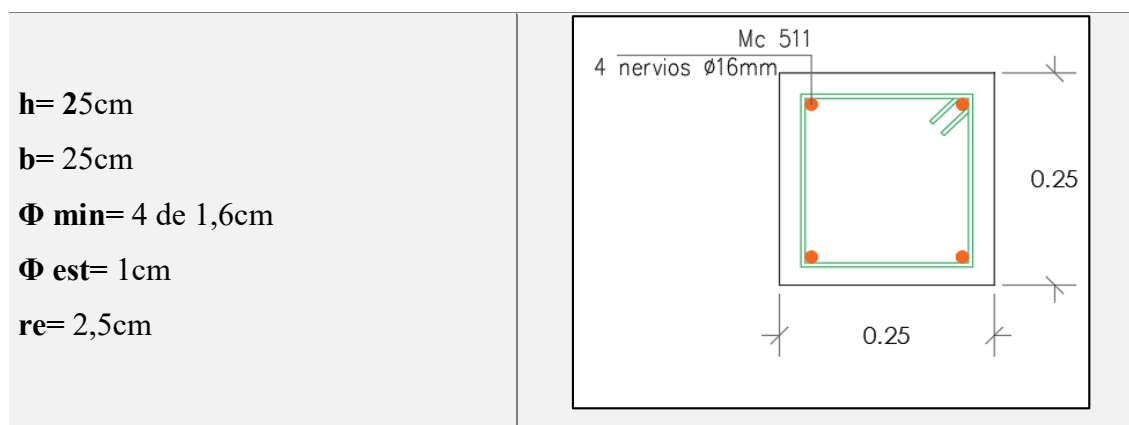
VIGAS 25X35



Fuente: Autores

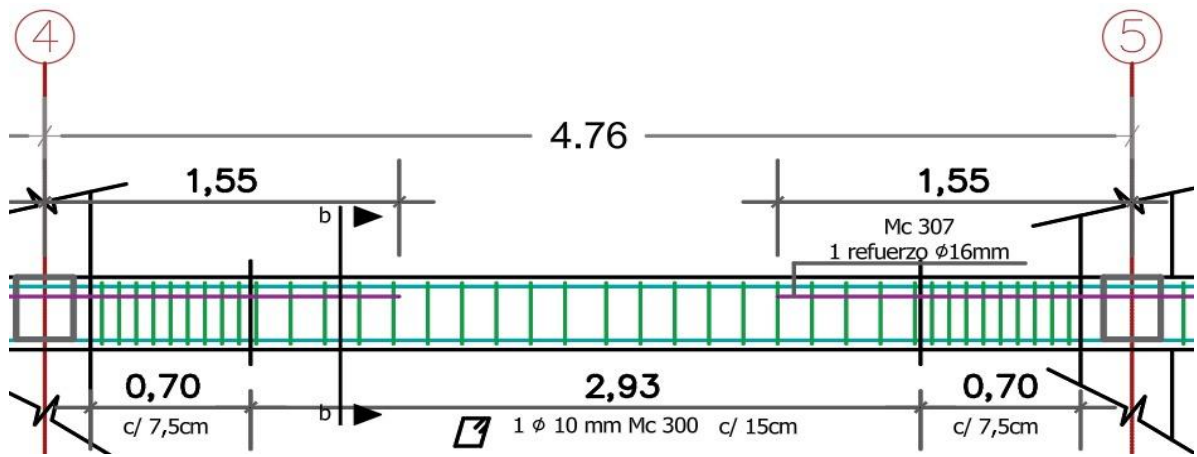
Figura 6. Vista transversal de viga 2

VIGAS 25X25



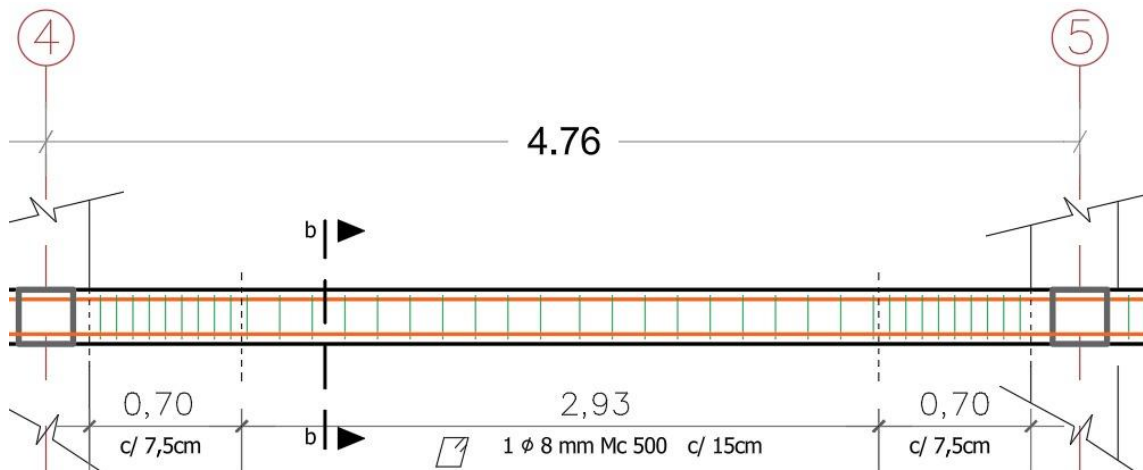
Fuente: Autores

Figura 7. Vista longitudinal de viga más cargada 25x35



Fuente: Autores

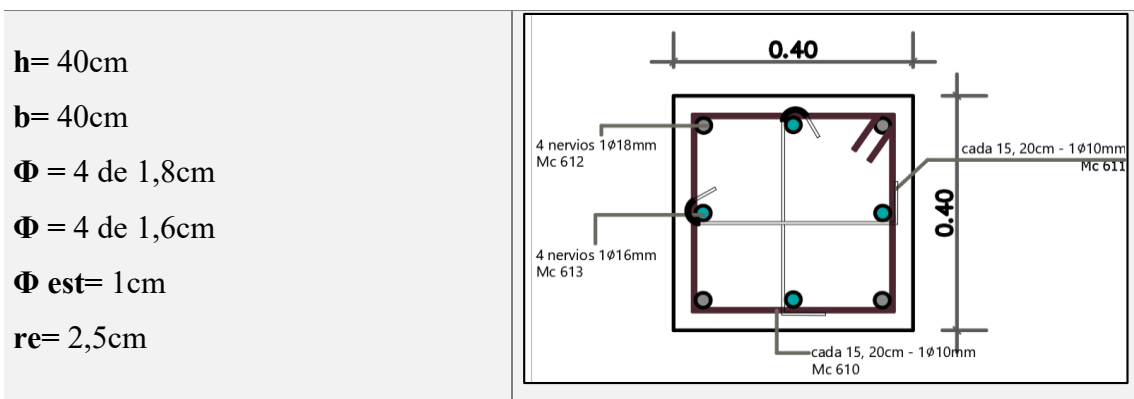
Figura 8. Vista longitudinal de viga más cargada 25x25



Fuente: Autores

Figura 9. Vista transversal de columna 1

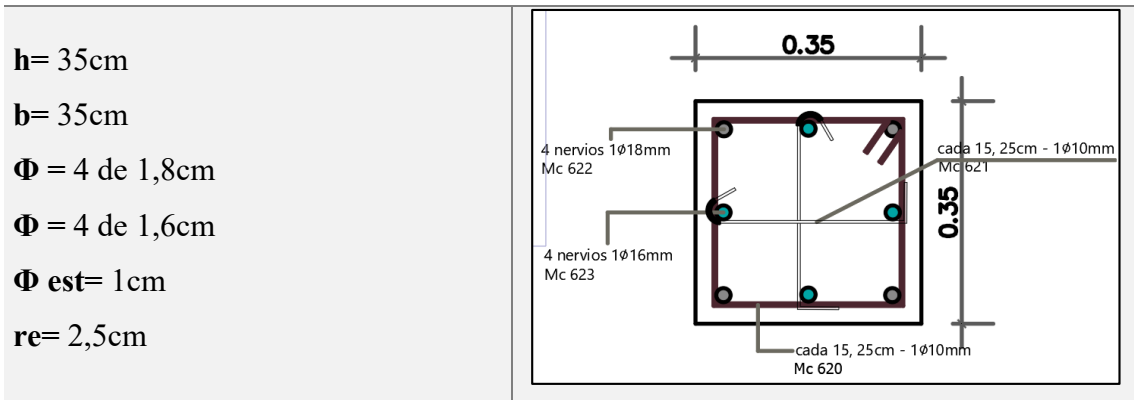
COLUMNA 40X40



Fuente: Autores

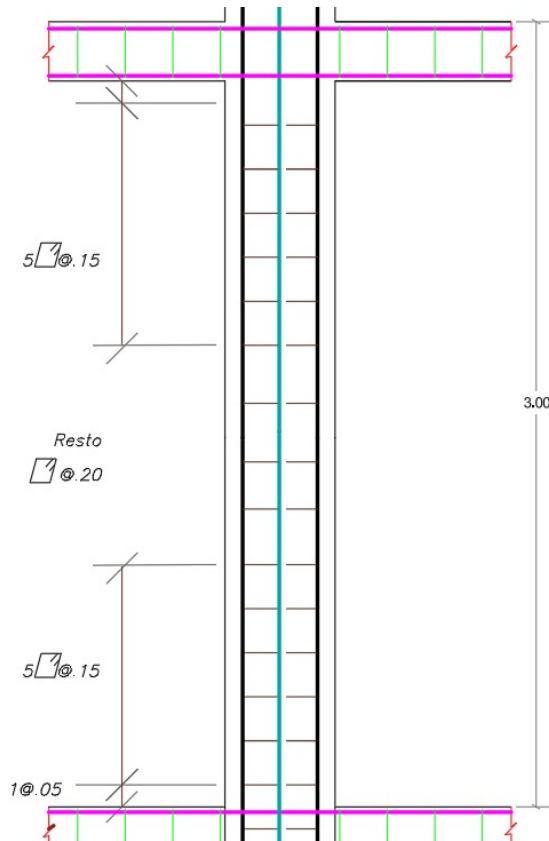
Figura 10. Vista transversal de columna 2

COLUMNA 35X35



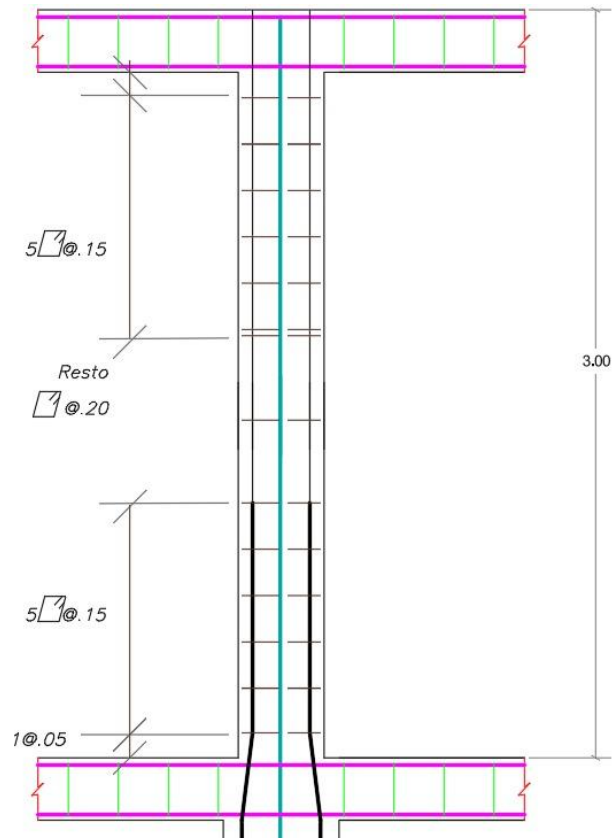
Fuente: Autores

Figura 11. Vista Longitudinal de columna 40x40



Fuente: Autores

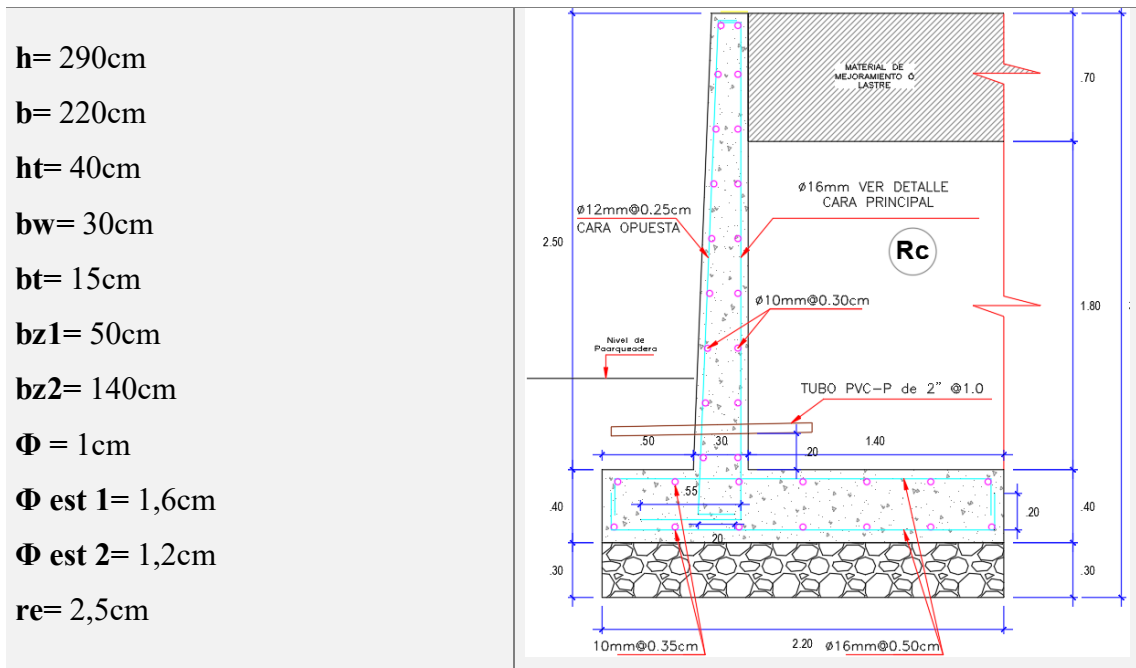
Figura 12. Vista Longitudinal de columna 40x40



Fuente: Autores

Figura 13. Vista transversal de Muro de contención 1

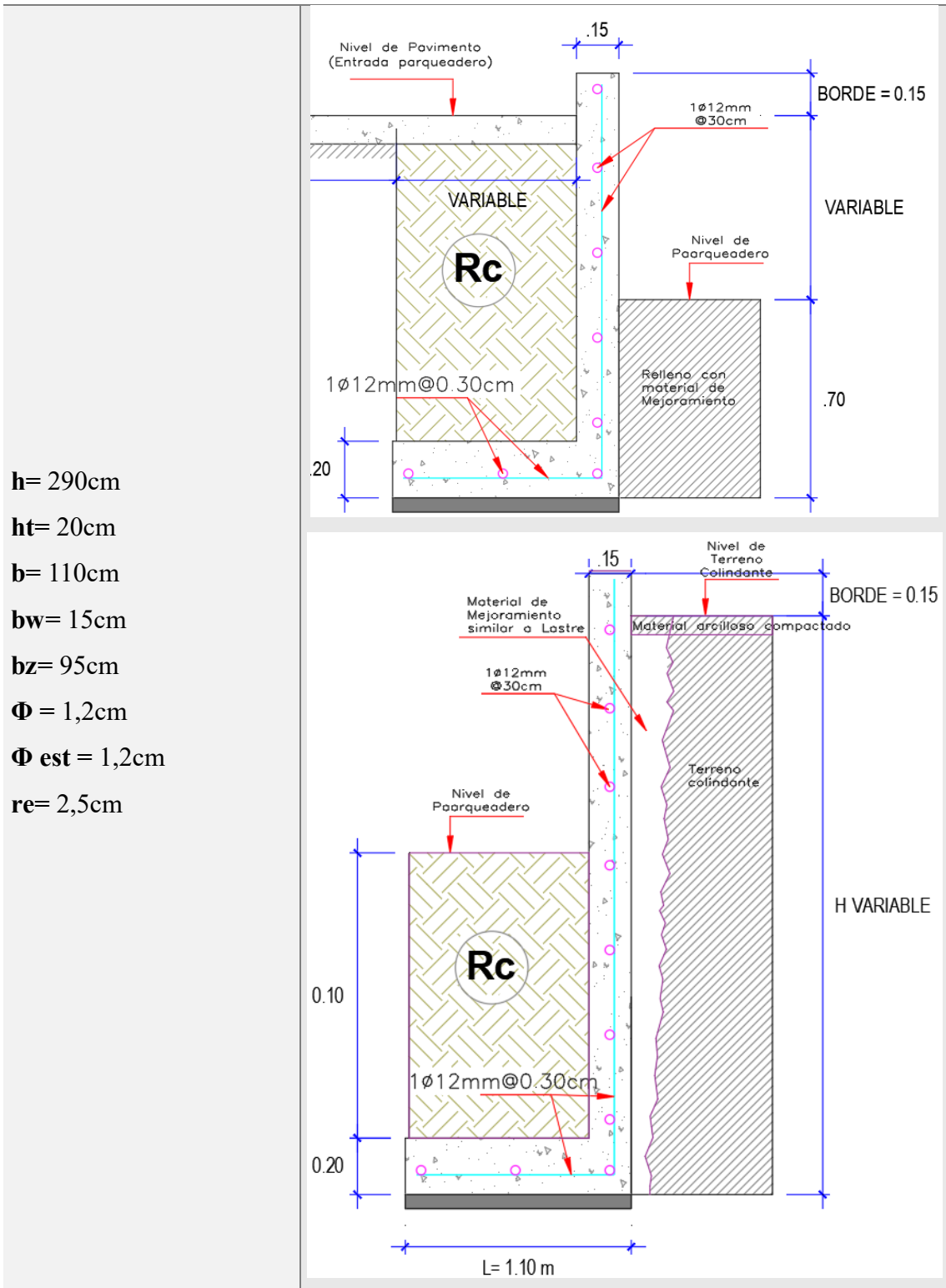
MURO TIPO 1



Fuente: Autores

Figura 14. Vista transversal de Muro de contención 2 y 3

MURO TIPO 2 Y 3

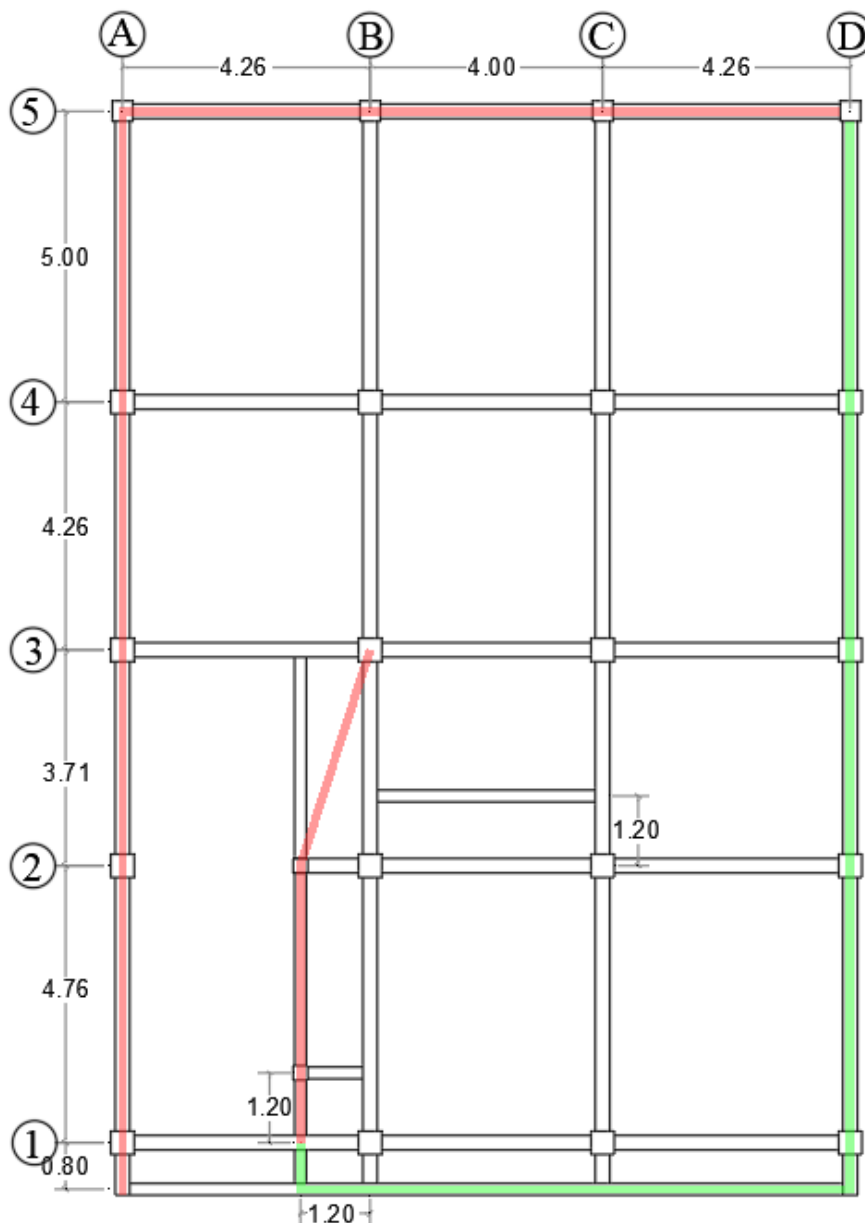


Fuente: Autores

3.3.2. Configuraciones en planta y elevación.

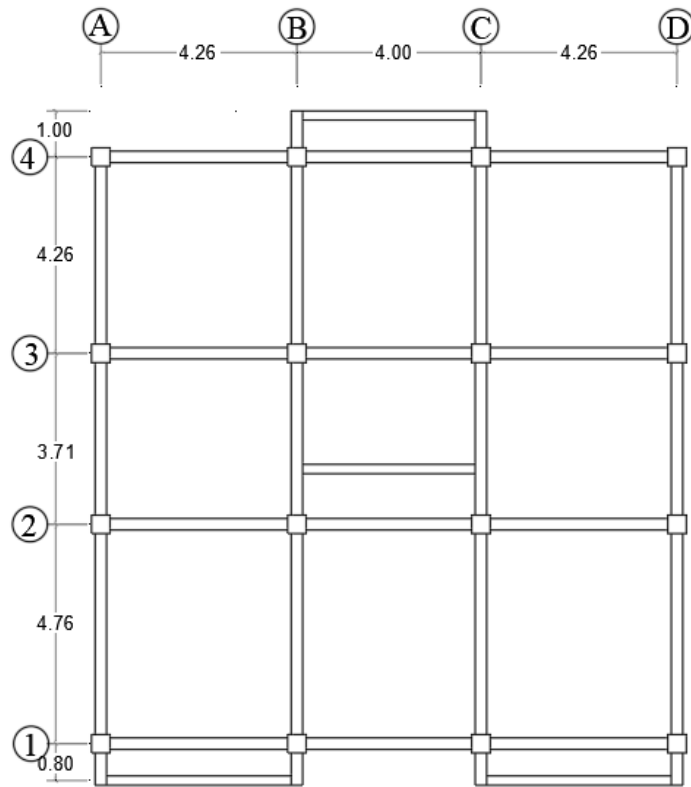
La estructura del caso de estudio cuenta con cinco niveles de los cuales sus alturas de entrepiso son: para el nivel 1 (sótano) de 3.05 metros y 3 metros para los niveles superiores. Las irregularidades presentes en la estructura son: en planta de tipo 1 “Irregularidad Torsional” según lo dictaminado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo de Peligro Sísmico, por otro lado, la irregularidad presente en elevación es de tipo 3 “Irregularidad Geométrica” de la misma normativa. Además, el numero presente de pórticos tanto en “X” y “Y” se muestran en las siguientes figuras.

Figura 15. Vista en planta del nivel 1



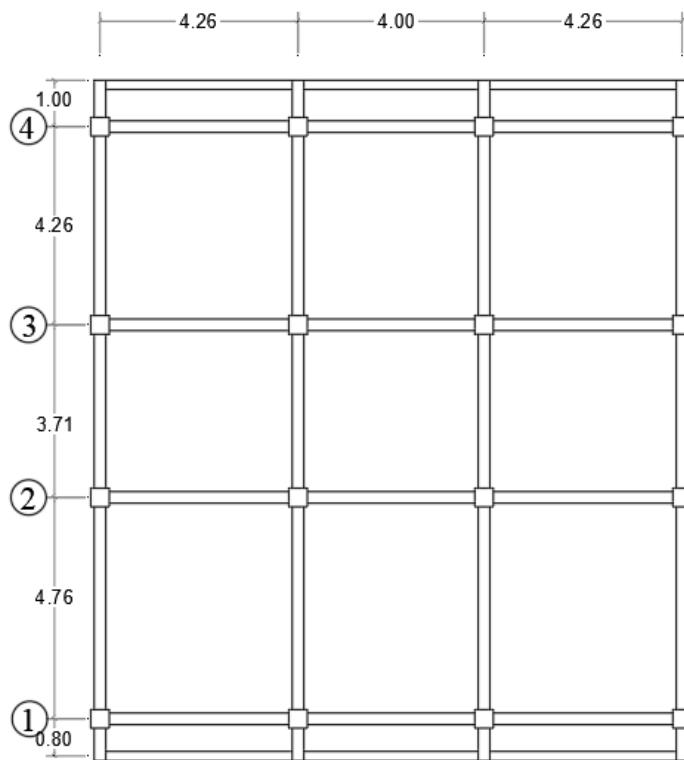
Fuente: Autores

Figura 16. Vista en planta del nivel 2-3-4



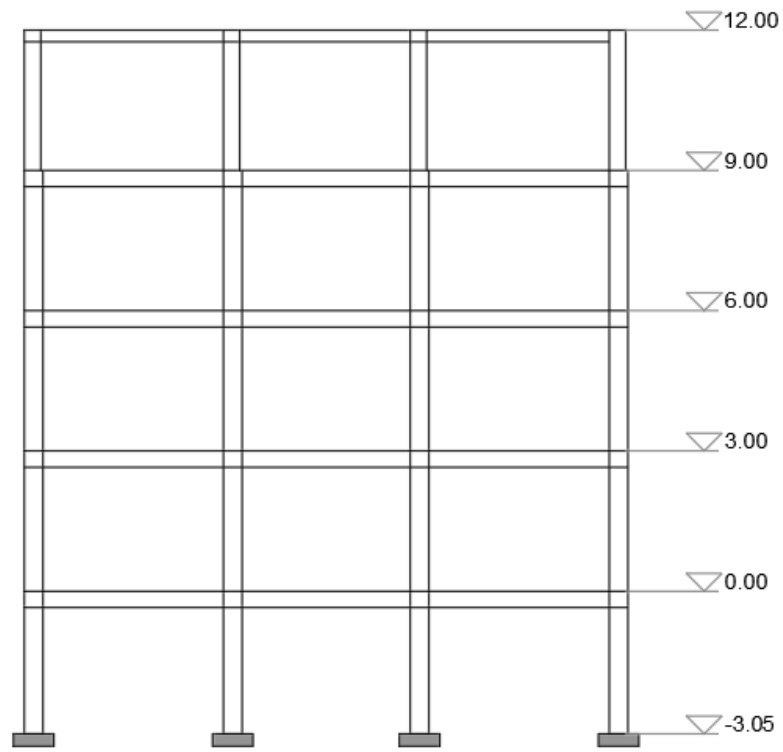
Fuente: Autores

Figura 17. Vista en planta del nivel 5



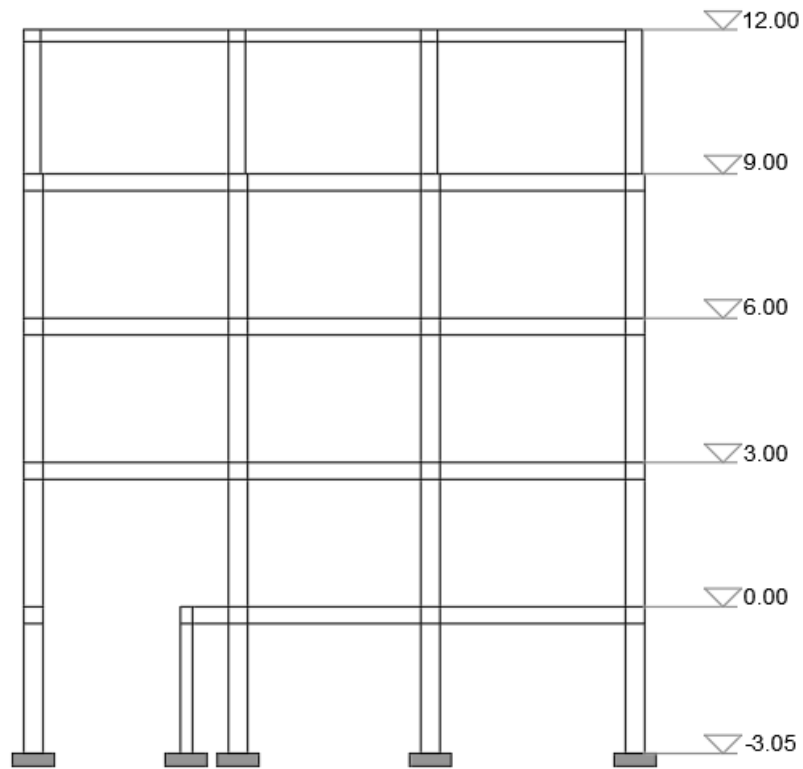
Fuente: Autores

Figura 18. Vista en Elevación Pórtico 1-4



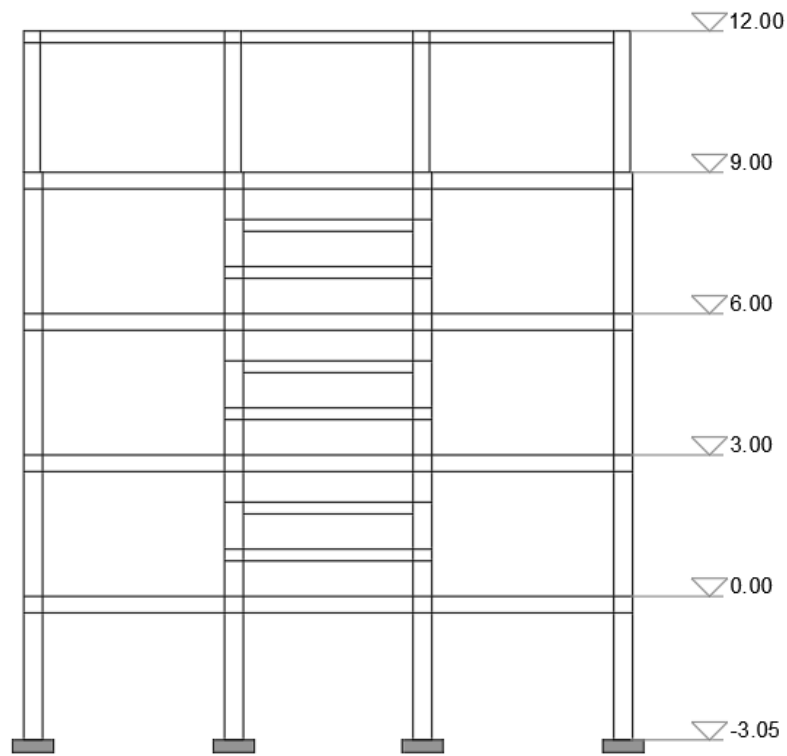
Fuente: Autores

Figura 19. Vista en Elevación Pórtico 2



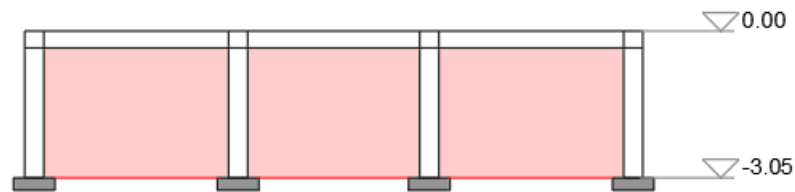
Fuente: Autores

Figura 20. Vista en Elevación Pórtico 3



Fuente: Autores

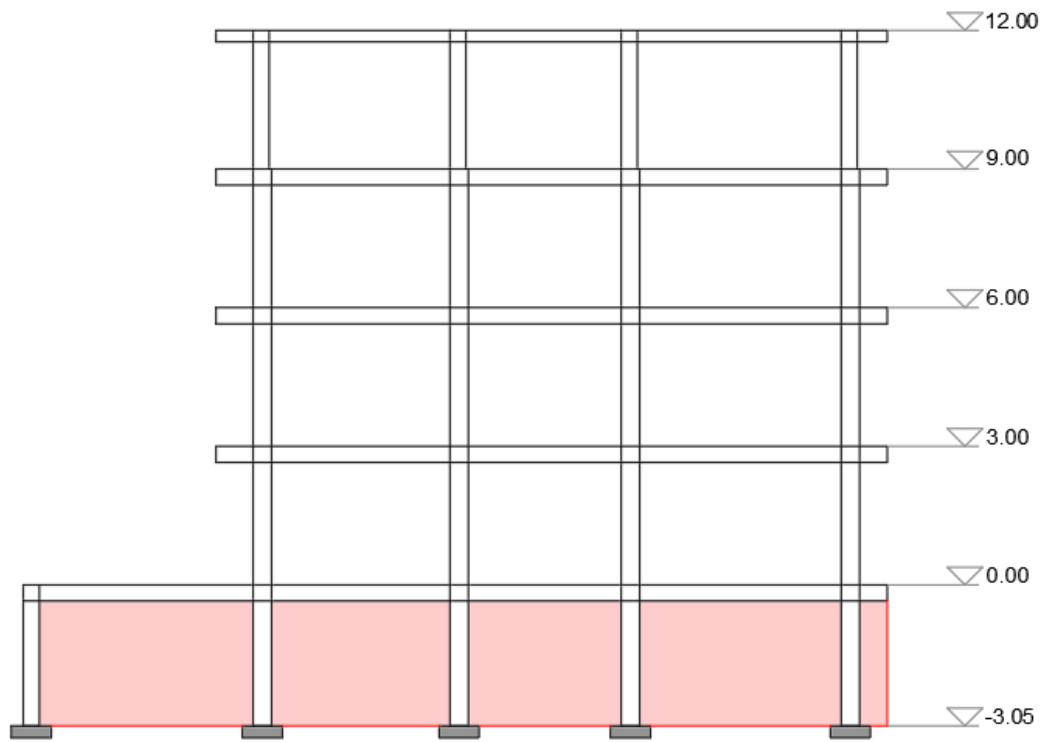
Figura 21. Vista en Elevación Pórtico 5



Fuente: Autores

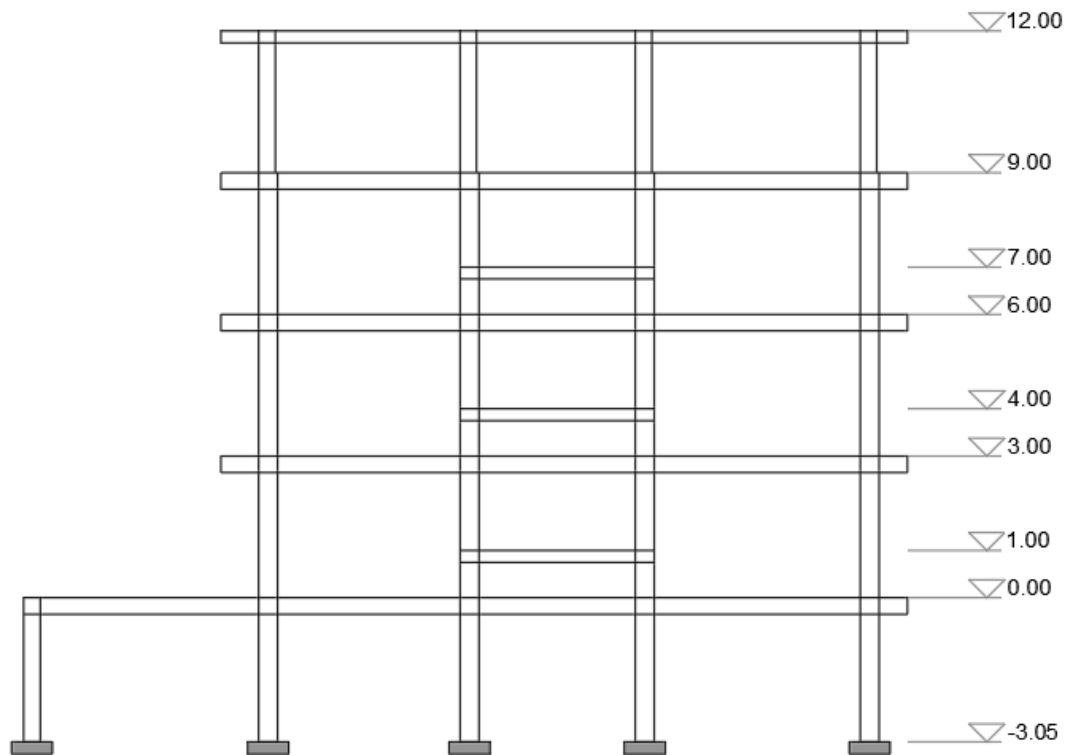
Los muros de contención tipo 1 están representados en un formato de color rojo y de verde los muros tipo 2 y 3.

Figura 22. Vista en Elevación Pórtico A



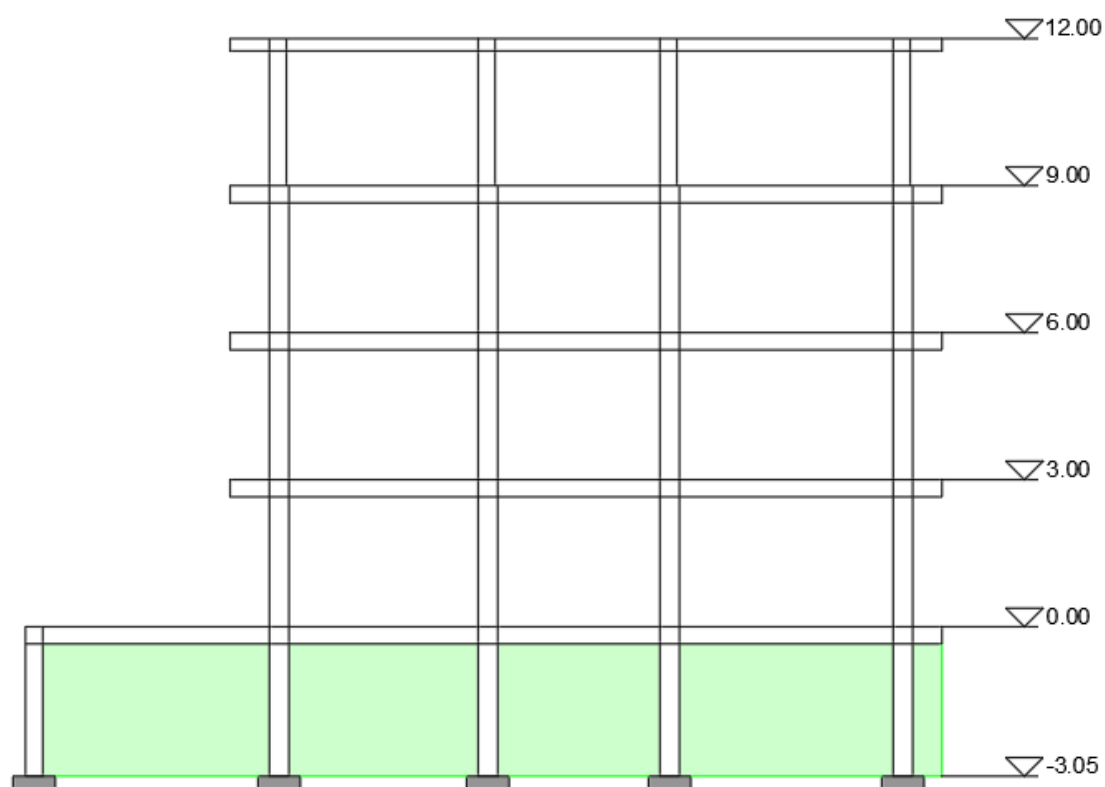
Fuente: Autores

Figura 23. Vista en Elevación Pórtico B-C



Fuente: Autores

Figura 24. Vista en Elevación Pórtico D



Fuente: Autores

3.3.3. Cargas aplicadas.

La edificación es de uso residencial y se consideran cargas puestas por el diseñador, por tanto, se considera cargas estándar para los diferentes niveles del mismo, esto se muestra en la **Tabla 13**.

Tabla 13. Cargas muertas y vivas por piso.

Niveles	Carga Muerta (kg/m ²)	Carga Viva (kg/m ²)
1	470	204
2	470	204
3	470	204
4	470	204
5	400	72

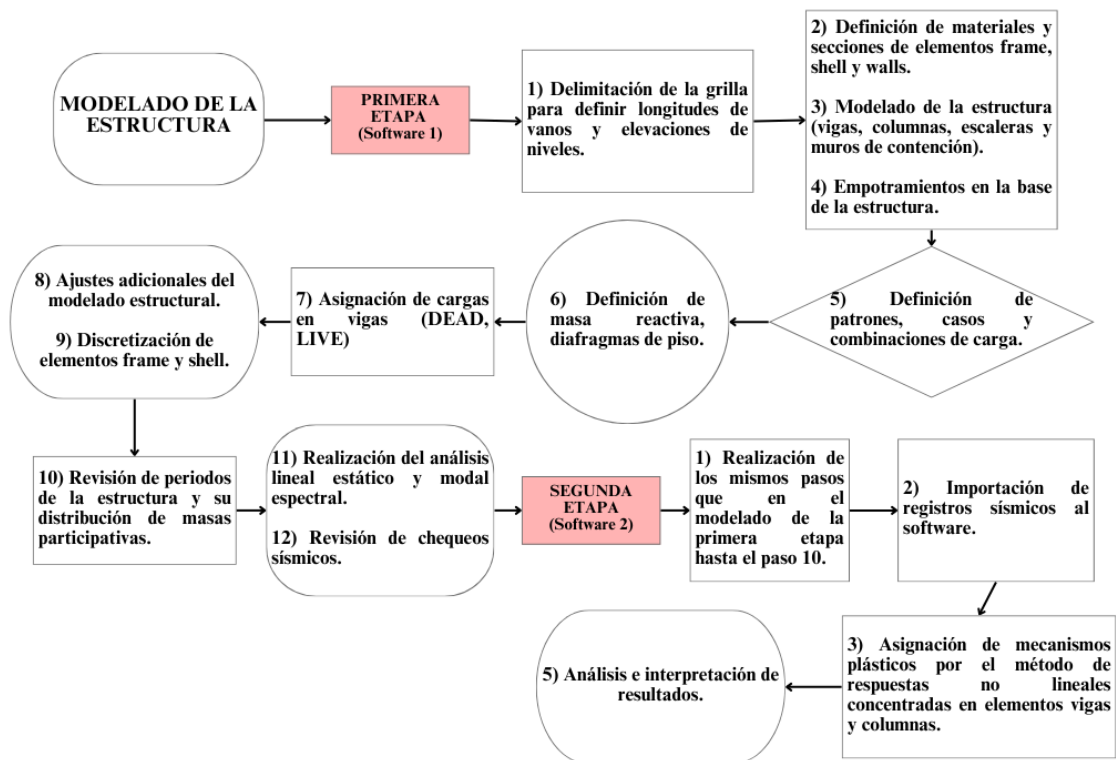
Fuente: Autores

3.3.4. Modelado.

Para el modelado del caso de estudio se utilizarán herramientas computacionales de elementos finitos. En la primera etapa se realizarán los chequeos sísmicos de acuerdo a lo establecido en el capítulo de Peligro Sísmico en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, además de la verificación del diseño de la estructura. Por otro lado, la segunda etapa del modelado estará destinada a la realización del análisis no lineal de la estructura.

A continuación, se presenta el diagrama de flujo del proceso del modelamiento.

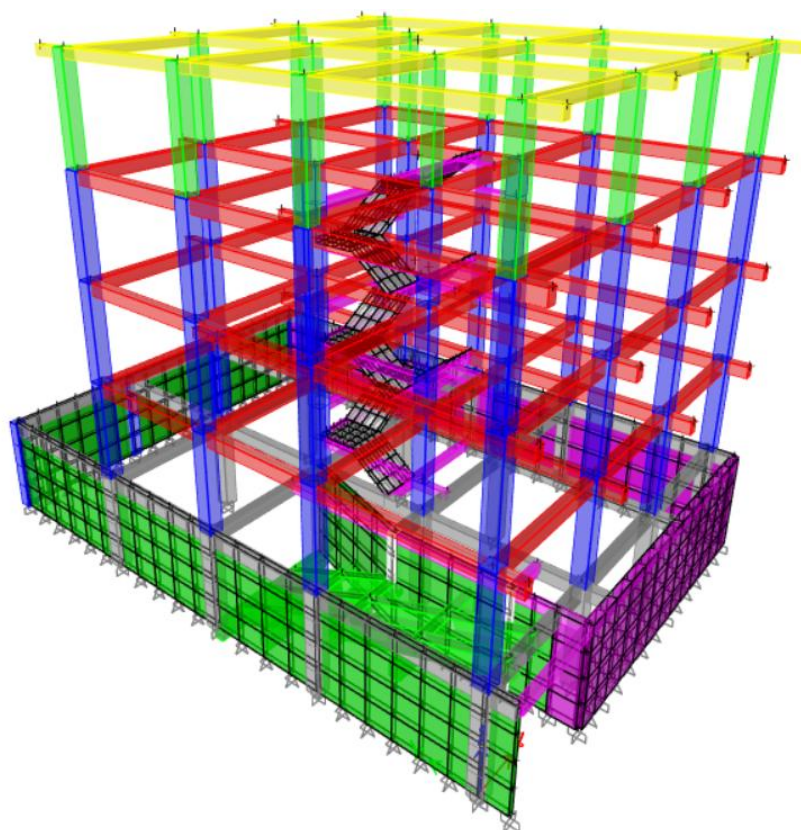
Figura 25. Diagrama de flujo del modelamiento y análisis estructural



Fuente: Autores

Una vez terminado el modelado estructural, se procederán a hacer los análisis respectivos. Se muestra a continuación el producto del modelamiento en el cual se consideraron las dimensiones, la geometría y la configuración estructural real de la edificación, con el fin de garantizar los resultados más precisos y cercanos a la realidad.

Figura 26. Modelo estructural



Fuente: Autores

3.3.5. Análisis

Una vez completado el modelado de la estructura, se llevarán a cabo los chequeos sísmicos correspondientes, que incluyen el análisis lineal estático y el análisis dinámico modal espectral, para posteriormente realizar el análisis no lineal.

Análisis lineal estático

La Norma Ecuatoriana de la construcción nos presenta en el capítulo de Peligro Sísmico los coeficientes “C” y “k” que se utilizan para el diseño basado en fuerzas de las estructuras.

Siendo “C” el coeficiente sísmico que representa la fracción de la aceleración gravitatoria que un edificio o estructura puede experimentar durante un terremoto, calculándose:

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

En donde:

S_a *Espectro de diseño en aceleración*

- Φ_p *Coficiente de configuración en planta*
- Φ_e *Coficiente de configuración elevación*
- I** *Coficiente de importancia de la estructura*
- R** *Factor de reducción de resistencia sísmica*

El coeficiente “k” está relacionado con el período de vibración de la estructura. La Norma Ecuatoriana de la Construcción proporciona una tabla que permite asignar el valor adecuado en función del rango en el que se ubique el período.

Tabla 14. Coeficientes de K en función del período

Periodo T (s)	k
$\leq 0,5$	1
$0,5 < T \leq 2.5$	$0,75 + 0,5 T$
> 2.5	2

Fuente: NEC-SE-DS 2015.

La distribución de las fuerzas verticales es comparable a una distribución lineal en forma triangular, semejante al comportamiento del modo fundamental de vibración, pero influenciada por el período fundamental de vibración. La expresión que se utiliza para el cálculo de la distribución es la siguiente:

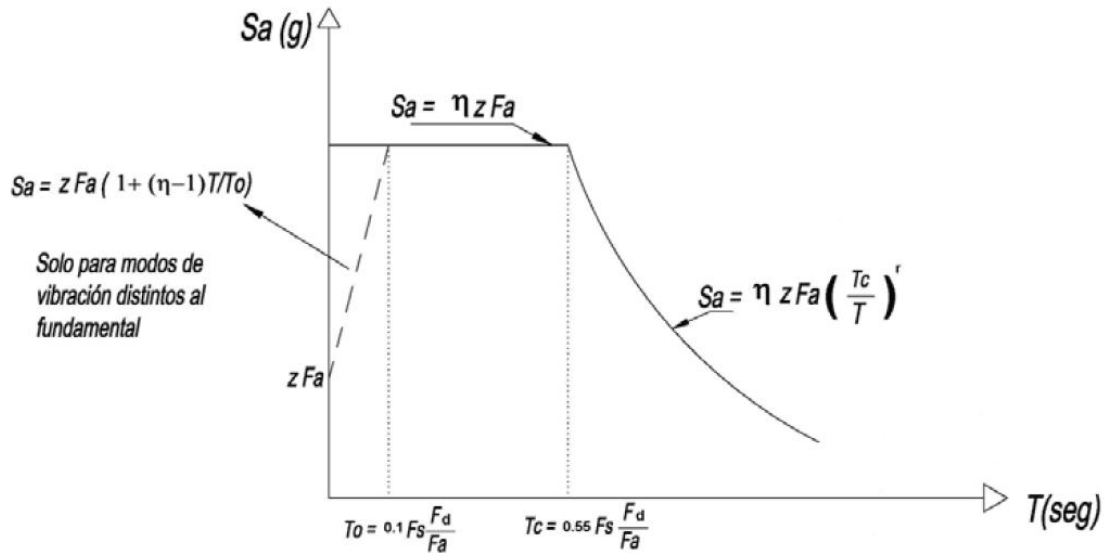
$$F_x = \frac{W_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i^k} * V$$

- F_x** *Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura*
- W_x** *Peso aginado al piso o nivel x de la estructura*
- h_x** *Altura del piso x de la estructura*
- W_i** *Peso aginado al piso o nivel x de la estructura*
- h_i** *Altura del piso x de la estructura*
- k** *Coficiente relacionado con el período de vibración de la estructura*
- V** *Cortante total en la base de la estructura*

Análisis dinámico modal espectral

El espectro elástico de diseño se elabora utilizando los valores del factor de zona sísmica (z), el tipo de suelo en el lugar donde se ubica la estructura, y los coeficientes de amplificación del suelo (F_a , F_d , F_s), como se muestra en la **Figura 27**.

Figura 27. Configuración del espectro elástico de diseño



Fuente: NEC-SE-DS 2015.

En donde:

η = Razón entre la aceleración espectral y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

T = Período fundamental de vibración de la estructura.

T_0 = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_c = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

S_a = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

El espectro es definido por ecuaciones que son válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a dos rangos:

$$S_a = \eta * Z * F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_C$$

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

En donde:

r = Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto

$r = 1$ Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

$r = 1.50$ Para tipo de suelo E

A partir de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca, correspondientes al 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (con un período de retorno de 475 años), obtenidos de los valores de aceleraciones espectrales provistos por las curvas de peligro sísmico en la sección 3.1.2 de la NEC Peligro Sísmico, y al normalizarlas con respecto a la aceleración máxima en el terreno Z , se establecieron los valores de la relación de amplificación espectral, η , los cuales varían según la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

$\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)

$\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Análisis no lineal

Para decidir el tipo de análisis no lineal a emplear en la metodología, es necesario verificar que la estructura objeto de estudio no presente efectos significativos de los modos superiores de vibración, de ser ese el caso, se realizará un análisis no lineal estático. Mientras que, si no cumple esta verificación se realizará un análisis no lineal dinámico Tiempo-Historia.

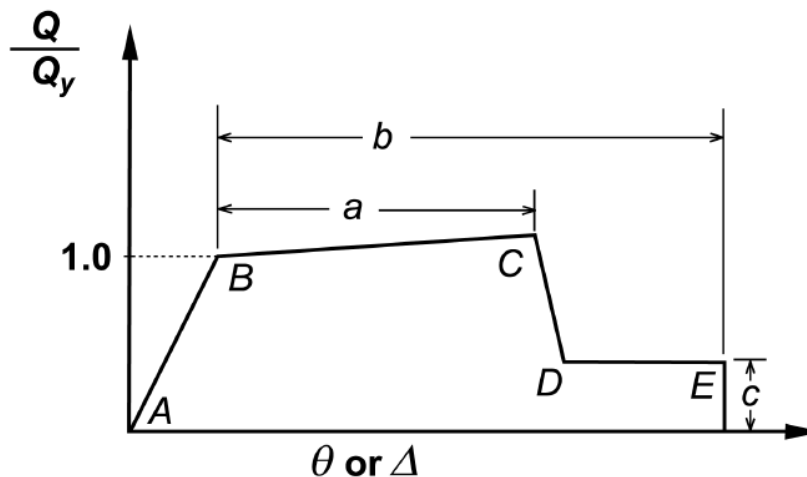
Para determinar la relevancia de estos modos superiores, en la sección de Procedimientos No lineales, establecidos en la normativa FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA 356) se indica que se debe realizar un análisis modal espectral en el

que se usen suficientes modos para capturar el 90% de la participación de masa. Los efectos de los modos superiores se considerarán relevantes si la cortante del análisis en cualquier nivel, supera el 130% con respecto a la cortante obtenida de la respuesta del primer modo. A razón de este procedimiento, se determinó que los modos superiores de vibración son relevantes. Por consecuencia, se procederá a realizar un análisis no lineal de tiempo-historia, que permitirá captar de manera precisa los efectos dinámicos presentes en el caso de estudio.

Se modelarán **rótulas plásticas** a los elementos estructurales (viga, columna) con el objetivo de identificar los puntos críticos durante un evento sísmico. Estas rótulas serán diseñadas y asignadas manualmente con el fin de obtener resultados más precisos. En este análisis, se especifica que las rótulas se colocarán al 5% y al 95% de la longitud total de cada elemento.

La **Figura 28** muestra la curva generalizada de fuerza - deformación usada en este estándar para especificar el modelado de elementos estructurales y criterios de aceptación para acciones controladas por deformación en cualquiera de los tipos básicos de materiales.

Figura 28. Curva Generalizada de Fuerza-Deformación



Fuente: Federal Emergency Management Agency 356.

La respuesta lineal se muestra entre el punto **A**, cuando el elemento estructural está descargado, y un punto de fluencia efectivo **B**. La pendiente entre **B** y **C** representa típicamente un pequeño porcentaje (0-10%) de la pendiente elástica original y se incorpora para capturar efectos como el endurecimiento por deformación. En el gráfico,

las ordenadas indican la fuerza normalizada, mientras que las abscisas la deformación, en donde comienza una disminución notable de la resistencia (segmento C-D). Después del punto D, el elemento estructural muestra una reducción considerable de resistencia hasta llegar al punto E, donde es prácticamente nula.

A continuación, en la **Tabla 15** se presentan los parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales de columnas de concreto reforzado.

Tabla 15. Parámetros de modelado para rótulas plásticas en columnas.

Conditions			Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
			a	b	c	IO	Component Type			
Primary		Secondary								
				LS	CP	LS	CP			
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d_s \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵	—	—	—	—	—	—	—	—	0.003	0.004
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0	0.01	0.2	0	0	0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0	0	0	0	0	0	0	0
<p>1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.</p> <p>2. “C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.</p> <p>3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.</p> <p>4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.</p> <p>5. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.</p>										

Fuente: Federal Emergency Management Agency 356.

A continuación, en la tabla 16 se presentan los parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales de vigas de concreto reforzado.

Tabla 16. Parámetros de modelado para rótulas plásticas en vigas

Conditions			Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
			a	b	c	IO	Component Type			
Primary	CP	Secondary					CP			
						LS	CP	LS	CP	
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d_s f_c}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵			—	—	—	—	—	—	0.003	0.004
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0	0.01	0.2	0	0	0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0	0	0	0	0	0	0	0
1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table. 2. “C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V _s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming. 3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled. 4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted. 5. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.										

Fuente: Federal Emergency Management Agency 356.

Según las directrices de la norma ASCE 7-22 en su capítulo de “Nonlinear response history análisis” se estipula que para el análisis con registros de movimientos de suelo no debe ser menor a 11 señales sísmicas correspondiente a su espectro de compatibilidad para la zona de estudio, además la norma indica que la necesidad del número mínimo a usar en este análisis viene dado a razón de producir resultados confiables.

Para el análisis no lineal se empleará 11 señales de registros sísmicos con escalamiento de acuerdo al espectro de compatibilidad de la zona de caso de estudio. Las señales con

su respectivo ajuste que caractericen la precisión de la demanda sísmica correspondiente al perfil de amenaza sísmica del área de estudio. Lo que se pretende lograr con un espectro de compatibilidad es simular la mayor precisión de la respuesta sísmica de la edificación, además, de un desempeño sísmico con resultados coherentes y reales a los que esta propenso la zonificación para el estudio. La necesidad de la evaluación a razón de 11 registros de movimiento del suelo, se basa a la sensibilidad de los resultados del análisis respecto a las características del suelo, por tanto, la recopilación de datos de diferentes señales da un estimado confiable de la distribución para la respuesta sísmica estructural.

4. CAPITULO IV: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Análisis de resultado

Considerando los parámetros previos para la realización del análisis, se presentan a continuación los resultados obtenidos para el caso de estudio.

4.2. Análisis lineales

4.2.1. Análisis dinámico espectral

Espectro de diseño de aceleraciones

Los valores de los coeficientes que la norma NEC requiere para la elaboración del espectro de respuesta vienen dados por las propiedades del perfil Tipo C en Morona Santiago perteneciente al caso de estudio, como se observa en la siguiente tabla:

Tabla 17. Coeficientes sísmicos para el Perfil de suelo de Morona Santiago
SUELO TIPO C

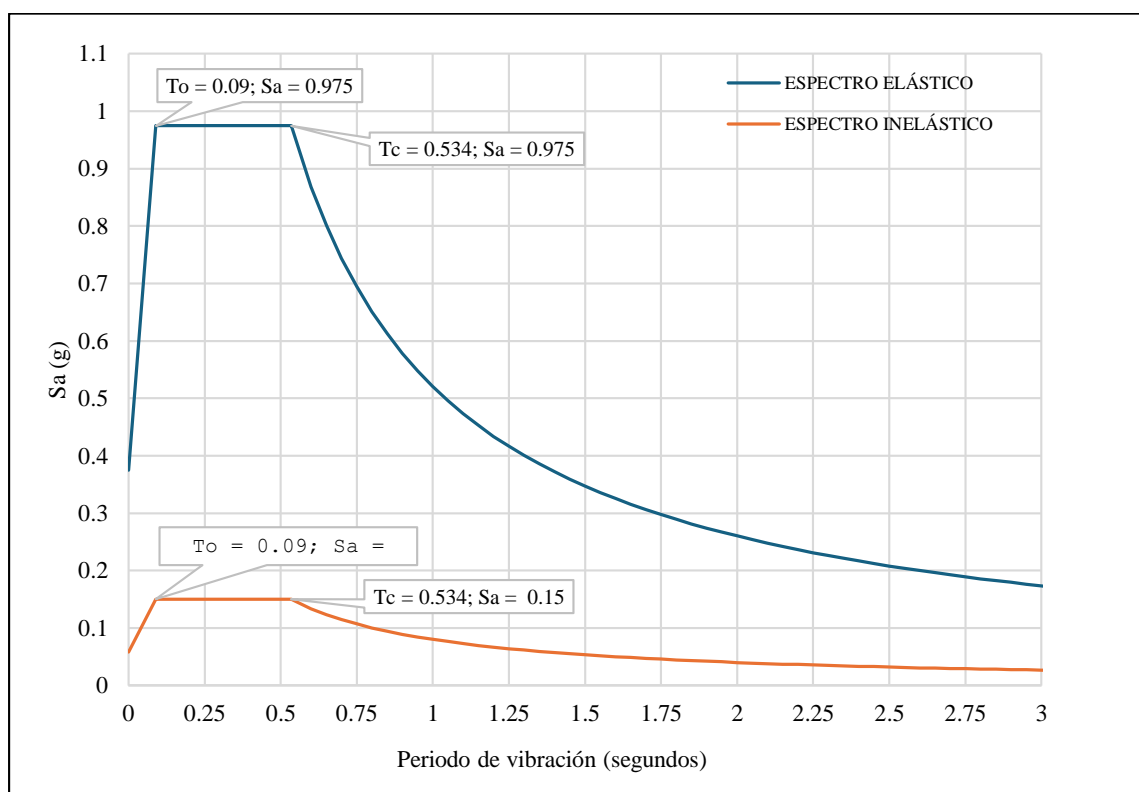
DEFINICIÓN	Valor
Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño expresada en gravedad (z)	0.3
Razón entre la aceleración espectral S_a y el PGA para el período de retorno de 475 años (n)	2.6
Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (F_a)	1.25
Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d)	1.19
Comportamiento no lineal de los suelos (F_s)	1.02
Factor usado en espectro de diseño elástico, depende de la ubicación geográfica del proyecto (r)	1
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones (T_0)	0.097

Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones (Tc)	0.534
---	-------

Fuente: Autores

Para espectro de respuesta sísmica inelástico se tomó en cuenta los coeficientes como el factor de reducción de resistencia sísmica “R”, considerado para el caso de estudio con un factor de 8, a su vez las irregularidades en planta y elevaciones son de 0.9 y 0.9 respectivamente, por último, el nivel de importancia que tiene la edificación es de 1, datos tomados a partir de los parámetros descritos en la normativa de la NEC.

Figura 29. Espectros de aceleraciones elásticos e inelásticos de Morona Santiago



Fuente: Autores

El análisis dinámico espectral para el estudio se llevó a cabo con un espectro de diseño de aceleraciones para Morano Santiago con una clasificación de suelo tipo C. Además, se consideraron únicamente tres grados de libertad por piso para los modos de vibración, para esto en la **Tabla 18** se presentan los datos obtenidos de masa participativa y periodos de vibraciones.

Tabla 18. Periodos de vibración con masa participativa

Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
<i>1</i>	0,773	0,329	0,1682	0,3292	0,168	0,3483
<i>2</i>	0,717	0,517	0,1702	0,846	0,338	0,1326
<i>3</i>	0,664	0,012	0,4546	0,8581	0,793	0,3214
<i>4</i>	0,283	0,073	0,0085	0,9308	0,802	0,0158
<i>5</i>	0,26	0,02	0,096	0,9512	0,898	0,0097
<i>6</i>	0,231	0,006	0,0226	0,9574	0,92	0,0936
<i>7</i>	0,14	0,017	0,0055	0,9746	0,926	0,0057
<i>8</i>	0,128	0,01	0,0323	0,9841	0,958	0,0055
<i>9</i>	0,114	0,002	0,012	0,9858	0,97	0,0357
<i>10</i>	0,075	0,002	0,0056	0,9874	0,976	3,72E-05
<i>11</i>	0,074	0,003	0,006	0,9907	0,981	0,0003
<i>12</i>	0,051	4E-04	0,0014	0,991	0,983	0,0105
<i>13</i>	0,034	0,002	0,0005	0,9926	0,983	0,0002
<i>14</i>	0,023	0,003	0,0024	0,9958	0,986	0,0001
<i>15</i>	0,019	0,003	0,0037	0,9988	0,99	0,0006

Fuente: Autores

Según los datos obtenidos se considera que para la estructura del caso de estudio, el periodo de vibración en dirección “X” que se consideró para el análisis modal espectral es de 0.717 segundos correspondiente al caso del modo 2 y para la dirección “Y” es de 0.664 segundos para el caso del modo 3, por consecuencia la estructura muestra que el primer modo de vibración es rotacional y los siguientes dos modos traslacionales, considerando que existen irregularidades en planta y elevación, además de ser una estructura con configuraciones especiales. Por otro lado, se cumple el 90% de la participación de la masa en el quinto modo de vibración, de manera que cumple con los requerimientos de la NEC.

Control del período fundamental de vibración (T)

Según lo establecido en el capítulo de Peligro Sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, el período fundamental de vibración calculado mediante técnicas computacionales no debe superar el 30% del período calculado mediante la fórmula del método 1 de la NEC:

$$T = C^t * h_n^\alpha$$

Donde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio

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

T : Período de vibración

Tabla 19. Coeficientes para cálculo de período fundamental

Tipología estructural	C_t	α
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.	0.055	0.9

Fuente: NEC-SE-DS 2015

De la **Tabla 18** se procede a comparar el resultado del periodo fundamental de vibración (método 2), con el procedimiento estipulado por la NEC (método 1), proporcionando como resultado:

Tabla 20. Control del período fundamental

Periodo fundamental de vibración			
Objeto de estudio	Método 1 (NEC)	Método 2 (Computacional)	Relación
Edificio de hormigón aporcado	0.631	0.773	1.23

Fuente: Autores

Al contrastar el método computacional con el de la NEC para determinar el período fundamental de vibración, se puede demostrar que el edificio objeto de investigación mostró una excedencia del 23% en su periodo fundamental de vibración. Por lo tanto, se cumple lo estipulado en la normativa local.

Desplazamientos de pisos

Los cálculos para los desplazamientos de piso en las dos direcciones de análisis se presentan en la siguiente tabla:

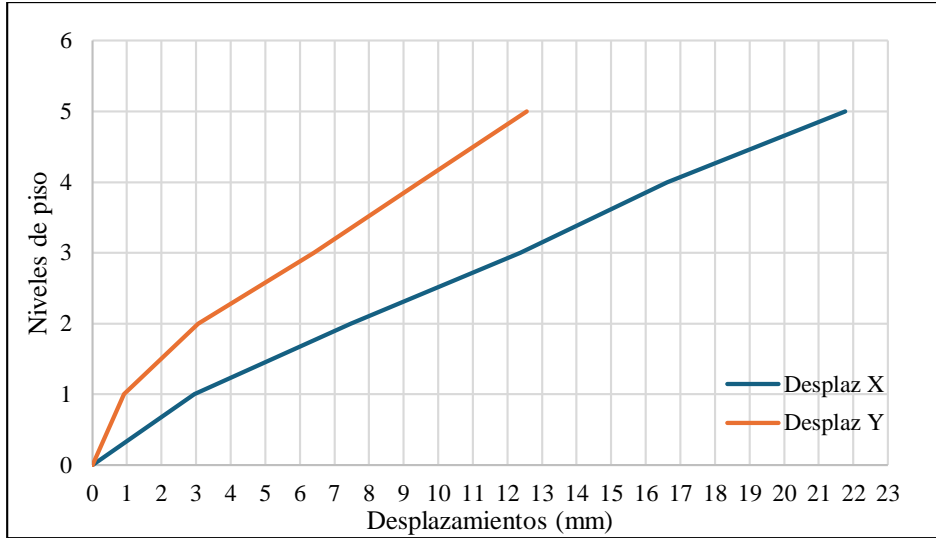
Tabla 21. Desplazamientos dinámicos de entre piso en dirección X
Desplazamientos máximos en dirección X

N PISOS	Altura (m)	Desplazamiento X (mm)	Desplazamiento Y (mm)
5	3	21,765	12,562
4	3	16,609	9,459
3	3	12,38	6,409
2	3	7,473	3,058

1 | 3,05 2,946 0,921

Fuente: Autores

Figura 30. Desplazamientos elásticos en dirección X



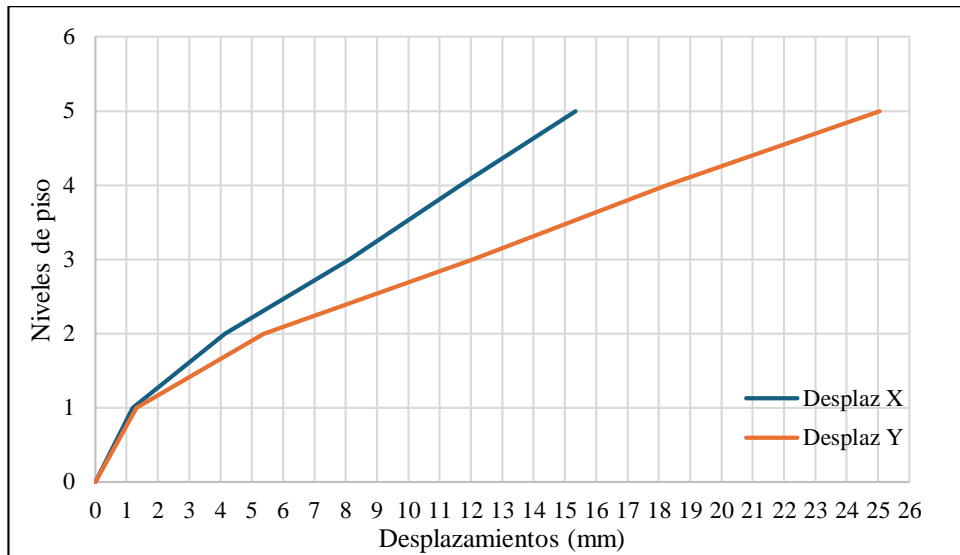
Fuente: Autores

Tabla 22. Desplazamientos dinámicos de entre piso en dirección Y

Desplazamientos máximos en dirección Y			
N PISOS	Altura (m)	Desplazamiento X (mm)	Desplazamiento Y (mm)
5	3	15,335	25,048
4	3	11,665	18,235
3	3	8,108	12,058
2	3	4,145	5,381
1	3,05	1,191	1,316

Fuente: Autores

Figura 31. Desplazamientos elásticos en dirección Y



Fuente: Autores

Deriva de pisos

A partir de los datos de desplazamiento se calcula las derivas de pisos inelásticas, verificando que la estructura no sobrepase las derivas de piso de máximo 0.02 para la NEC. Según los cálculos de los desplazamientos elásticos máximo se debe aplicar la siguiente formulación, para el cálculo de derivas inelásticas.

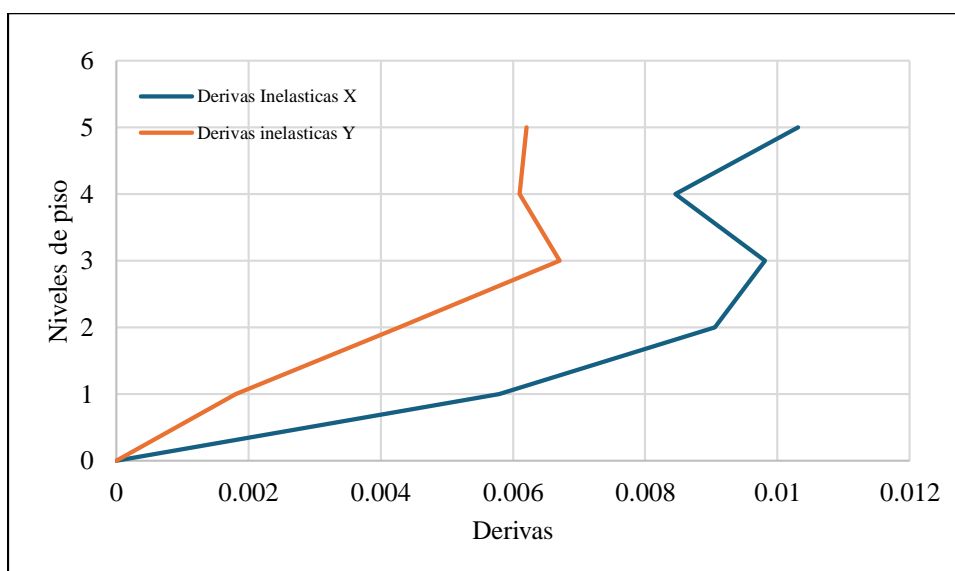
$$\Delta_i = 0.75 * R * \Delta_{elásticas}$$

Tabla 23. Derivas de entre piso para la dirección X

N pisos	Altura (m)	Derivas máximas			
		Derivas elásticas		Derivas inelásticas	
		X	Y	X	Y
5	3	0,00172	0,00103	0,010312	0,006206
4	3	0,00141	0,00102	0,008458	0,0061
3	3	0,00164	0,00112	0,009814	0,006702
2	3	0,00151	0,00071	0,009054	0,004274
1	3,05	0,00097	0,00030	0,00579541	0,001811803
Base	0	0	0	0	0

Fuente: Autores

Figura 32. Derivas de entre piso inelásticas en dirección X



Fuente: Autores

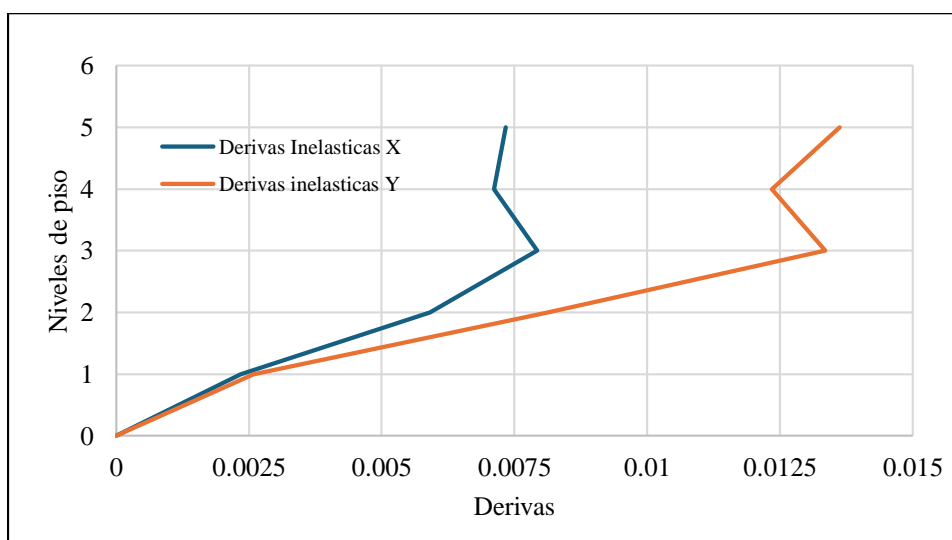
Tabla 24. Derivas de entre piso para la dirección Y

Derivas máximas

<i>N pisos</i>	Altura (m)	Derivas elásticas		Derivas inelásticas	
		X	Y	X	Y
5	3	0,00122	0,00227	0,00734	0,013626
4	3	0,00119	0,00206	0,007114	0,012354
3	3	0,00132	0,00223	0,007926	0,013354
2	3	0,00098	0,00136	0,005908	0,00813
1	3,05	0,00039	0,00043	0,002342951	0,00258885
Base	0	0	0	0	0

Fuente: Autores

Figura 33. Derivas de entre piso inelásticas en dirección Y



Fuente: Autores

Considerando los resultados de las derivas dinámicas máximas, que son de 1.03% y de 1.36% para las direcciones “X” y “Y” respectivamente, ambas generadas quinto piso, se verifica que no sobrepasan el límite del 2% establecido en la NEC.

Fuerzas Cortantes

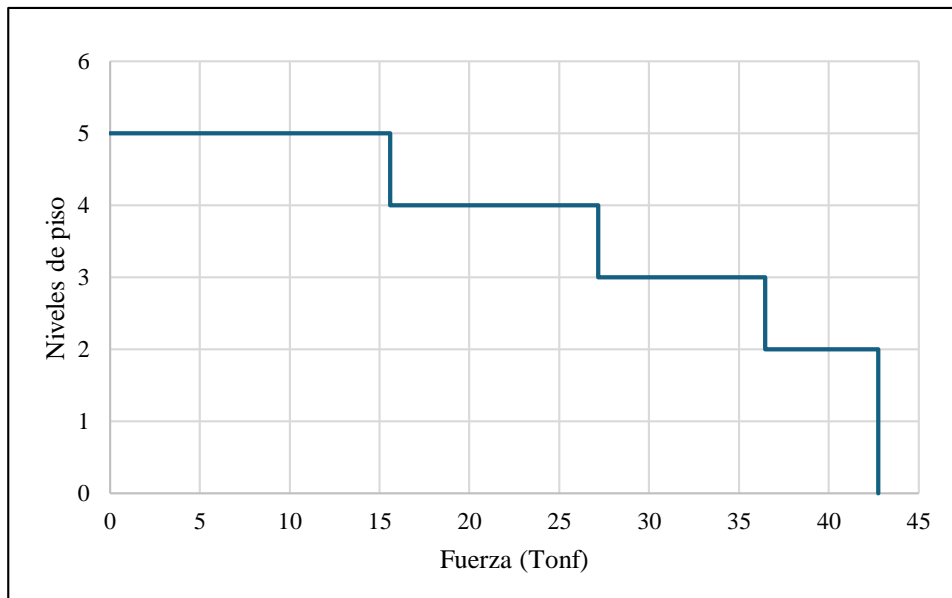
Tabla 25. Cortantes dinámicas en dirección X y Y
Cortante Dinámica

	Elevación	X (Tonf)	Y (Tonf)
<i>Nivel 5</i>	15,05	15,5948	15,9422
<i>Nivel 4</i>	12,05	27,1594	26,7419
<i>Nivel 3</i>	9,05	36,4615	35,0026
<i>Nivel 2</i>	6,05	42,7531	39,7411
<i>Nivel 1</i>	3,05	42,7531	39,7411
<i>Base</i>	0	0	0

Fuente: Autores

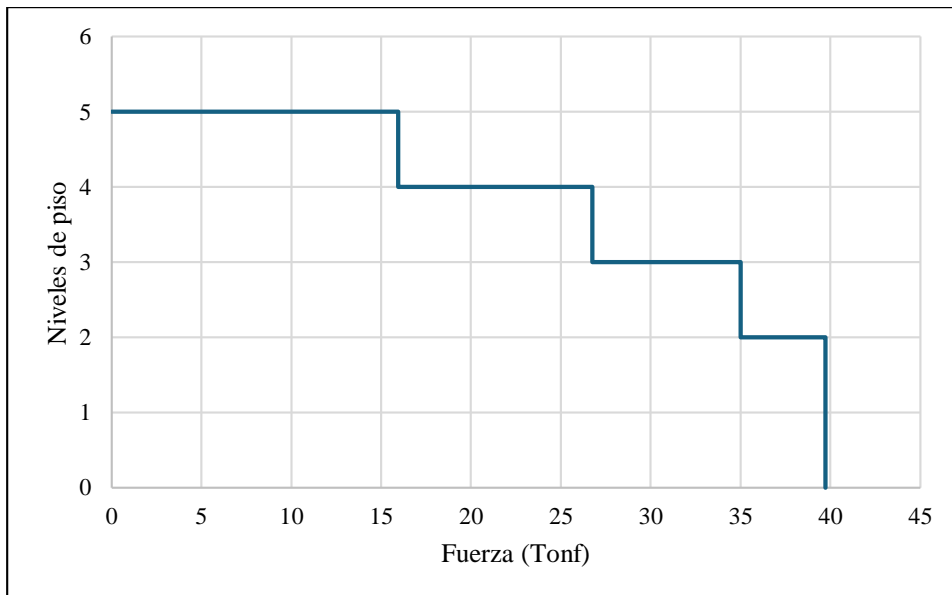
Las cortantes en piso de la estructura según los valores obtenidos son de 42.75 toneladas y 39.74 toneladas para la dirección de “X” y “Y” respectivamente.

Figura 34. Cortantes dinámicas en dirección X



Fuente: Autores

Figura 35. Cortantes dinámicas en dirección Y



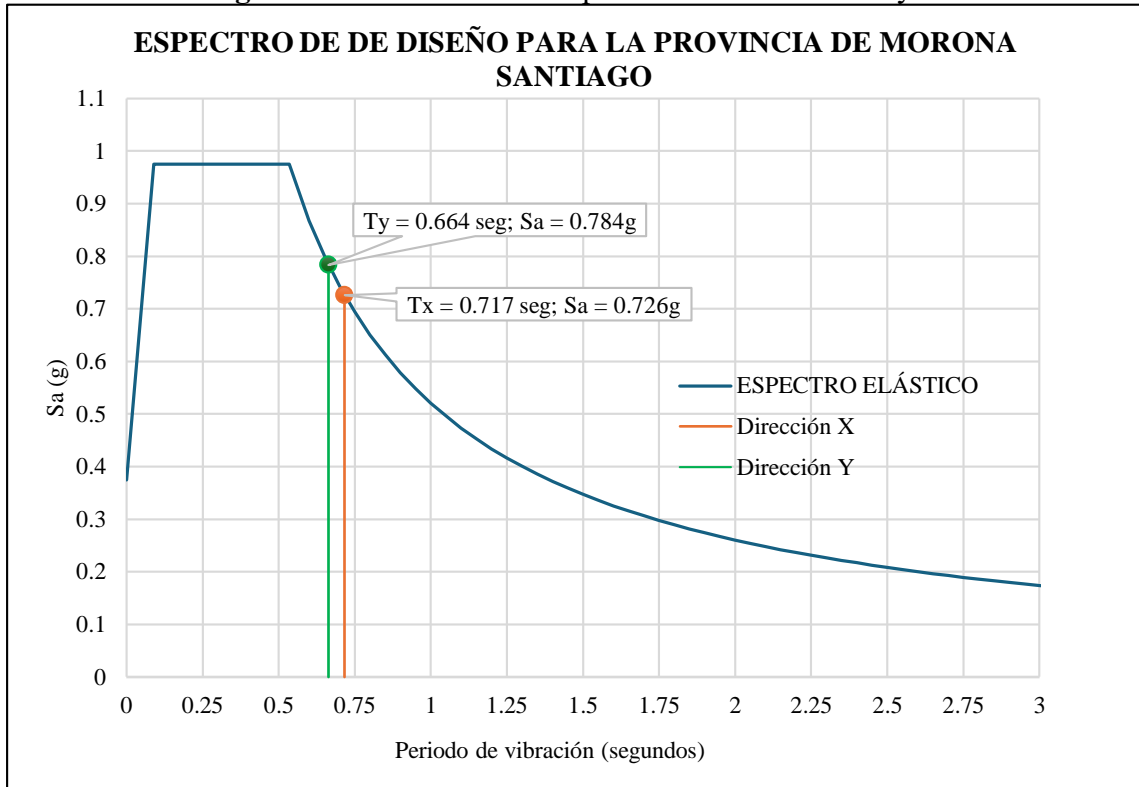
Fuente: Autores

De acuerdo a la configuración especial de la edificación con un piso de sótano, la fuerza cortante se proyecta al suelo desde el nivel dos, como consecuencia de las restricciones de los muros de contención y a la nula participación en la vibración del nivel uno a razón de un evento sísmico, por consiguiente, para el interés del análisis se descarta la cortante del nivel uno al asumir su vibración en conjunto con el suelo.

4.2.2. Análisis sísmico estático

Coefficiente sísmico “C” y “k”

Figura 36. Aceleraciones de periodos en dirección X y Y



Fuente: Autores

En primera instancia, se calcula los periodos correspondientes a los modos de vibración “X” y “Y”. Los cuales se extraen del análisis modal siendo $t = 0,717$ seg y $t = 0,664$ seg respectivamente.

Luego, del espectro de diseño elástico se identifican las aceleraciones en roca “Sa” y se utilizan los coeficientes de cortante basal para disminuir las aceleraciones logradas a un rango inelástico, proceso que proporciona el coeficiente sísmico. Para ello, emplearemos la siguiente ecuación:

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

Y finalmente determinamos los coeficientes “k” que están relacionados con el periodo de vibración con la expresión en la **Tabla 14** proporcionada por la NEC.

En la **Tabla 26** se presenta un resumen de los cálculos realizados para la obtención de los coeficientes del análisis sísmico estático.

Tabla 26. Coeficientes de K en función del período

Dirección	Periodo	C	k
X	0.717	0.112	1.108
Y	0.664	0.121	1.082

Fuente: Autores

Los valores para las aceleraciones según los periodos de vibraciones mostrados en la **Figura 36** son de 0.726g y 0.784g para los modos de vibración traslacionales de “X” y “Y” respectivamente. Por consiguiente, sus valores para los coeficientes sísmicos son de 0.112 para la dirección de “X” y 0.121 para la dirección de “Y”, además de los coeficientes k de 1.108 en “X” y 1.082 en “Y”. A partir de los coeficientes obtenidos se desarrolló el respectivo análisis sísmico estático.

Desplazamientos de pisos

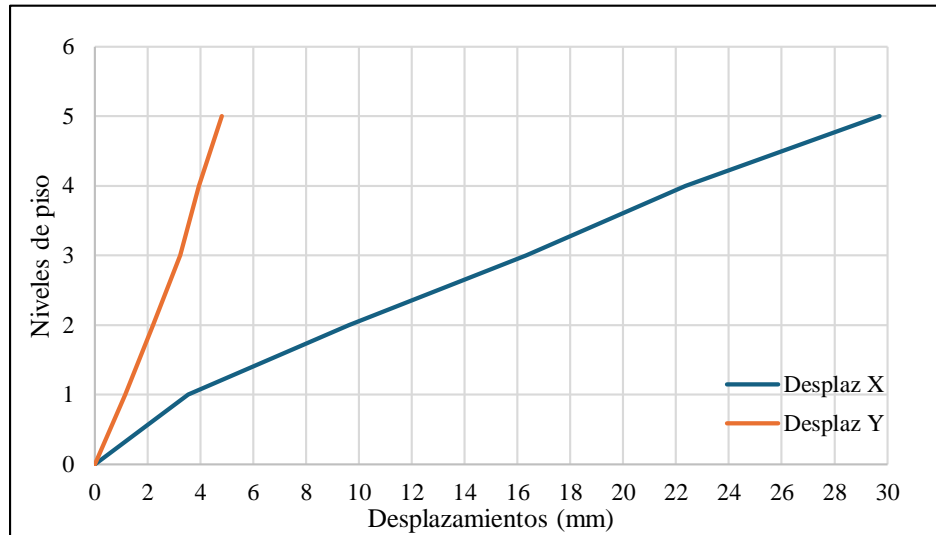
Los cálculos para los desplazamientos de piso en las dos direcciones de análisis se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 27. Desplazamientos estáticos de entre piso en dirección X

Desplazamientos máximos en dirección X			
N PISOS	Altura (m)	Desplazamiento X (mm)	Desplazamiento Y (mm)
5	3	29.673	4.804
4	3	22.32	3.943
3	3	16.306	3.226
2	3	9.603	2.196
1	3,05	3.544	1.144

Fuente: Autores

Figura 37. Desplazamientos elásticos en dirección X



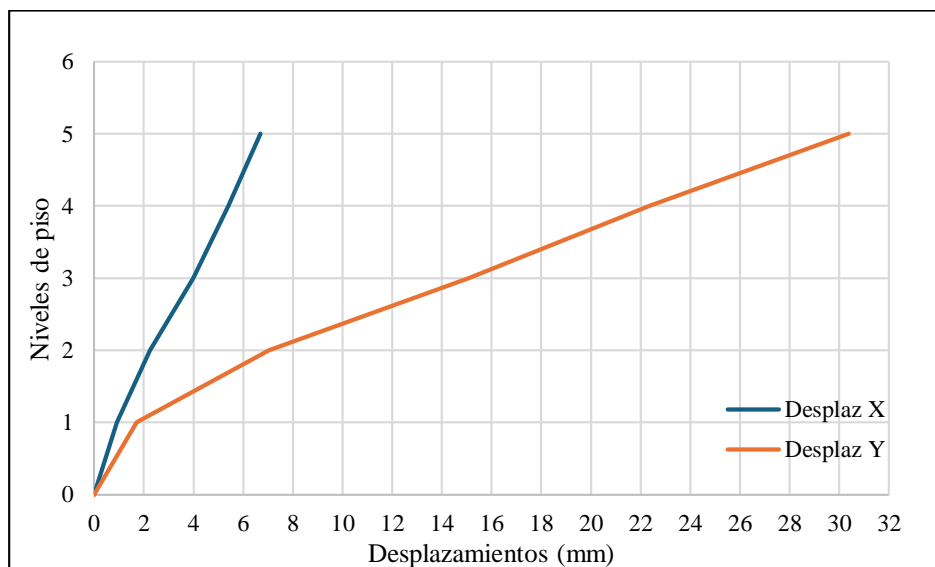
Fuente: Autores

Tabla 28. Desplazamientos estáticos de entre piso en dirección Y

Desplazamientos máximos en dirección Y			
N PISOS	Altura (m)	Desplazamiento X (mm)	Desplazamiento Y (mm)
5	3	6,692	30,376
4	3	5,406	22,364
3	3	3,979	15,075
2	3	2,241	7,029
1	3,05	0,924	1,72

Fuente: Autores

Figura 38. Desplazamientos elásticos en dirección Y



Fuente: Autores

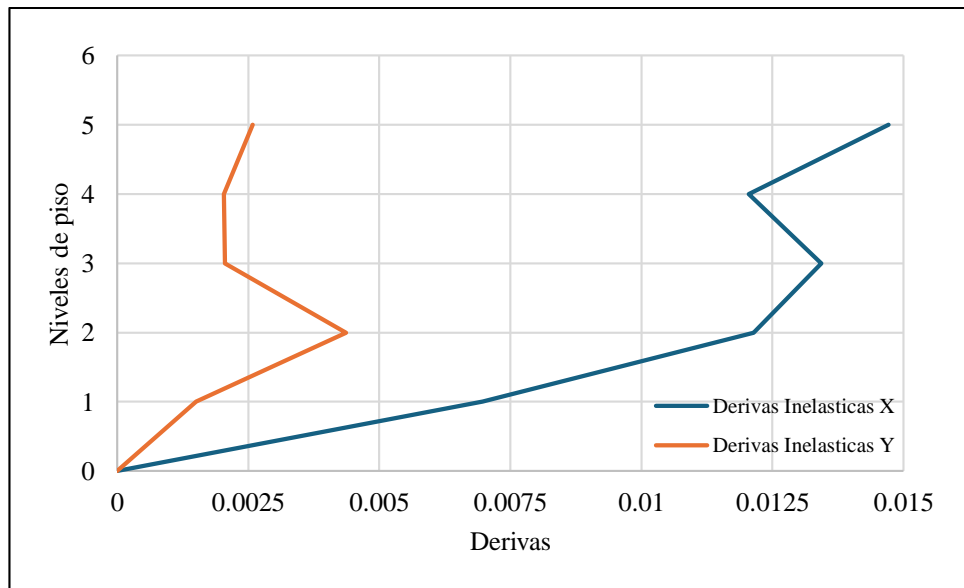
Derivas de piso

Tabla 29. Derivas estáticas de entre piso para la dirección X

<i>Derivas máximas</i>					
<i>N pisos</i>	<i>Altura (m)</i>	Derivas elásticas		Derivas inelásticas	
		X	Y	X	Y
5	3	0,002452	0,000287	0,014712	0,00258254
4	3	0,00200733	0,000239	0,012044	0,0020301
3	3	0,00223833	0,00034333	0,01343	0,00206037
2	3	0,002024	0,00035067	0,012144	0,00436142
1	3,05	0,0011623	0,00037508	0,00697377	0,00150931
<i>Base</i>	0	0	0	0	0

Fuente: Autores

Figura 39. Derivas estáticas de entre piso inelásticas en dirección X



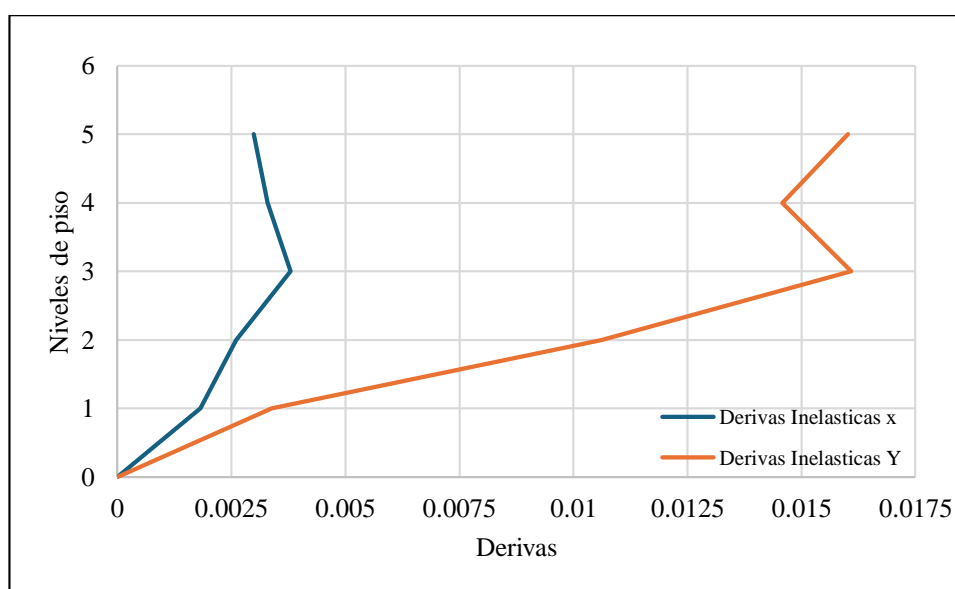
Fuente: Autores

Tabla 30. Derivas estáticas de entre piso para la dirección Y

<i>Derivas máximas</i>					
<i>N pisos</i>	<i>Altura (m)</i>	Derivas elásticas		Derivas inelásticas	
		X	Y	X	Y
5	3	0,00042867	0,00267067	0,00298681	0,016024
4	3	0,00047567	0,00242967	0,00329433	0,014578
3	3	0,00057933	0,002682	0,00380091	0,016092
2	3	0,000439	0,00176967	0,00260024	0,010618
1	3,05	0,00030295	0,00056393	0,00181711	0,00338361
<i>Base</i>	0	0	0	0	0

Fuente: Autores

Figura 40. Derivas estáticas de entre piso inelásticas en dirección Y



Fuente: Autores

Considerando los resultados de las derivas estáticas máximas, que son de 1.47% y de 1.609% para las direcciones “X” y “Y” respectivamente, ambas generadas quinto piso, se verifica que no sobrepasan el límite del 2% establecido en la NEC.

Fuerzas Cortantes

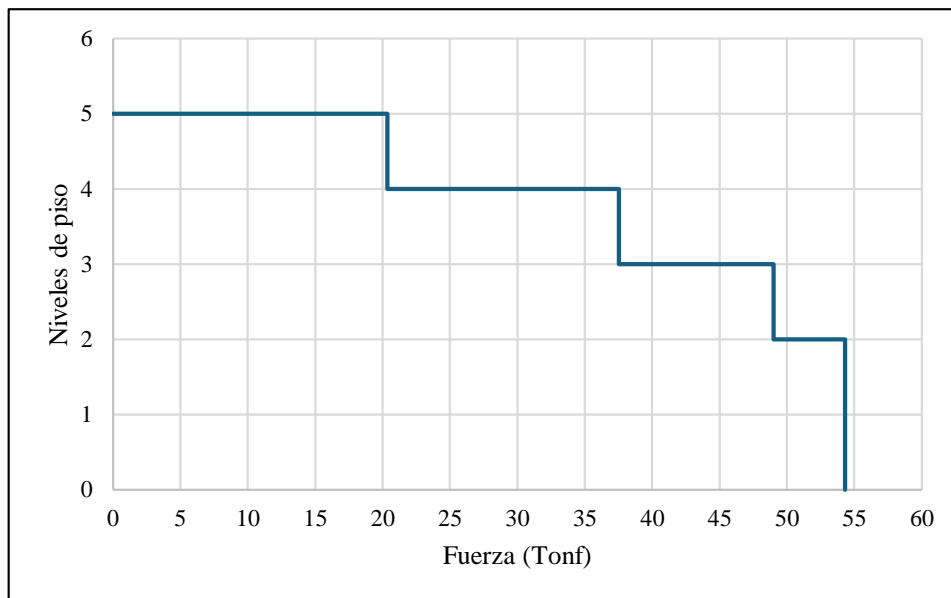
Tabla 31. Cortantes estáticas en dirección X y Y

	<i>Cortante Dinámica</i>		
	Elevación	X (Tonf)	Y (Tonf)
<i>Nivel 5</i>	15,05	20,35049	21,75741
<i>Nivel 4</i>	12,05	37,53995	40,27589
<i>Nivel 3</i>	9,05	48,9978	52,75295
<i>Nivel 2</i>	6,05	54,31167	58,64679
<i>Nivel 1</i>	3,05	54,31167	58,64679
<i>Base</i>	0	0	0

Fuente: Autores

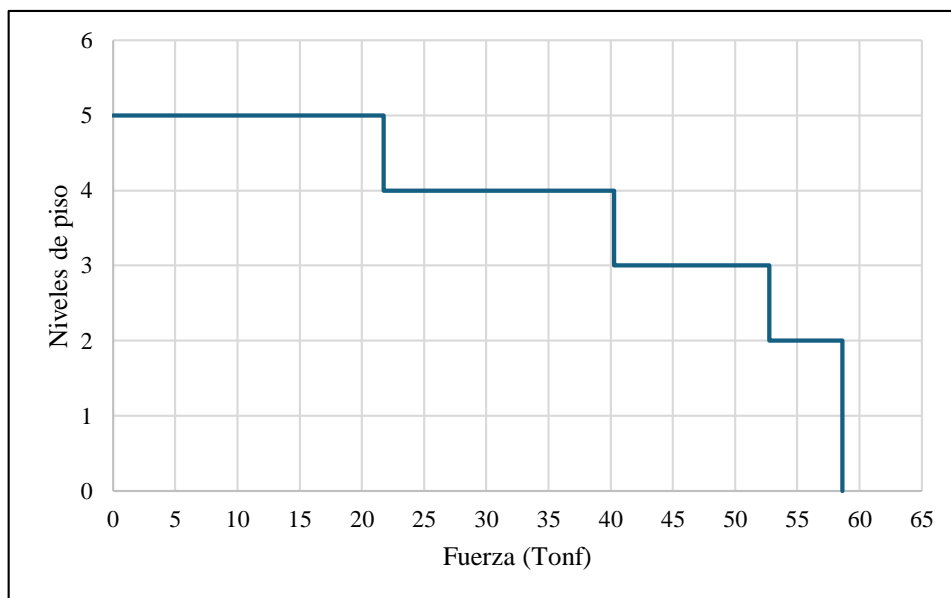
Las cortantes en piso de la estructura según los valores obtenidos son de 42.75 toneladas y 39.74 toneladas para la dirección de “X” y “Y” respectivamente.

Figura 41. Cortantes estáticas en dirección X



Fuente: Autores

Figura 42. Cortantes estáticas en dirección Y



Fuente: Autores

Ajuste de cortante

Para la verificación del diseño estructural de la edificación del caso de estudio en cuestión, se requirió para ambas direcciones un ajuste en la cortante dinámica, según lo estipulado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Tabla 32. Ajuste de cortante dinámica

	Dirección X	Dirección Y
Factor de ajuste	1.08	1.25
Cortante Ajustada	46,165	49,85
>85% V estática	Cumple	Cumple

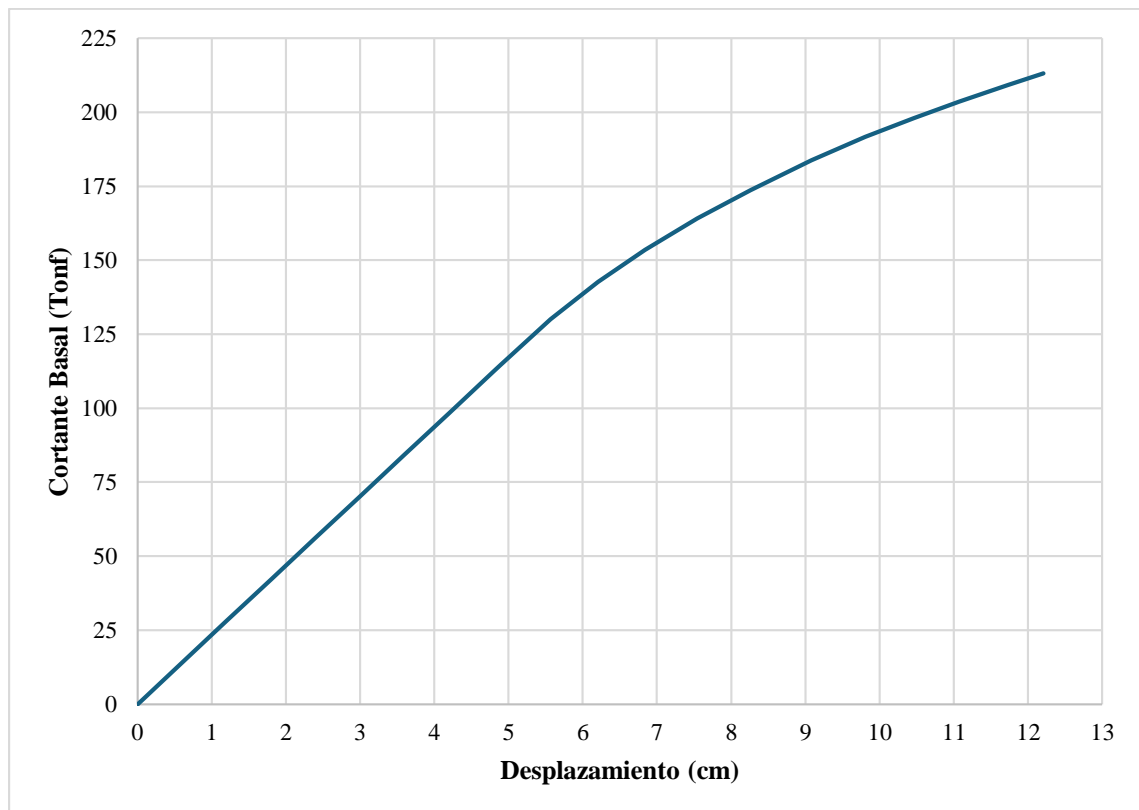
Fuente: Autores

La NEC tiene un requerimiento para las cortante dinámicas y estática, donde se emplea un ajuste de ser necesario para las direcciones de análisis, este ajuste se emplea cuando la cortante dinámica en suelo no es mayor a la estática en un 85%, por consecuencia se obtiene un factor de ajuste como se muestra en la **Tabla 32**.

4.2.3. Análisis no lineal estático Pushover

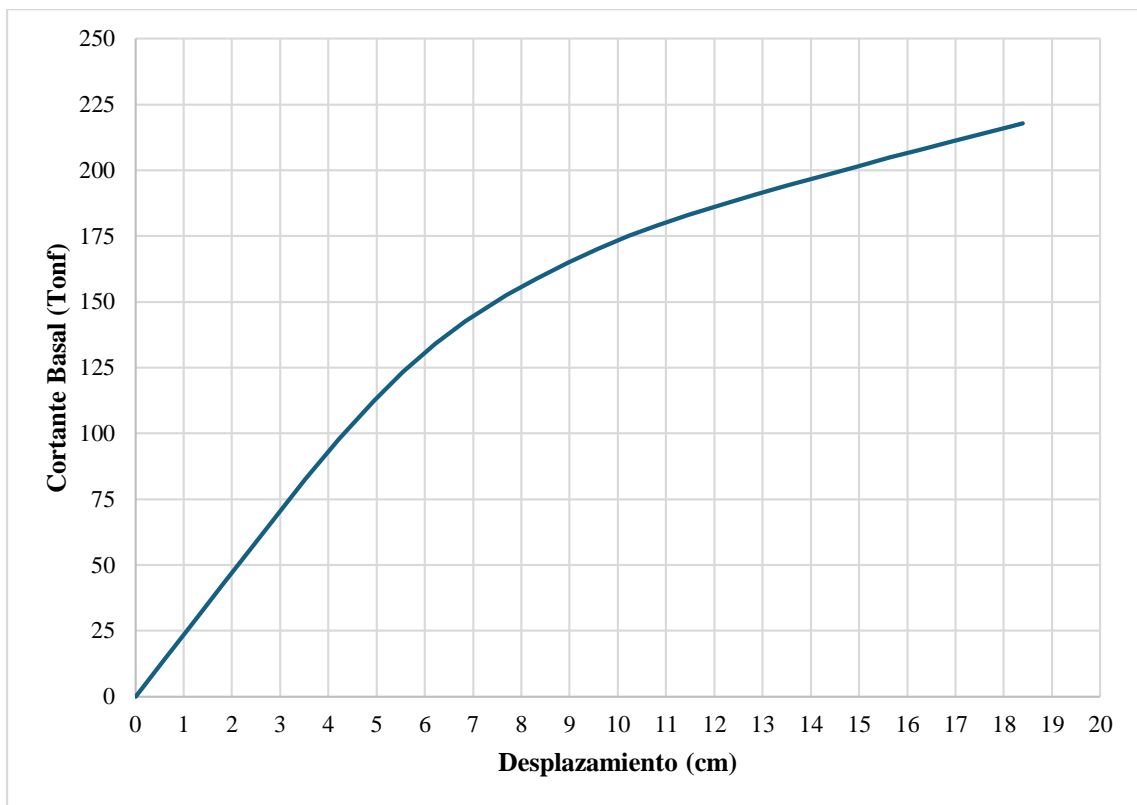
Para la obtención de resultados del análisis Pushover se consideraron las dos direcciones de análisis, donde las curvas de capacidad mostradas en la **Figura 42** y en la **Figura 43** se puede visualizar que la mayor cortante en la base para la estructura es de 217 Toneladas en la dirección Y.

Figura 43. Curva Pushover en la dirección X



Fuente: Autores

Figura 44. Curva Pushover en la dirección Y



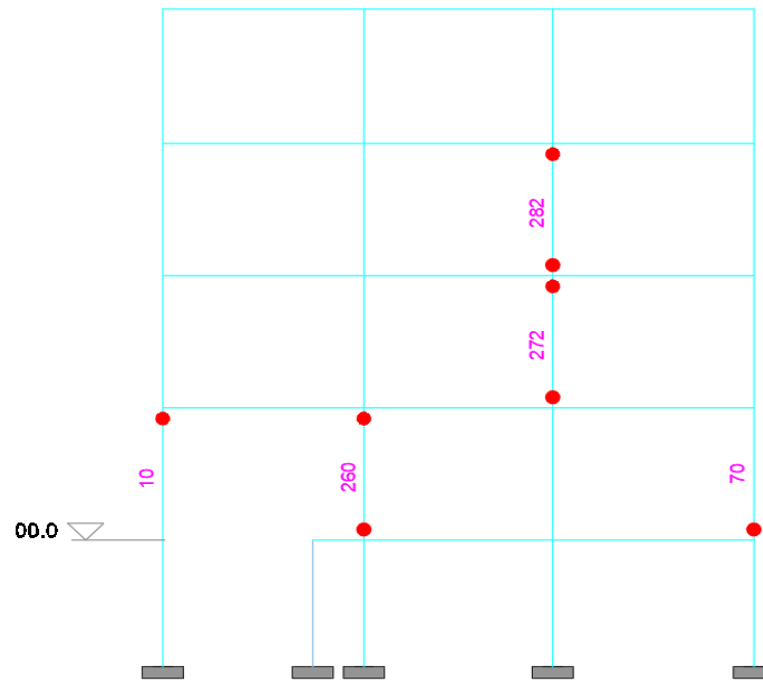
Fuente: Autores

Condiciones de rótulas plásticas

Considerando que el primer piso (sótano) de la estructura tiene una vibración casi nula con respecto al análisis modal espectral, se ha optado por descartar las rotulas plásticas que se puedan llegar a crear, por consecuencia, las rotulas plásticas de interés serian todas a partir del según piso de la edificación.

Con respecto al Análisis Pushover, se obtuvo que la estructura tiene una respuesta en rotulas plásticas relevantes en los elementos del eje 2 tal como se muestra en la siguiente figura:

Figura 45. Formación de rotulas plásticas



Fuente: Autores

Donde los puntos rojos indican la ubicación de la rótula plástica, el estado según normativa se representa en la siguiente tabla:

Tabla 33. Resumen de estado de rótulas

NIVEL	NUMERO DE ELEMENTO	CASO	UBICACIÓN	ESTADO DE ROTULA
4	282	Pushover Y	Pie-cabeza	>Prevención del colapso.
3	272	Pushover Y	Pie-cabeza	>Prevención del colapso.
2	10	Pushover Y	Cabeza	>Prevención del colapso.
	260	Pushover Y	Pie-cabeza	>Prevención del colapso.
	70	Pushover Y	Pie	>Prevención del colapso.

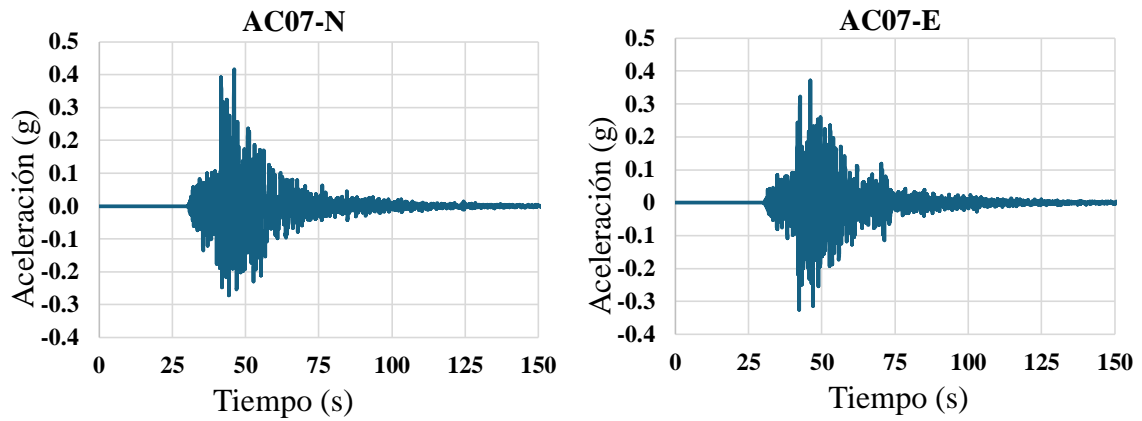
Fuente: Autores

4.2.4. Análisis no lineal Tiempo-Historia

A razón de las necesidades de la estructura para verificar el desempeño sísmico, el uso de una metodología no lineal dinámica Tiempo-Historia es imperativa, por consiguiente, se requiere como recomendación de la norma ASCE7-22 y el EuroCódigo el uso de 7 a 11 señales sísmicas. Para el caso de estudio se usaron 12 señales sísmicas las cuales se trataron mediante el proceso de espectro de compatibilidad para la zona de interés.

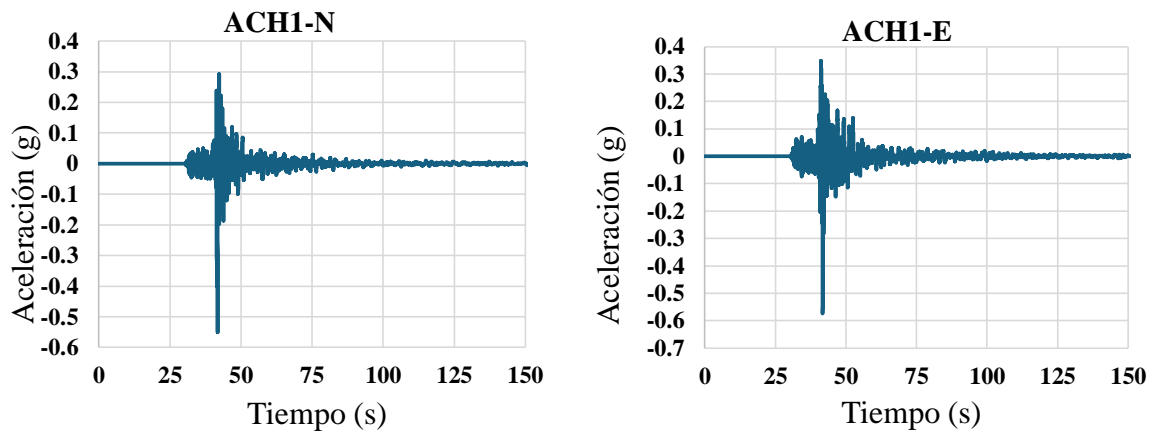
Registros sísmicos

Figura 46. Señal sísmica 1 (Estación AC07)



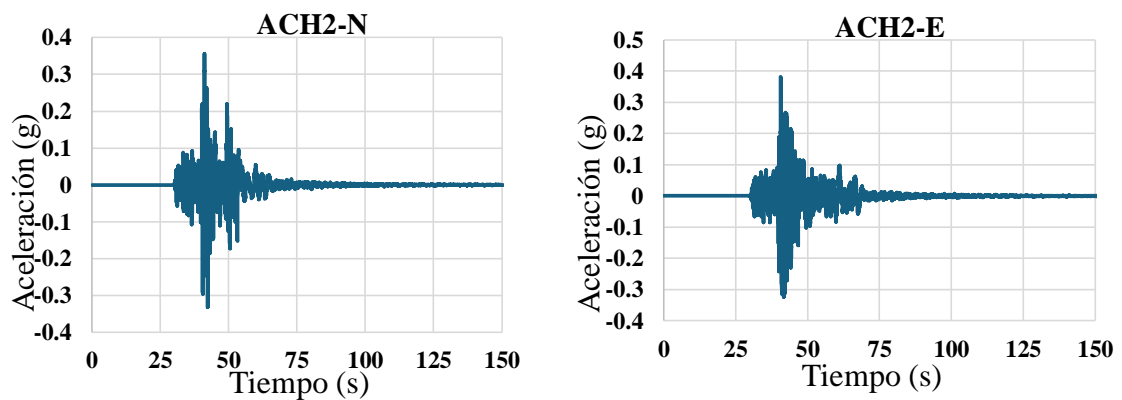
Fuente: Autores

Figura 47. Señal sísmica 2 (Estación ACH1)



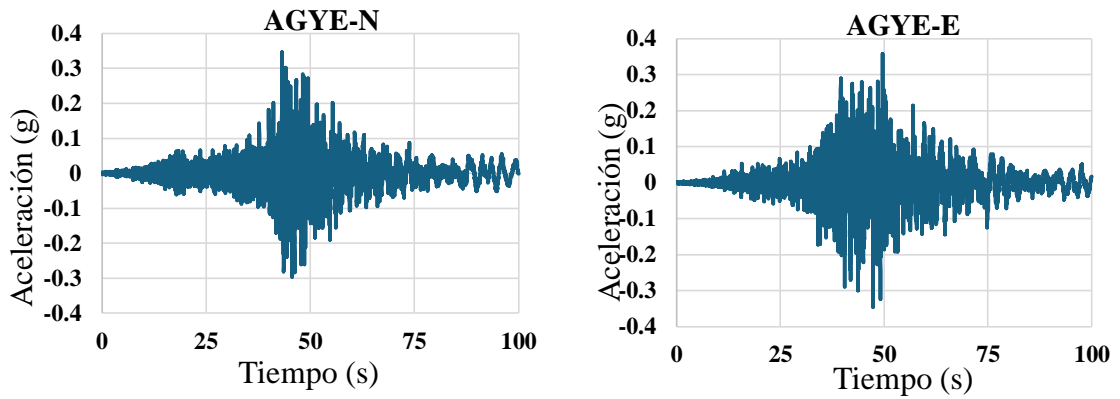
Fuente: Autores

Figura 48. Señal sísmica 3 (Estación ACH2)



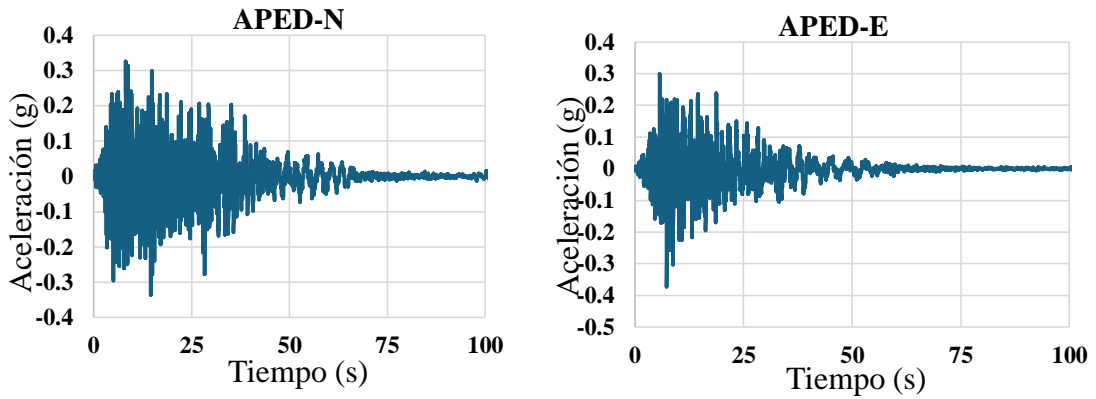
Fuente: Autores

Figura 49. Señal sísmica 4 (Estación AGYE)



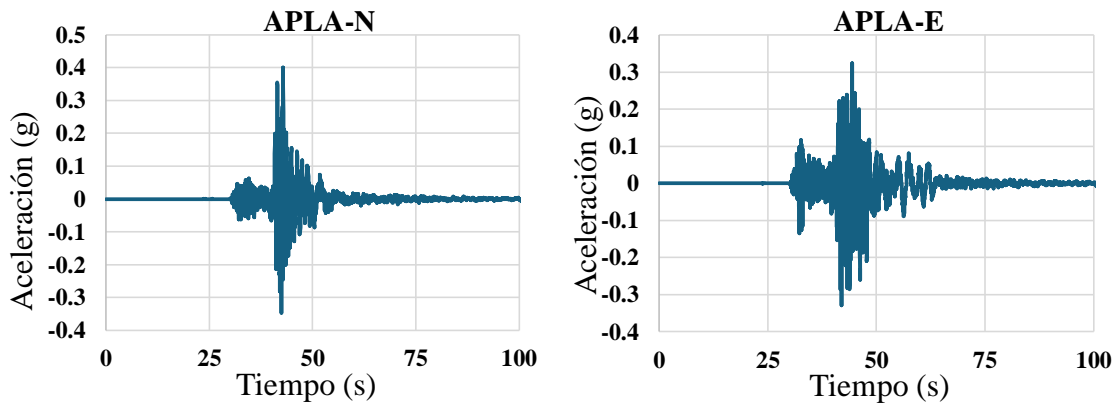
Fuente: Autores

Figura 50. Señal sísmica 5 (Estación APED)



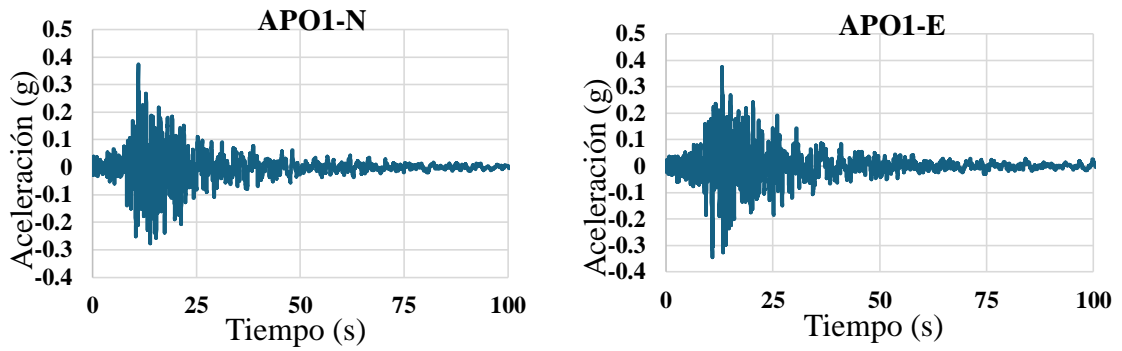
Fuente: Autores

Figura 51. Señal sísmica 6 (Estación APLA)



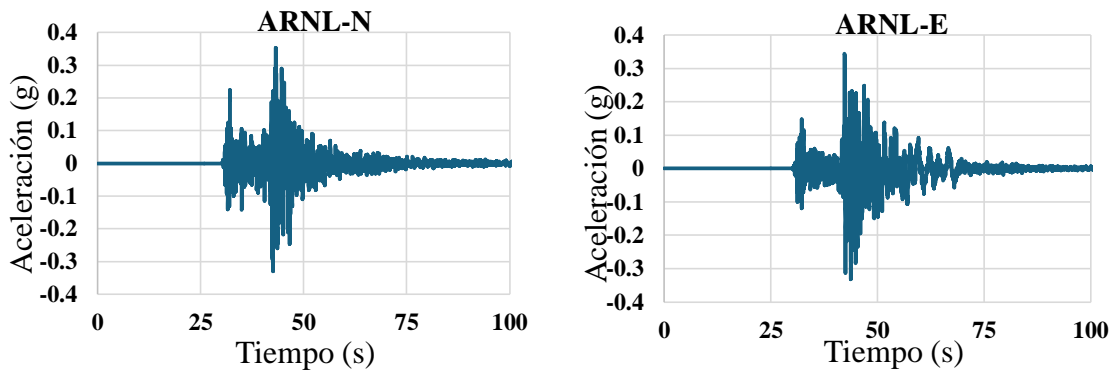
Fuente: Autores

Figura 52. Señal sísmica 7 (Estación APO1)



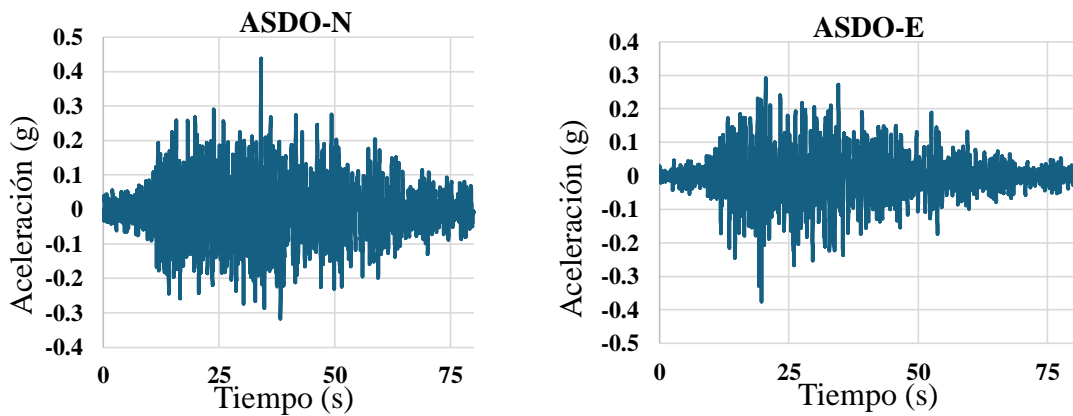
Fuente: Autores

Figura 53. Señal sísmica 8 (Estación ARNL)



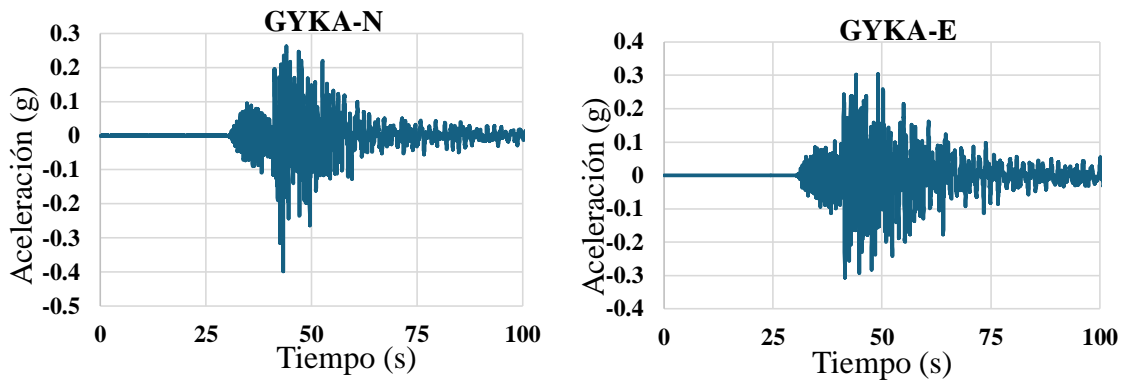
Fuente: Autores

Figura 54. Señal sísmica 9 (Estación ASDO)



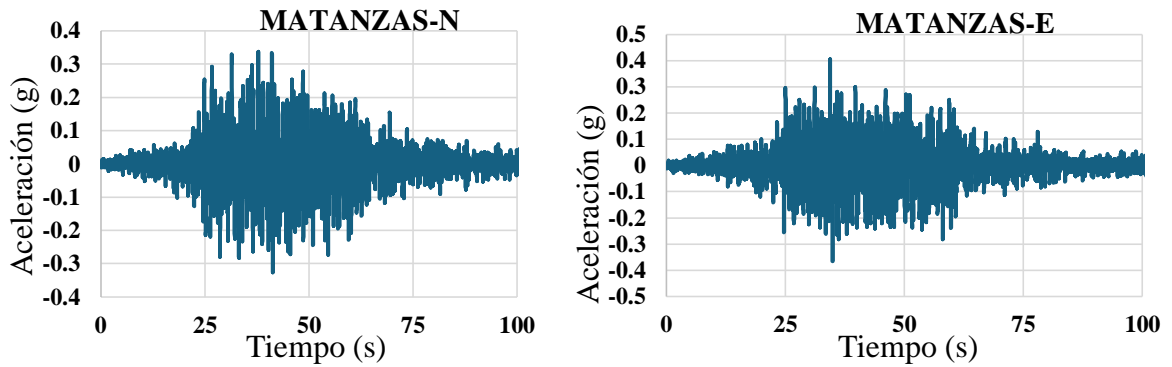
Fuente: Autores

Figura 55. Señal sísmica 10 (Estación GYKA)



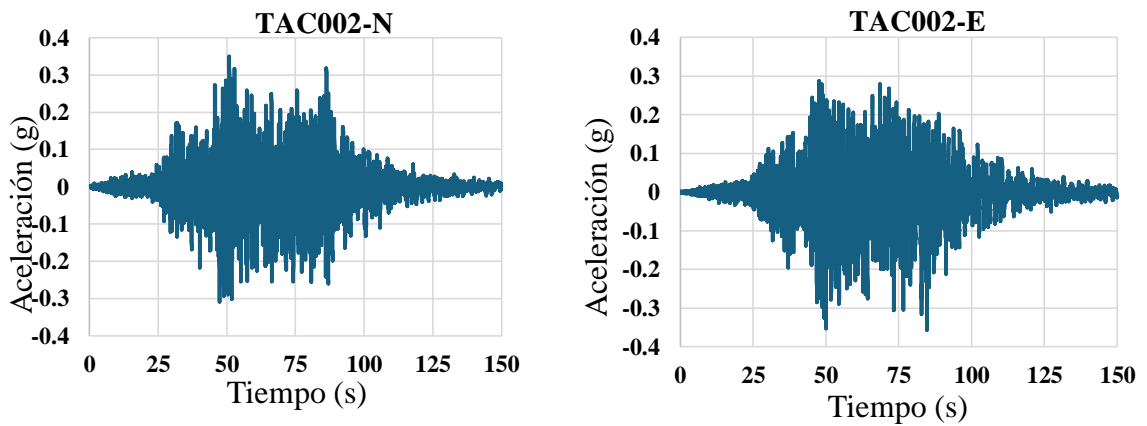
Fuente: Autores

Figura 56. Señal sísmica 11 (Estación MATANZAS)



Fuente: Autores

Figura 57. Señal sísmica 12 (Estación TAC002)



Fuente: Autores

En la **Tabla 34** se muestra un cuadro resumen de las aceleraciones máximas para cada señal en cada componente ortogonal de cada estación, incluyendo el segundo preciso en el que se presenta dicha aceleración.

Tabla 34. Resumen de aceleraciones máximas

<i>SEÑAL</i>	<i>ESTACIONES</i>	<i>Aceleración máxima</i>		<i>Tiempo de máxima Aceleración</i>	
		g		Segundos	
		X	Y	X	Y
1	AC07	0.3714	0.4168	48.08	46.06
2	ACH1	0.5749	0.5503	41.79	41.71
3	ACH2	0.381	0.3562	40.72	41.17
4	AGYE	0.3584	0.3471	49.62	43.19
5	APED	0.3731	0.337	7.34	14.55
6	APLA	0.3296	0.4002	41.98	42.9
7	APO1	0.3743	0.3748	13.13	10.96
8	ARNL	0.344	0.3534	42.32	43.2
9	ASDO	0.3749	0.4382	19.71	34.02
10	GYKA	0.3062	0.3976	41.47	43.31
11	MATANZAS	0.3991	0.3349	34.41	37.82
12	TAC002	0.3566	0.3461	84.6	50.9

Fuente: Autores

Resultados post-análisis (SISMO 475 años)

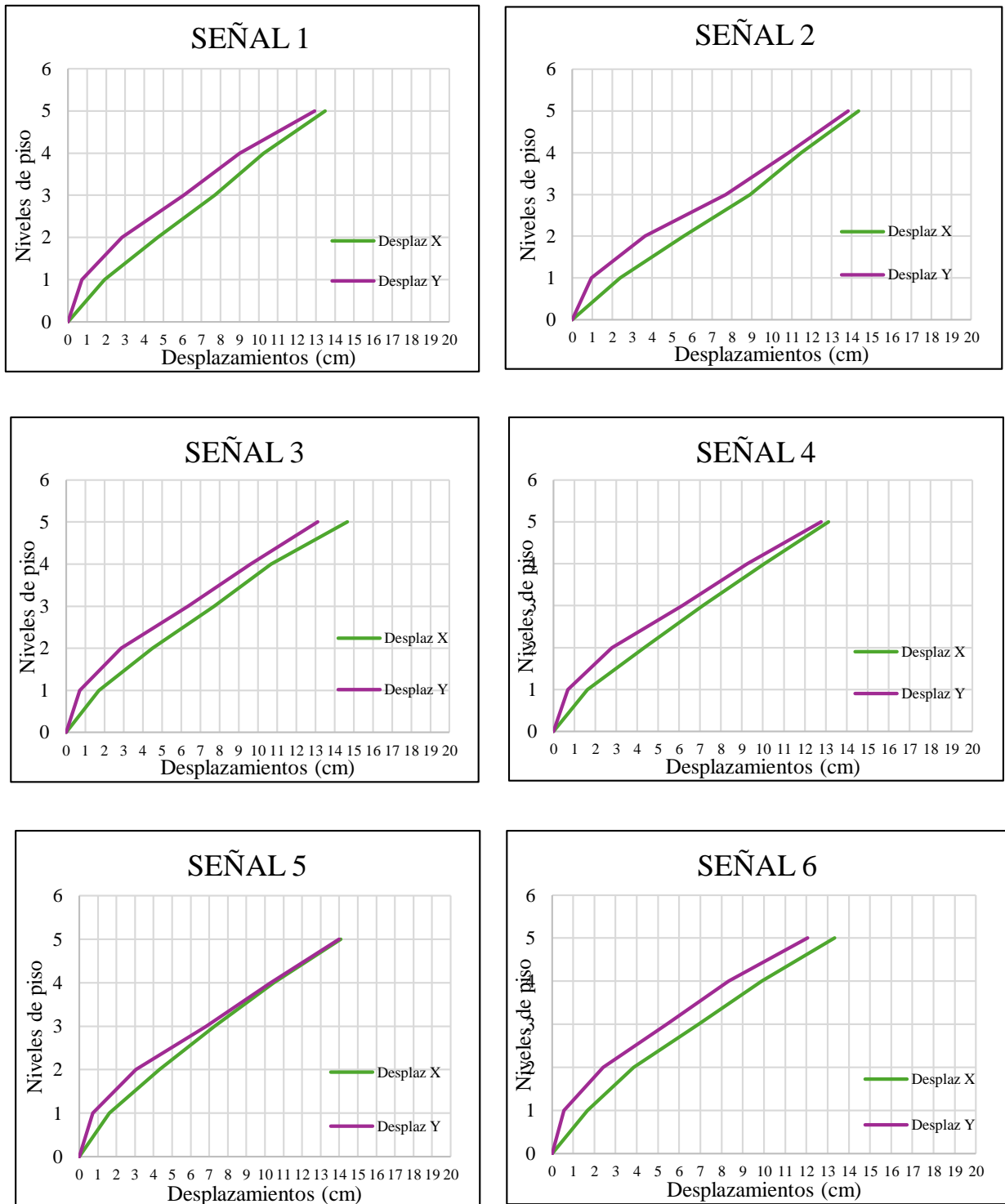
Una vez establecida la amenaza sísmica, para determinar la reacción de la estructura, se deben tener en cuenta los efectos sísmicos multidireccionales concurrentes, de acuerdo con la ASCE 41-17 en la sección 7.2.5.1. Por lo tanto, ya que cada registro está compuesto por sus componentes ortogonales, se introduce el componente más desfavorable del registro en la dirección de análisis del caso de carga, otorgándole el 100% a su escala de magnitud, mientras que el segundo componente recibirá un valor del 30%, este procedimiento se realiza para cada uno de los casos de carga definidos para la estructura.

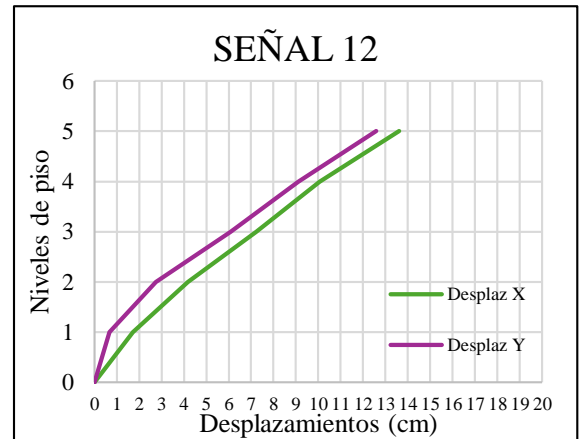
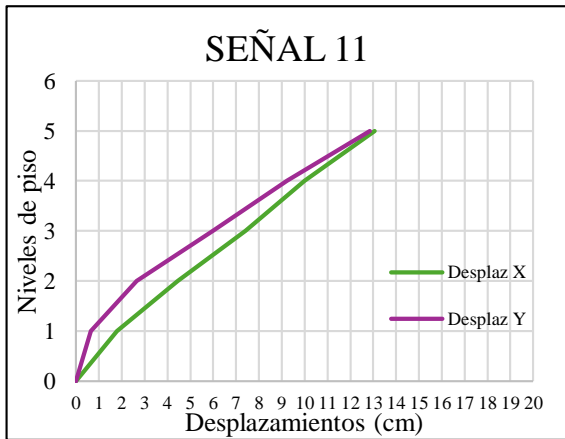
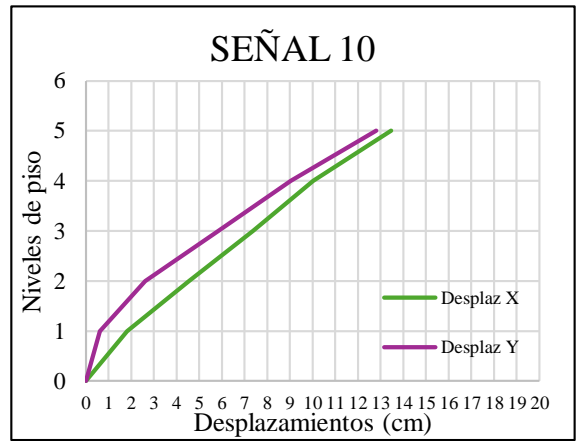
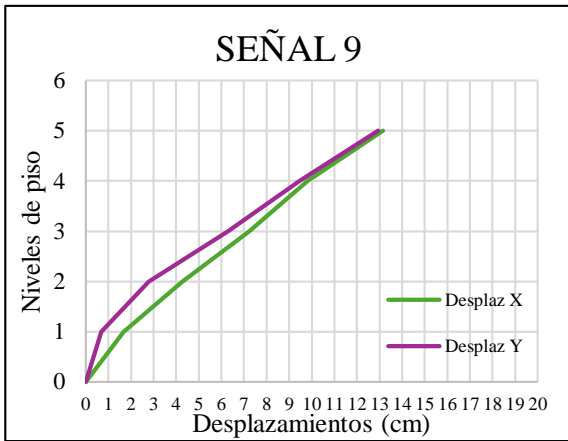
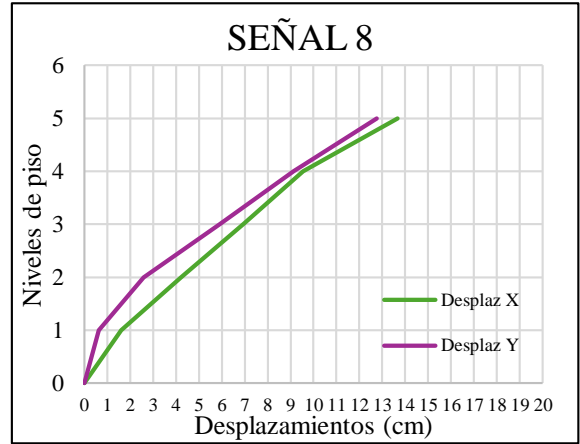
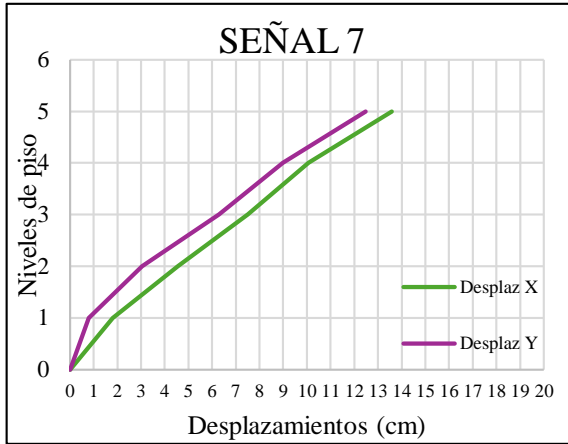
Luego de ejecutar el análisis para cada uno de los registros sísmicos seleccionados, teniendo en cuenta la duración significativa de las señales, se procederá a obtener las respuestas de la estructura, entendiéndose como estas: desplazamientos, derivas de entrepiso y fuerzas cortantes.

Se presentarán los resultados del análisis en graficas que resumen las distorsiones generadas por las demandas sísmicas, se debe resaltar que cada grafica contiene la respuesta estructural máxima de cada una de las direcciones de análisis de la estructura.

A continuación, se muestran los resultados de los desplazamientos máximos de la estructura para los registros escalados al sismo de 475 años:

Figura 58. Desplazamientos de la estructura– Análisis no lineal tiempo historia (sismo de 475 años)





Fuente: Autores

En la **Tabla 35** se presentan los desplazamientos máximos para cada dirección de análisis.

Tabla 35. Desplazamientos por estaciones (Sismo 475 años)

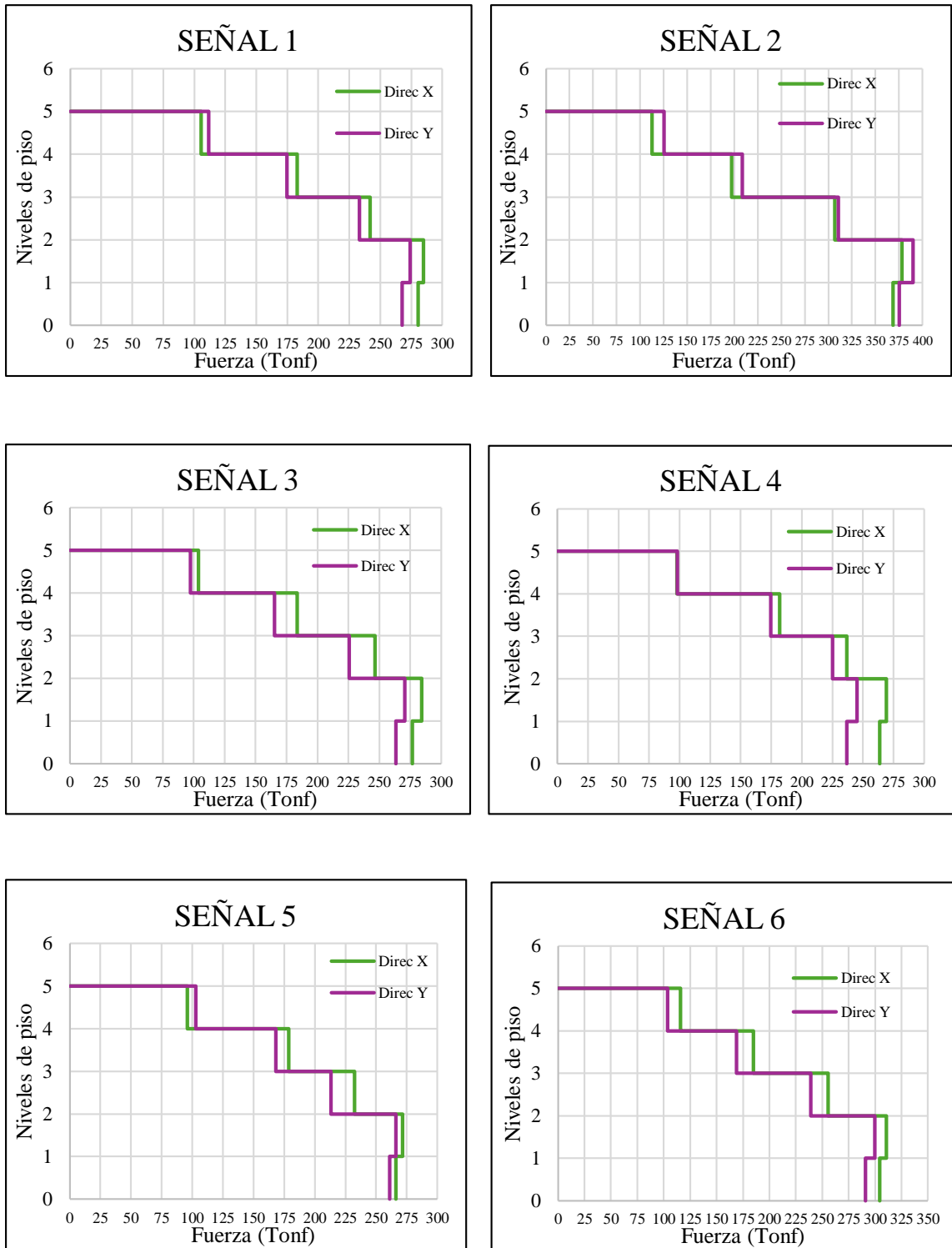
<i>SEÑAL</i>	<i>ESTACION</i>	<i>DESPLAZAMIENTOS</i>	
		<i>(cm)</i>	
		X	Y
1	AC07	13.49	12.93
2	ACH1	14.36	13.84
3	ACH2	14.66	13.12
4	AGYE	13.13	12.78
5	APED	14.09	14.00
6	APLA	13.33	12.05
7	APO1	13.58	12.48
8	ARNL	13.66	12.76
9	ASDO	13.16	12.94
10	GYKA	13.45	12.81
11	MATANZAS	13.05	12.85
12	TAC002	13.61	12.59
	Máximo desplazamiento	14.66	14.00

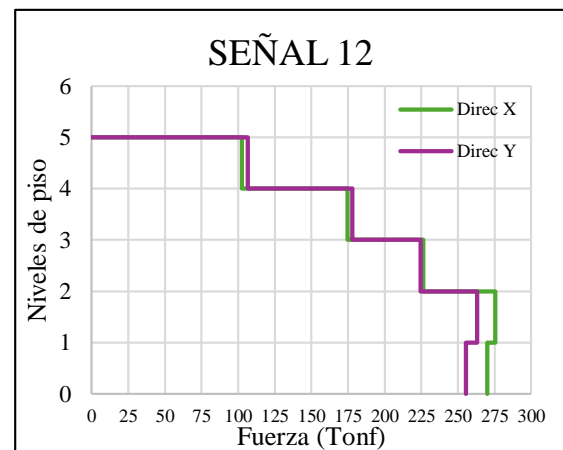
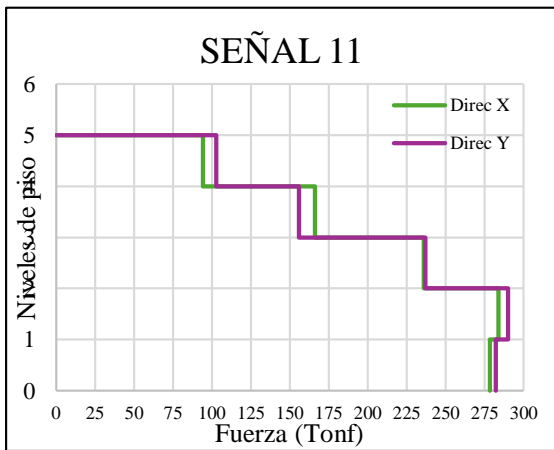
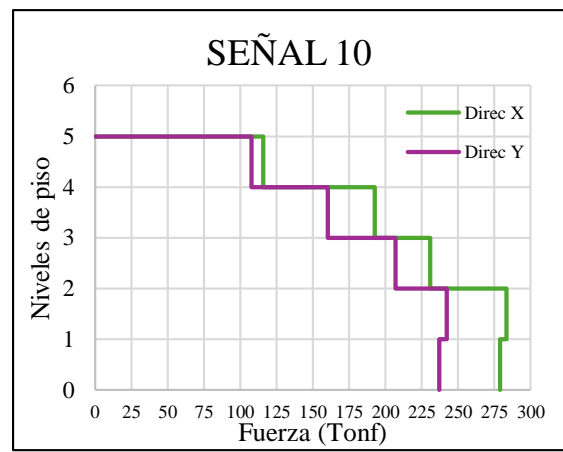
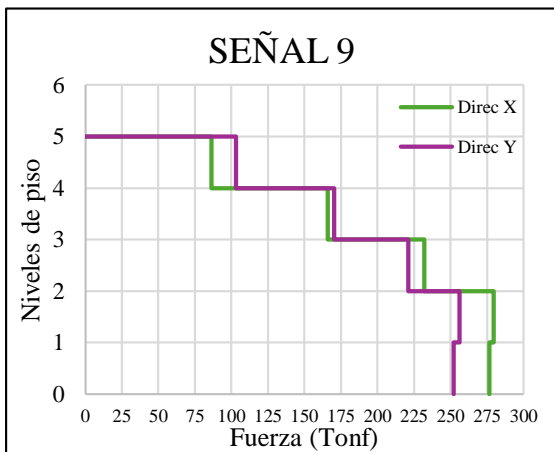
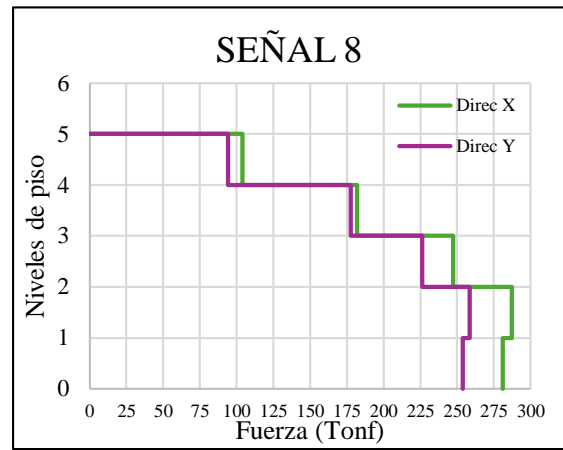
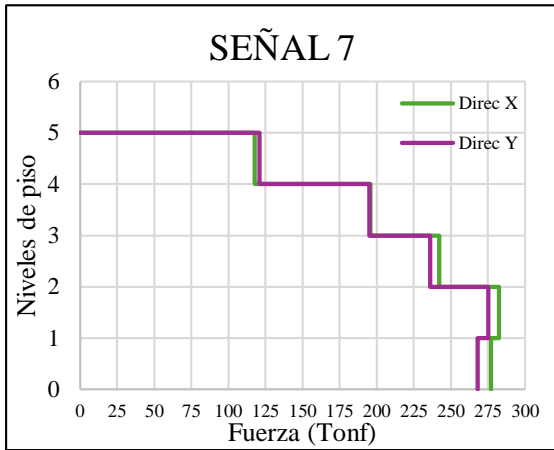
Fuente: Autores

En el análisis de los desplazamientos registrados para cada estación, se identificaron los valores máximos y mínimos en cada dirección. El mayor desplazamiento en la dirección X corresponde a la estación ACH2, con un valor de 14.66 cm, mientras que el menor desplazamiento en esta dirección se observó en la estación MATANZAS, con un valor de 13.05 cm. Por otro lado, en la dirección Y, el mayor desplazamiento fue registrado en la estación APED, con un valor de 14.00 cm, y el menor desplazamiento en esta dirección se detectó en la estación APLA, con un valor de 12.05 cm. Estos resultados permiten caracterizar las variaciones de desplazamiento según las diferentes señales sísmicas.

A continuación se presentan las gráficas de fuerzas cortantes para cada uno de los registros sísmicos:

Figura 59. Fuerzas cortantes de la estructura– Análisis no lineal tiempo historia (sismo de 475 años)





Fuente: Autores

En la **Tabla 36** se presentan las fuerzas cortantes máximas para cada dirección de análisis.

Tabla 36. Fuerzas cortantes por estaciones (Sismo 475 años)

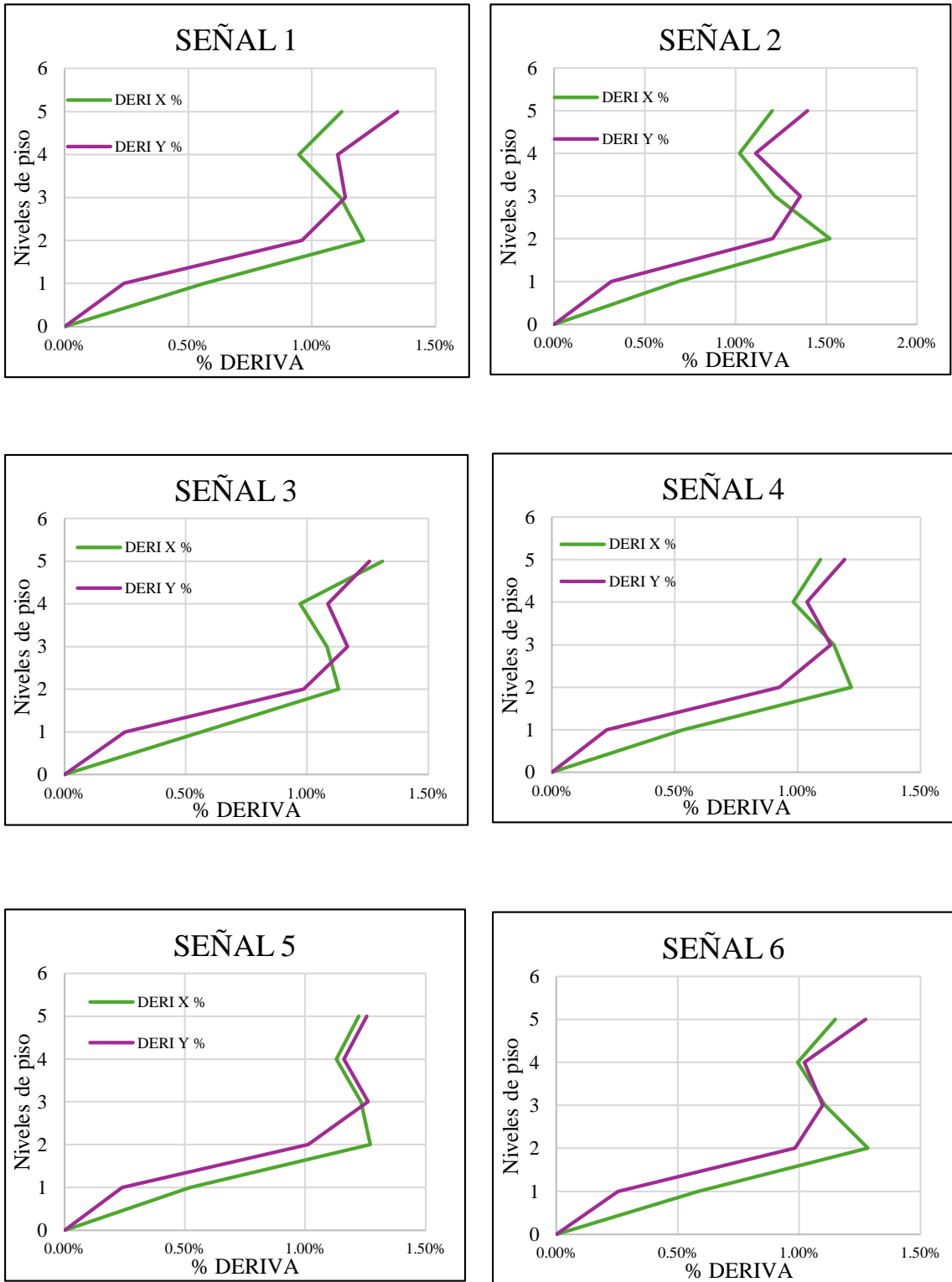
<i>SEÑAL</i>	<i>ESTACION</i>	<i>FUERZA (Tonf)</i>	
		X	Y
1	AC07	298.86	274.11
2	ACH1	378.32	389.88
3	ACH2	284.27	270.72
4	AGYE	269.15	245.20
5	APED	271.71	266.27
6	APLA	310.68	299.60
7	APO1	282.40	275.03
8	ARNL	287.33	258.51
9	ASDO	279.40	256.25
10	GYKA	294.02	242.23
11	MATANZAS	283.82	290.01
12	TAC002	275.40	263.21
Máxima Fuerza Cortante		378.32	389.88

Fuente: Autores

En el análisis de las fuerzas cortantes máximas registradas en la estructura para cada dirección, se identificó que la mayor fuerza cortante en la dirección X corresponde a la estación ACH1, con un valor de 378.32 Tonf, mientras que la menor fuerza cortante en esta dirección se presentó en la estación AGYE, con un valor de 269.15 Tonf. En la dirección Y, la mayor fuerza cortante también se registró en la estación ACH1, alcanzando un valor de 389.88 Tonf, mientras que el valor más bajo fue observado en la estación GYKA, con 242.23 Tonf.

A continuación se presentan en gráficas los resultados de derivas de entrepiso para cada uno de los registros sísmicos:

Figura 60. Derivas de entrepiso de la estructura– Análisis no lineal tiempo historia
(sismo de 475 años)



En la **Tabla 37** se presentan las derivas de entrepiso máximas para cada dirección de análisis.

Tabla 37. Derivas de entrepiso por estaciones (Sismo 475 años)

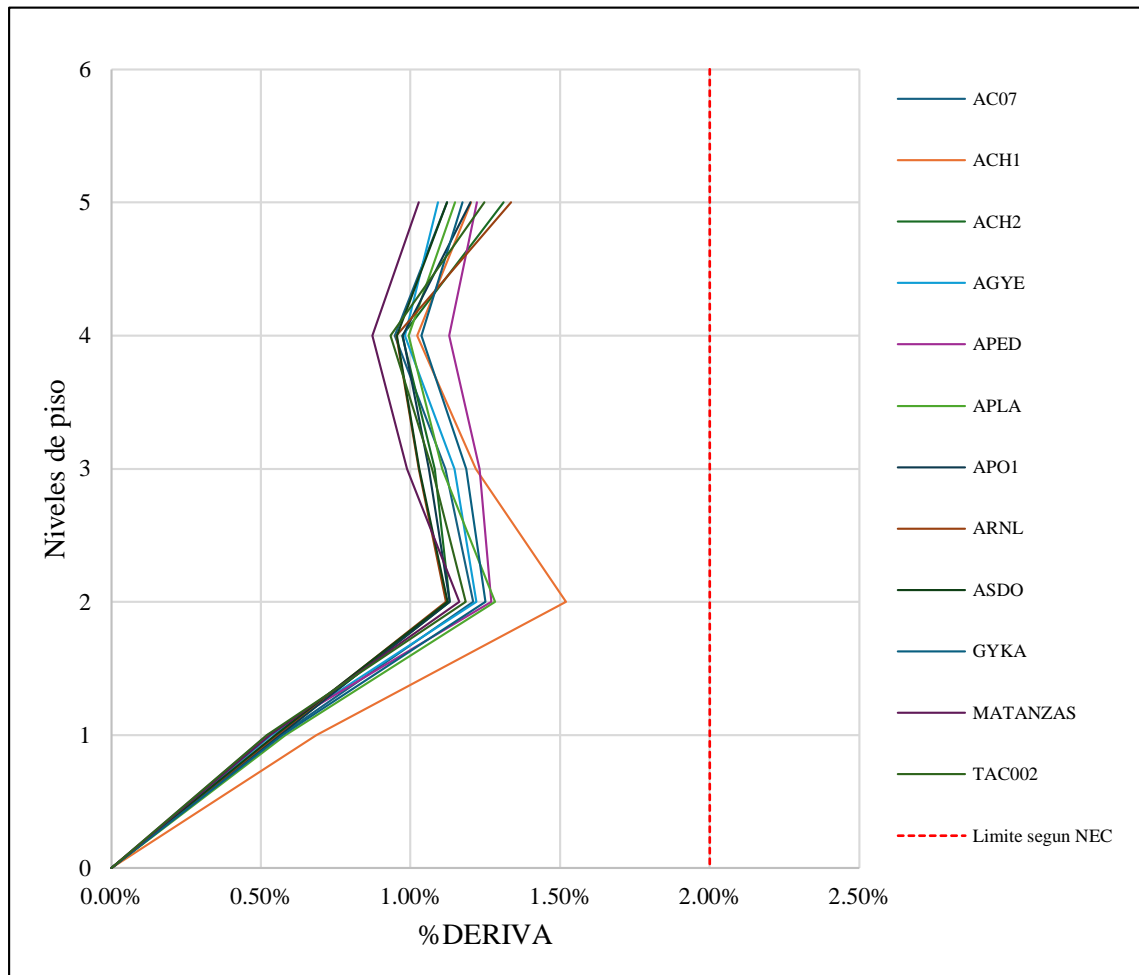
<i>SEÑAL</i>	<i>ESTACION</i>	<i>%DERIVA</i>	
		X	Y
1	AC07	1.21%	1.35%
2	ACH1	1.52%	1.40%
3	ACH2	1.31%	1.26%
4	AGYE	1.22%	1.19%
5	APED	1.27%	1.26%
6	APLA	1.28%	1.27%
7	APO1	1.20%	1.26%
8	ARNL	1.34%	1.24%
9	ASDO	1.12%	1.24%
10	GYKA	1.25%	1.27%
11	MATANZAS	1.16%	1.22%
12	TAC002	1.25%	1.20%
Máxima Deriva		1.52%	1.40%

Fuente: Autores

En el análisis de los porcentajes de deriva registrados, se identificó que el valor máximo en la dirección X corresponde a la estación ARNL, con una deriva del 1.34%, mientras que el valor mínimo se presentó en la estación MATANZAS, con un 1.03%. Por otro lado, en la dirección Y, la máxima deriva fue registrada en la estación ACH1, alcanzando un 1.40%, y el valor mínimo se observó en la estación AGYE, con un 1.19%. Estos resultados permiten evaluar el comportamiento de la estructura en términos de deformaciones relativas, identificando las estaciones con mayores demandas de desplazamiento respecto a su altura.

El siguiente paso consiste en comparar las derivas obtenidas a partir de los 12 registros sísmicos con el límite del 2% establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción para las dos direcciones de análisis. Para ello, en la **Figura 61** se ilustra los resultados de las derivas del caso de análisis en cuestión.

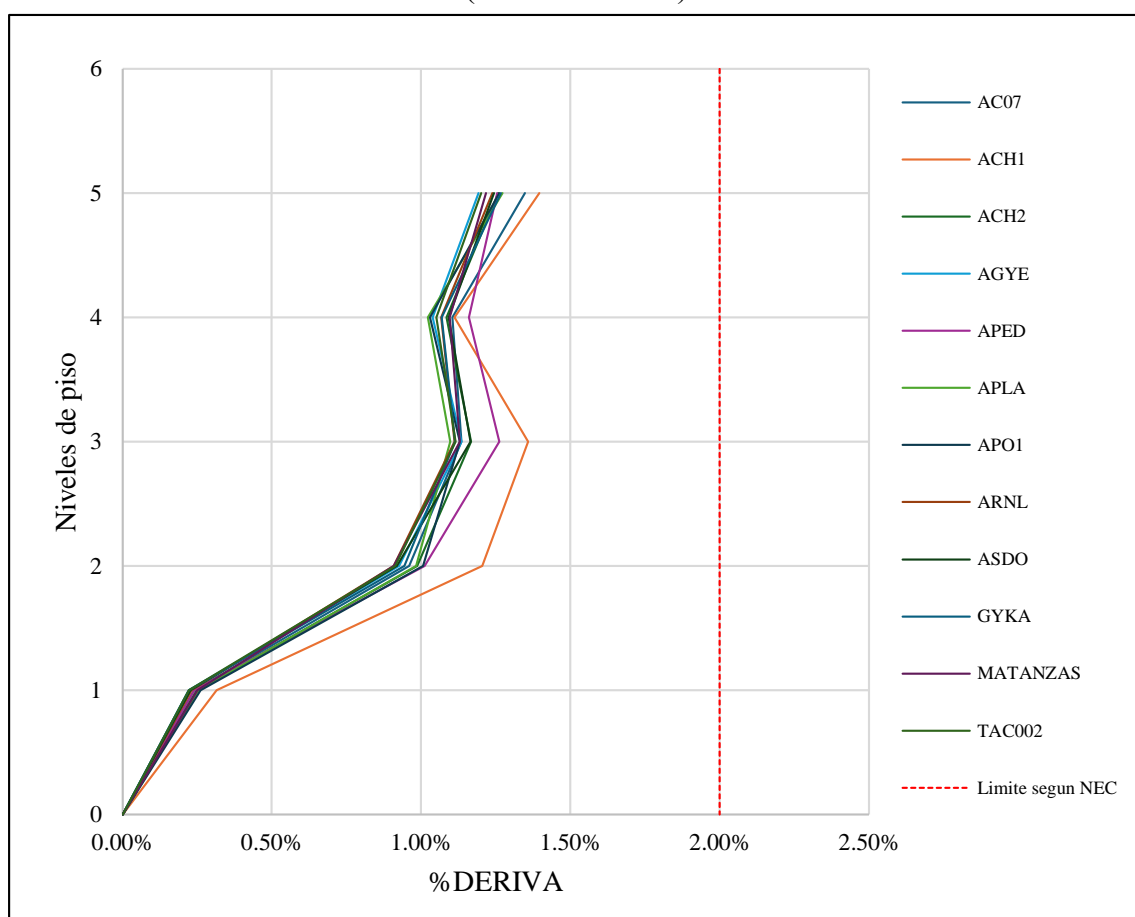
Figura 61. Derivas de entrepiso de la estructura en la dirección X vs. Límite NEC
(Sismo 475 años)



Fuente: Autores

La mayor deriva registrada en la dirección X es de 1.52%, la cual se presenta en el análisis correspondiente a la estación ACH1. Este valor máximo se localiza en el segundo nivel de la estructura objeto de estudio, indicando que este nivel experimenta la mayor deformación relativa en comparación con su altura dentro del rango evaluado. Sin embargo, este valor no supera el límite del 2% establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, lo que sugiere que la estructura cumple con los requisitos normativos en términos de derivas permitidas.

Figura 62. Derivas de entropiso de la estructura en la dirección Y vs. Límite NEC
(Sismo 475 años)



Fuente: Autores

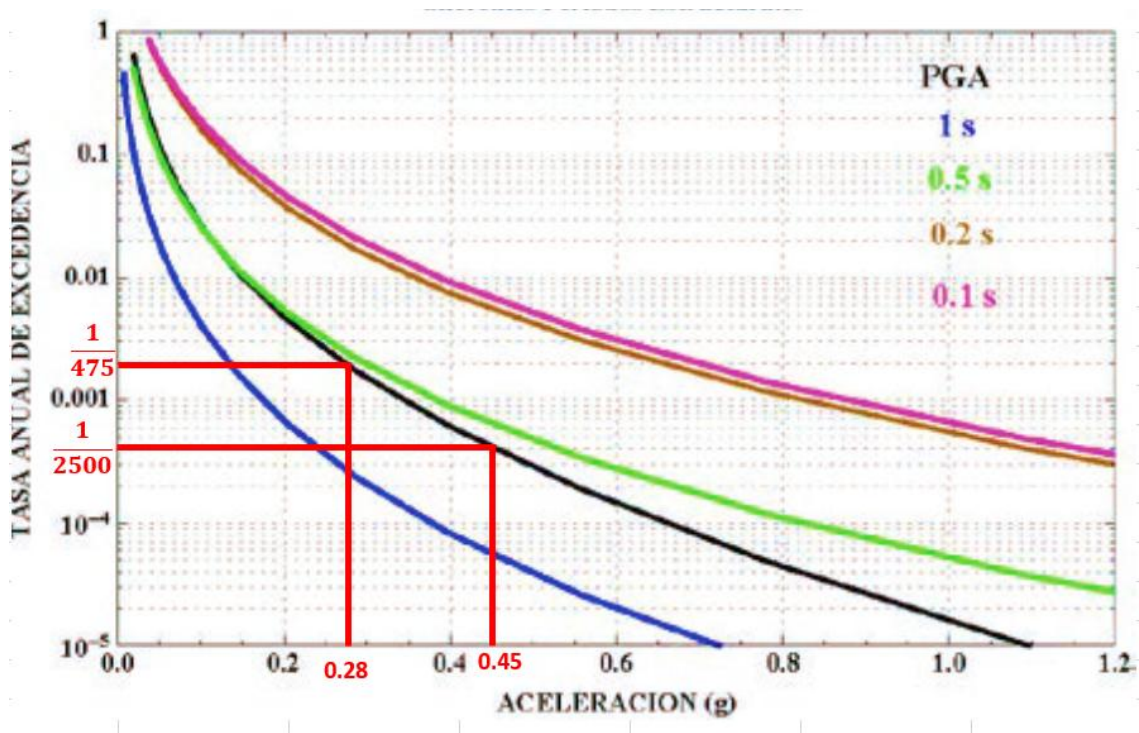
La mayor deriva registrada en la dirección Y es de 1.40%, la cual se presenta en el análisis correspondiente a la estación ACH1. Este valor máximo se localiza en el quinto nivel de la estructura objeto de estudio, indicando que este nivel experimenta la mayor deformación relativa en comparación con su altura dentro del rango evaluado. Sin embargo, este valor no supera el límite del 2% establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, lo que confirma que la estructura cumple con los requisitos normativos en términos de derivas permitidas.

Resultados post-análisis (SISMO 2500 años)

Una vez concluido el análisis para la demanda sísmica espectro-compatibilizada con el sismo de diseño de 475 años para Morona Santiago, se debe realizar el mismo análisis para el sismo muy raro de periodo de retorno de 2500 años.

Para escalar los registros sísmicos se requiere determinar la relación entre aceleraciones obtenidas de la curva de peligro sísmico de la provincia donde se encuentra la estructura objeto de estudio. En la **Figura 63** se presenta el procedimiento para la obtención del cociente.

Figura 63. Curvas de peligro sísmico, Macas



Fuente: Autores

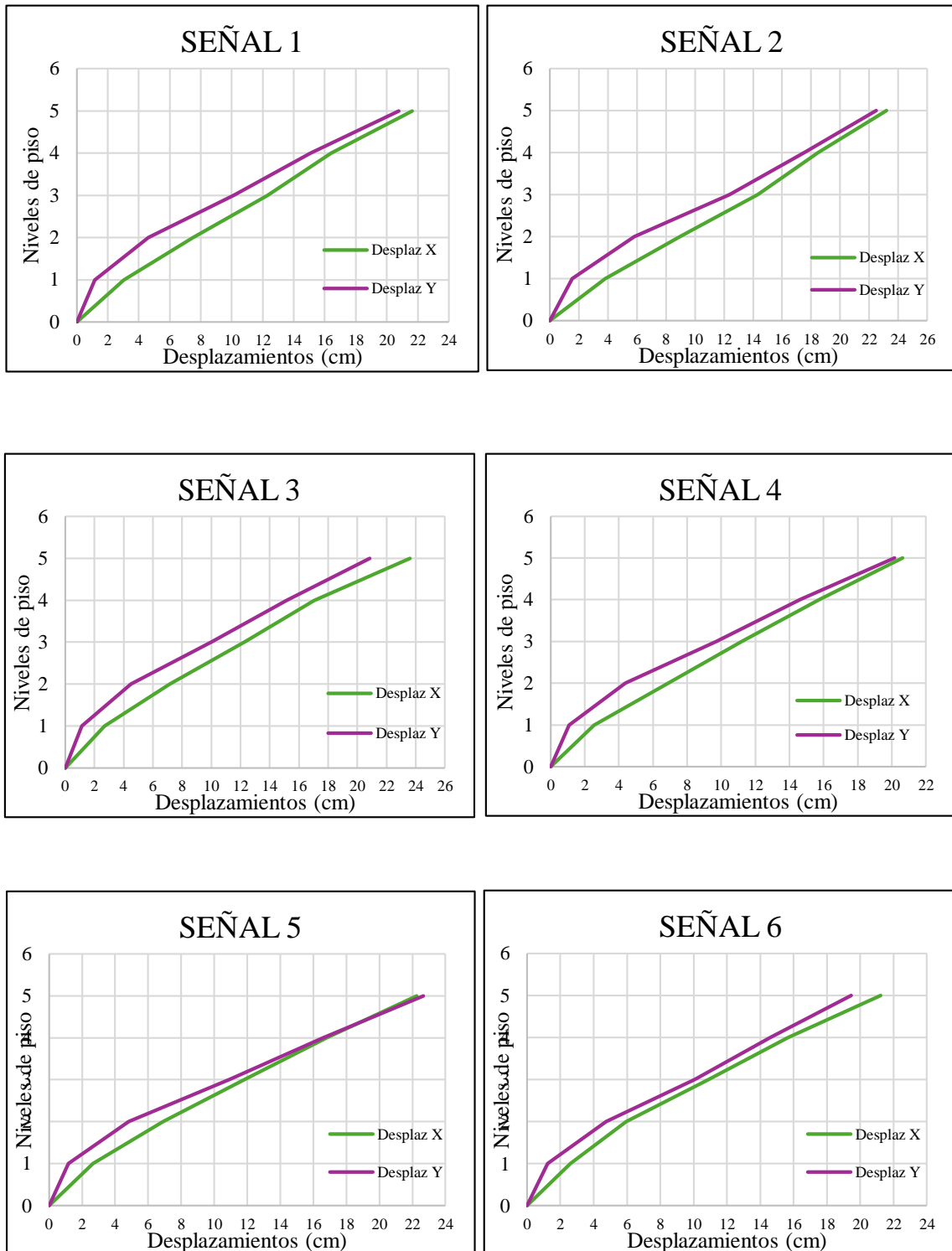
$$\text{Factor de escala} = \frac{0.45}{0.25} = 1.607$$

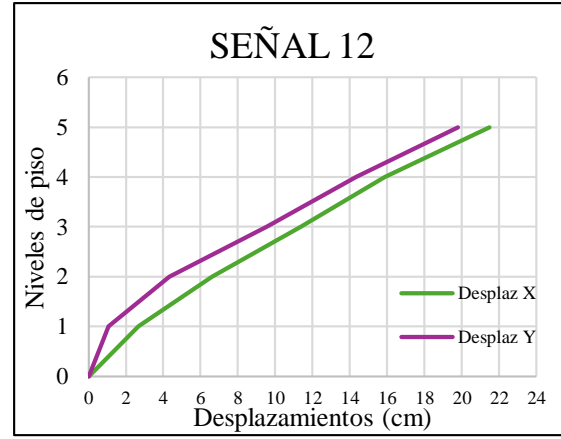
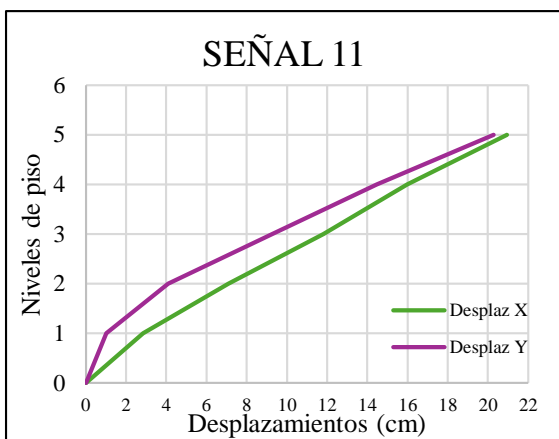
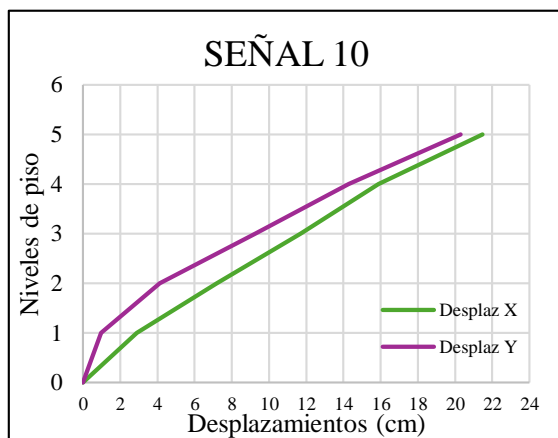
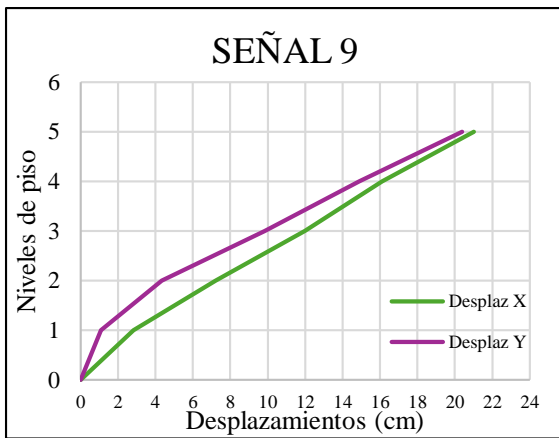
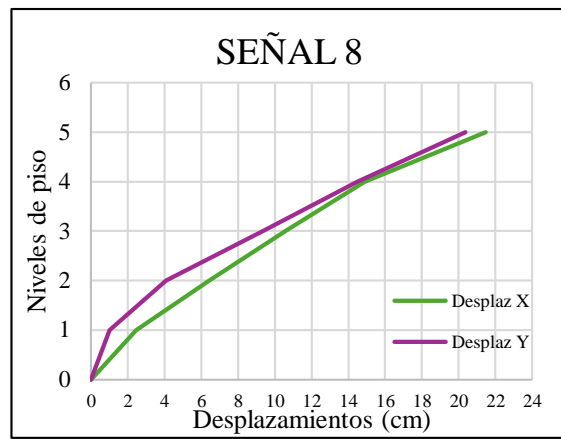
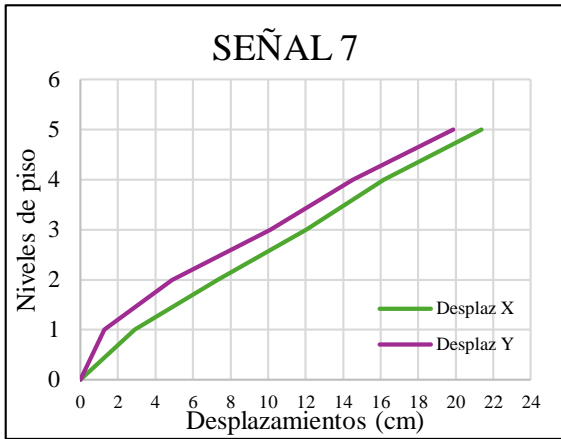
El factor que se utilizará para pasar del sismo raro de 475 años al sismo muy raro de 2500 años es 1.607. Para aplicarlo se debe multiplicar este factor por cada uno de los casos de carga asignados para los doce registros sísmicos, en ambas direcciones.

Se presentarán los resultados del análisis en graficas que resumen las distorsiones generadas por las demandas sísmicas, se debe resaltar que cada grafica contiene la respuesta estructural máxima de cada una de las direcciones de análisis de la estructura.

A continuación se muestran los resultados de los desplazamientos máximos de la estructura para los registros escalados al sismo de 2500 años:

Figura 64. Desplazamientos de la estructura– Análisis no lineal tiempo historia (sismo de 2500 años)





Fuente: Autores

En la **Tabla 38** se presentan los desplazamientos máximos para cada dirección de análisis.

Tabla 38. Desplazamientos por estaciones (Sismo 2500 años)

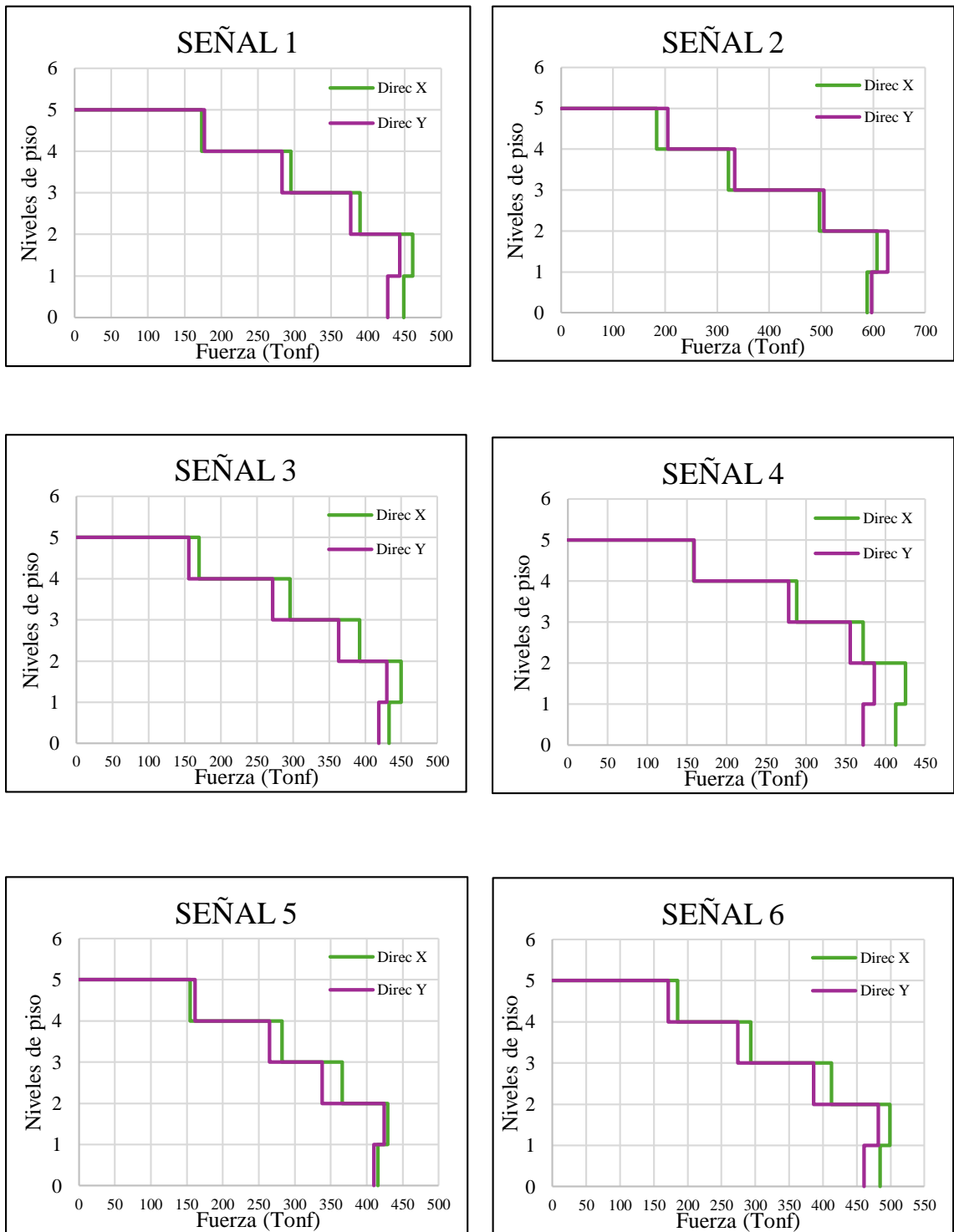
<i>SEÑAL</i>	<i>ESTACION</i>	<i>DESPLAZAMIENTOS</i>	
		<i>(cm)</i>	
		X	Y
1	AC07	21.63	20.76
2	ACH1	23.20	22.47
3	ACH2	23.60	20.85
4	AGYE	20.62	20.15
5	APED	22.26	22.66
6	APLA	21.22	19.45
7	APO1	21.37	19.86
8	ARNL	21.46	20.37
9	ASDO	21.01	20.40
10	GYKA	21.48	20.29
11	MATANZAS	20.95	20.27
12	TAC002	21.49	19.80
	Máximo desplazamiento	23.60	22.66

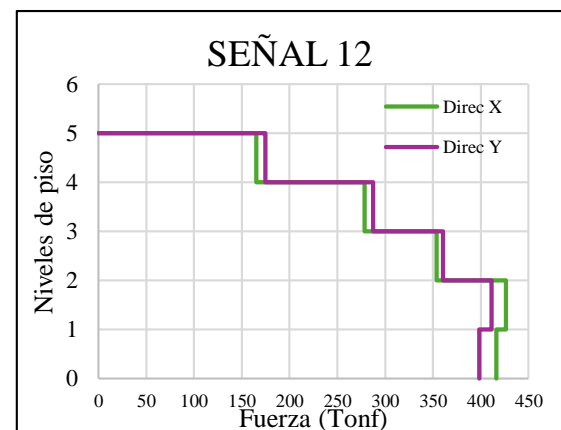
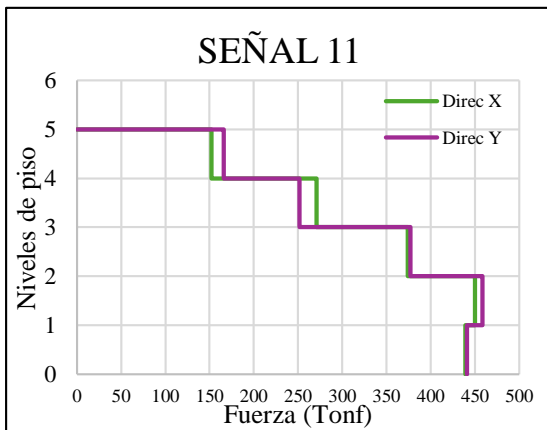
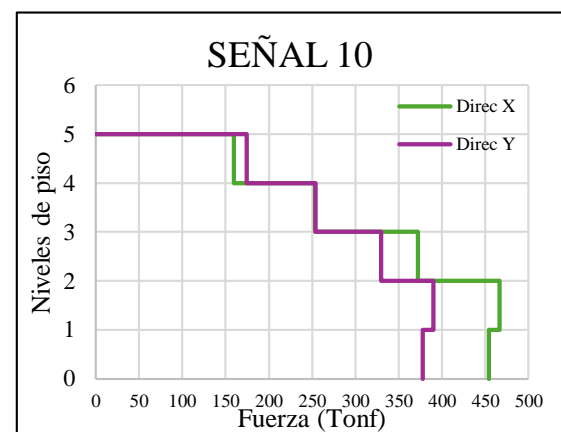
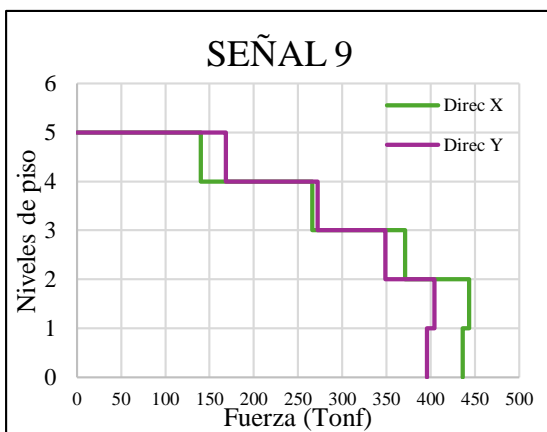
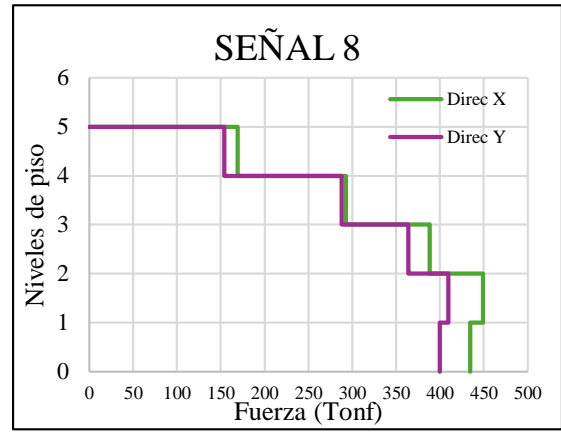
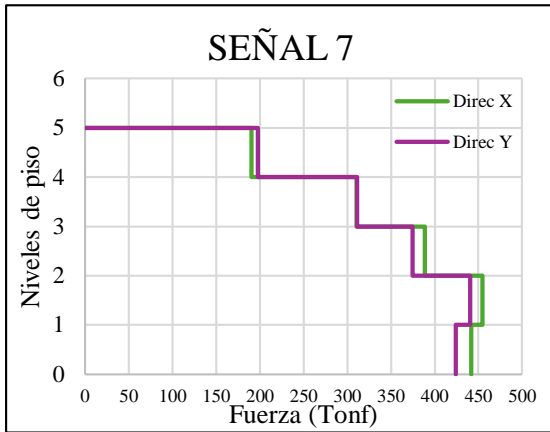
Fuente: Autores

En el análisis de los desplazamientos registrados para cada estación, se identificaron los valores máximos y mínimos en cada dirección. El mayor desplazamiento en la dirección X corresponde a la estación ACH2, con un valor de 23.60 cm, mientras que el menor desplazamiento en esta dirección se observó en la estación AGYE, con un valor de 20.62 cm. Por otro lado, en la dirección Y, el mayor desplazamiento fue registrado en la estación APED, con un valor de 22.66 cm, y el menor desplazamiento en esta dirección se detectó en la estación APLA, con un valor de 19.45 cm. Estos resultados permiten caracterizar las variaciones de desplazamiento según las diferentes señales sísmicas.

A continuación, se presentan las gráficas de fuerzas cortantes para cada uno de los registros sísmicos:

Figura 65. Fuerzas cortantes de la estructura– Análisis no lineal tiempo historia (sismo de 475 años)





Fuente: Autores

En la **Tabla 39** se presentan las fuerzas cortantes máximas para cada dirección de análisis.

Tabla 39. Fuerzas cortantes por estaciones (Sismo 2500 años)

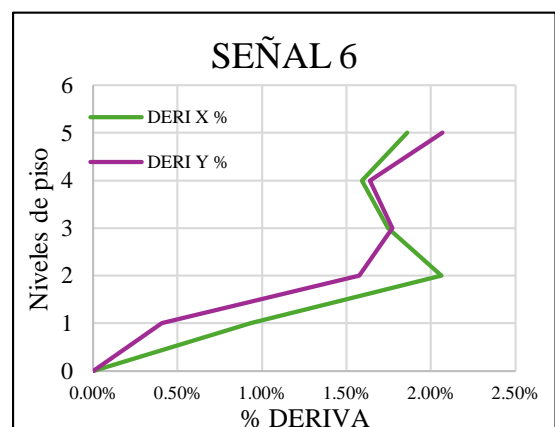
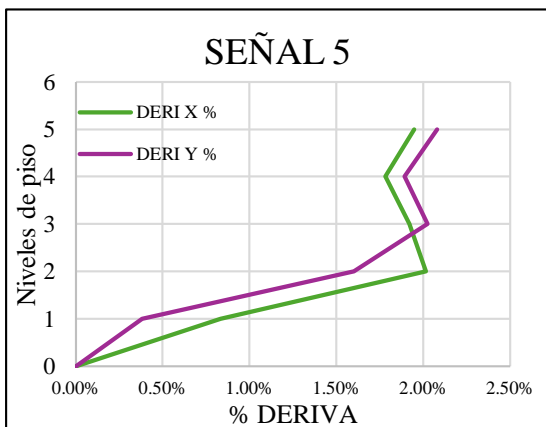
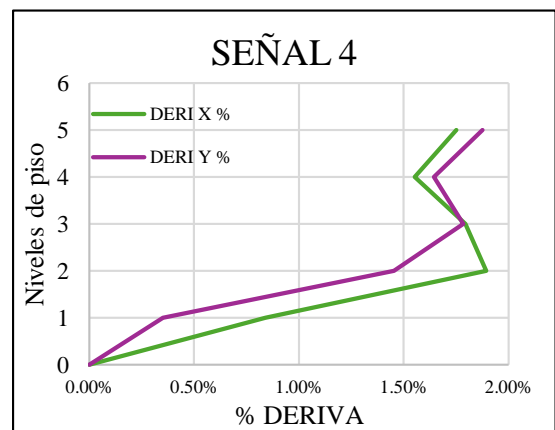
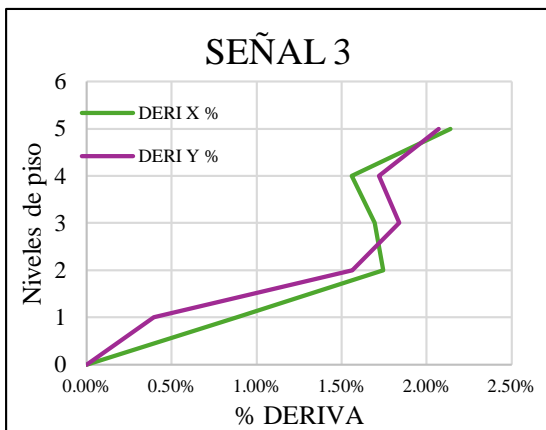
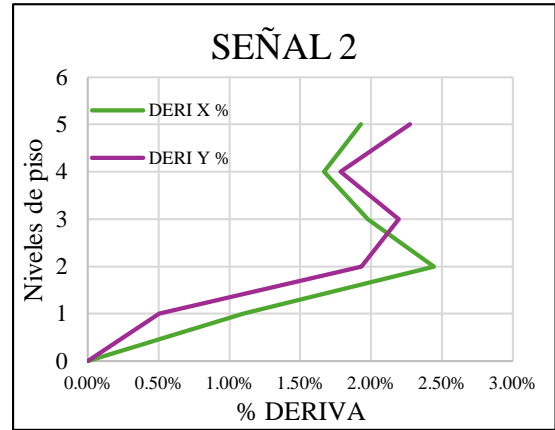
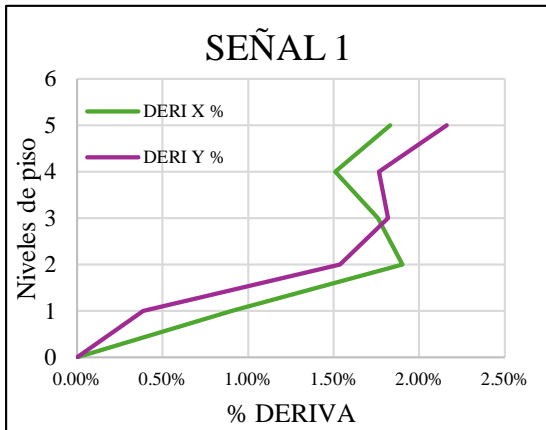
<i>SEÑAL</i>	<i>ESTACION</i>	<i>FUERZA (Tonf)</i>	
		X	Y
1	AC07	460.88	443.37
2	ACH1	607.53	627.72
3	ACH2	449.49	430.19
4	AGYE	425.03	386.02
5	APED	415.62	409.96
6	APLA	498.78	481.82
7	APO1	454.39	440.59
8	ARNL	448.91	409.80
9	ASDO	443.72	404.34
10	GYKA	466.21	389.90
11	MATANZAS	450.20	458.71
12	TAC002	426.08	411.17
	Máximo Fuerza cortante	607.53	627.72

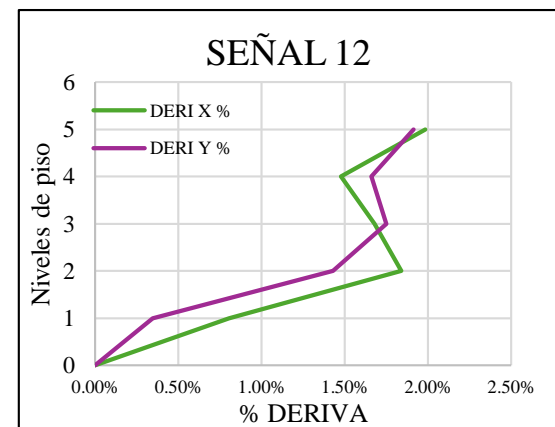
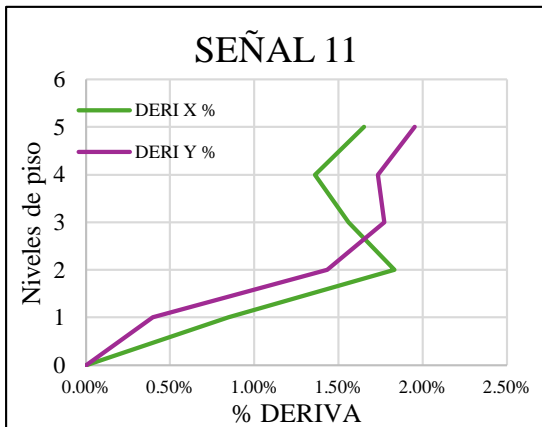
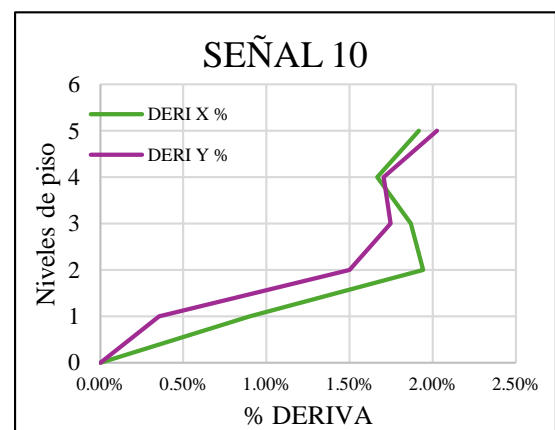
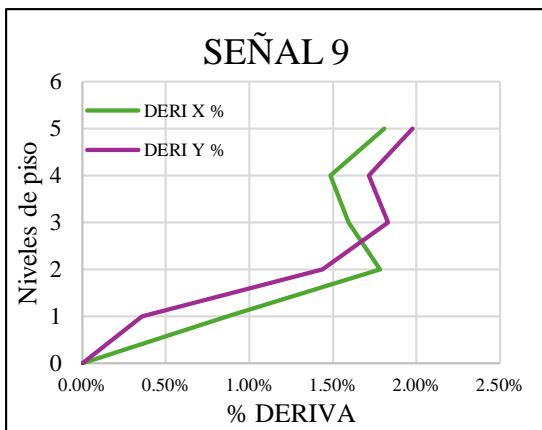
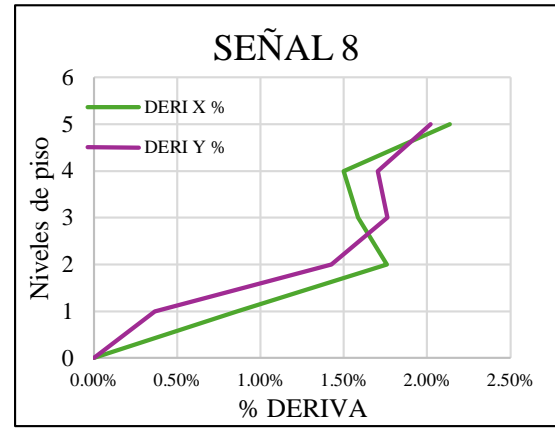
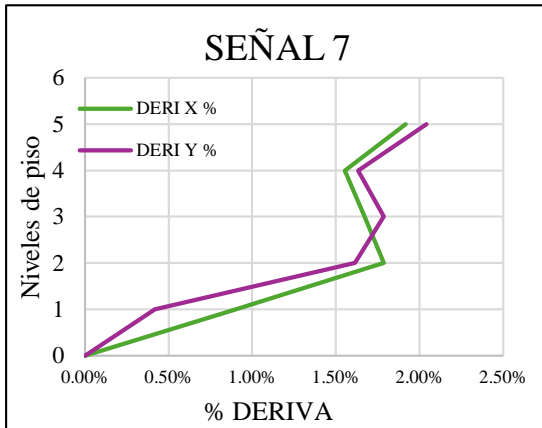
Fuente: Autores

En el análisis de las fuerzas cortantes máximas registradas en la estructura para cada dirección, se identificó que la mayor fuerza cortante en la dirección X corresponde a la estación ACH1, con un valor de 604.53 Tonf, mientras que la menor fuerza cortante en esta dirección se presentó en la estación APED, con un valor de 415.62 Tonf. En la dirección Y, la mayor fuerza cortante también se registró en la estación ACH1, alcanzando un valor de 627.72 Tonf, mientras que el valor más bajo fue observado en la estación AGYE, con 386.02 Tonf.

A continuación se presentan en gráficas los resultados de derivas de entrepiso para cada uno de los registros sísmicos:

Figura 66. Derivas de entrepiso de la estructura– Análisis no lineal tiempo historia
(sismo de 2500 años)





Fuente: Autores

En la **Tabla 40** se presentan las derivas de entrepiso máximas para cada dirección de análisis.

Tabla 40. Derivas de entrepiso por estaciones (Sismo 2500 años)

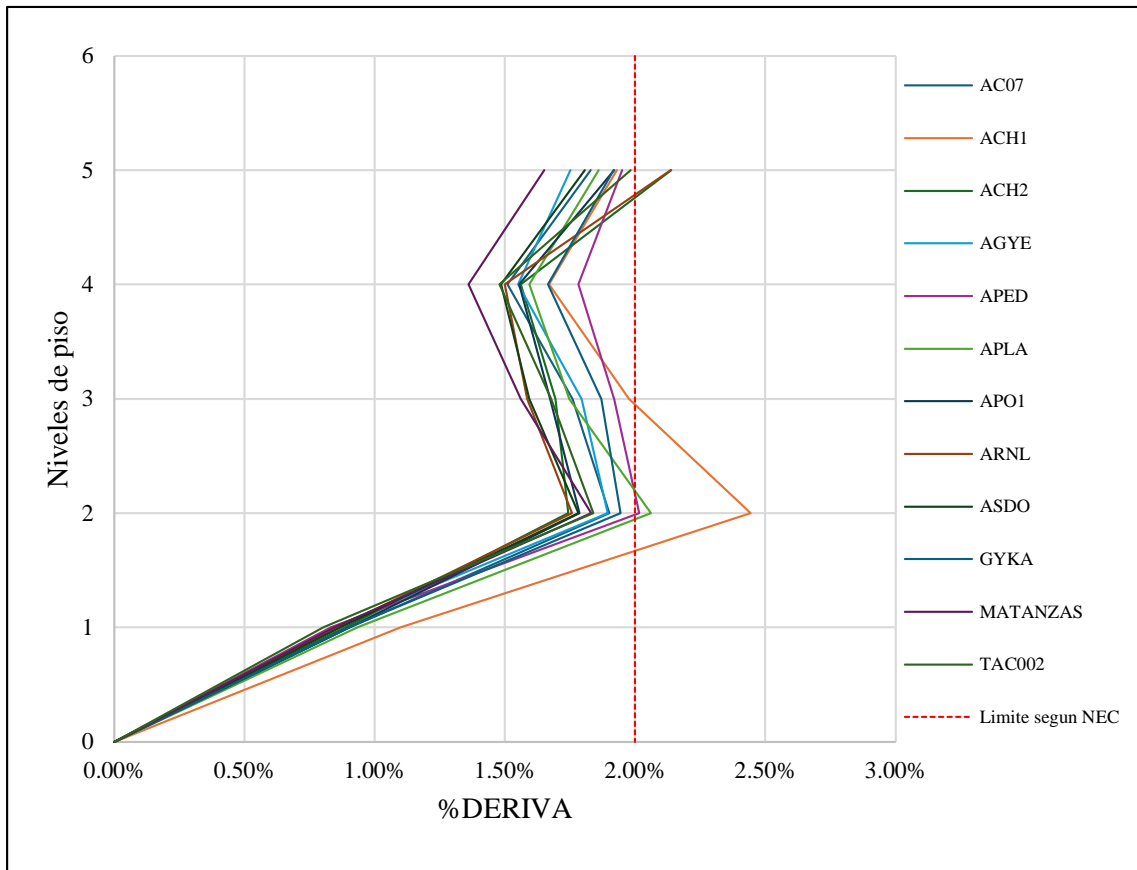
<i>SEÑAL</i>	<i>ESTACION</i>	<i>%DERIVA</i>	
		X	Y
1	AC07	1.90%	2.16%
2	ACH1	2.44%	2.27%
3	ACH2	2.14%	2.07%
4	AGYE	1.90%	1.88%
5	APED	2.02%	2.08%
6	APLA	2.06%	2.07%
7	APO1	1.92%	2.04%
8	ARNL	2.14%	2.02%
9	ASDO	1.81%	1.98%
10	GYKA	1.94%	2.03%
11	MATANZAS	1.83%	1.95%
12	TAC002	1.98%	1.91%
	Máxima deriva	2.44%	2.27%

Fuente: Autores

En el análisis de los porcentajes de deriva registrados, se identificó que el valor máximo en la dirección X corresponde a la estación ACH1, con una deriva del 2.44%, mientras que el valor mínimo se presentó en la estación ASDO, con un 1.81%. Por otro lado, en la dirección Y, la máxima deriva fue registrada en la estación ACH1, alcanzando un 2.27%, y el valor mínimo se observó en la estación AGYE, con un 1.88%. Estos resultados permiten evaluar el comportamiento de la estructura en términos de deformaciones relativas, identificando las estaciones con mayores demandas de desplazamiento respecto a su altura.

El siguiente paso consiste en comparar las derivas obtenidas a partir de los 12 registros sísmicos con el límite del 2% establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción para las dos direcciones de análisis. Para ello, se presenta a continuación una gráfica ilustrativa que facilita la visualización de esta comparación:

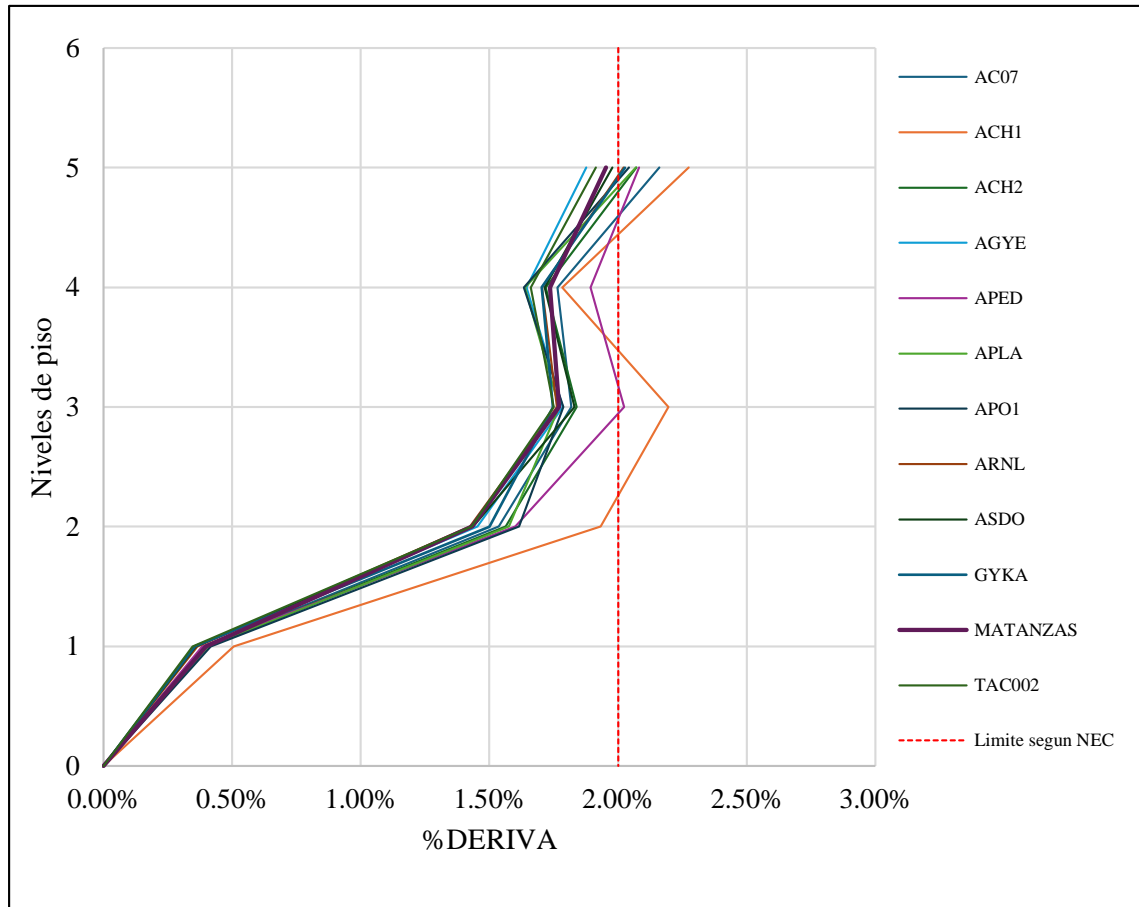
Figura 67. Derivas de entrepiso de la estructura en la dirección X vs. Límite NEC
(Sismo 2500 años)



Fuente: Autores

La mayor deriva registrada en la dirección X es de 2.44%, la cual se presenta en el análisis correspondiente a la estación ACH1. Este valor máximo se localiza en el segundo nivel de la estructura objeto de estudio, indicando que este nivel experimenta la mayor deformación relativa en comparación con su altura dentro del rango evaluado. Este valor supera el límite del 2% establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), lo que sugiere que la estructura no cumple con los requisitos normativos para el sismo de 2500 años.

Figura 68. Derivas de entrepiso de la estructura en la dirección X vs. Límite NEC
(Sismo 2500 años)



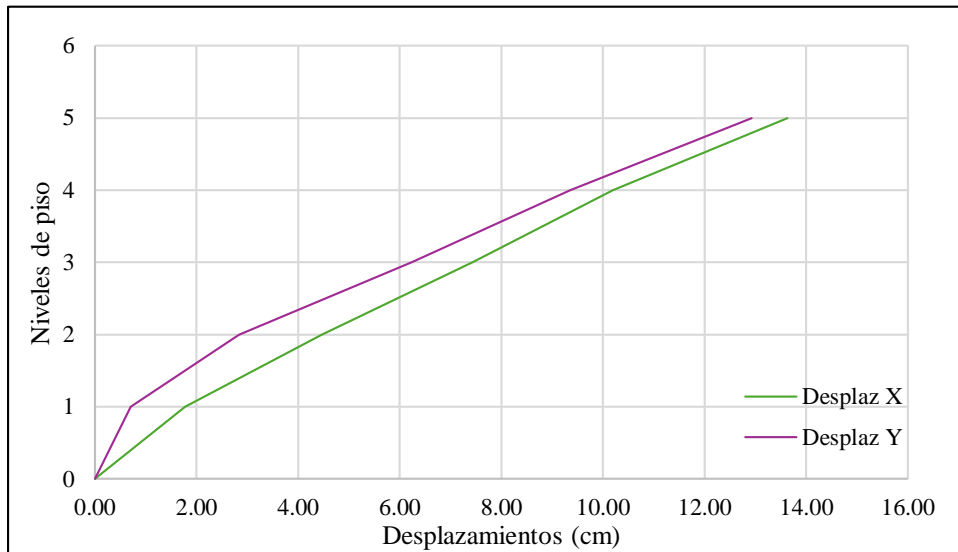
Fuente: Autores

La mayor deriva registrada en la dirección Y es de 2.27%, la cual se presenta en el análisis correspondiente a la estación ACH1. Este valor máximo se localiza en el quinto nivel de la estructura objeto de estudio, indicando que este nivel experimenta la mayor deformación relativa en comparación con su altura dentro del rango evaluado. Este valor supera el límite del 2% establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), lo que sugiere que la estructura no cumple con los requisitos normativos para el sismo de 2500 años.

Promedios de las respuestas estructurales

Para la estructura se obtuvieron los siguientes datos:

Figura 69. Desplazamientos promedio de la estructura (Sismo 475 años)



Fuente: Autores

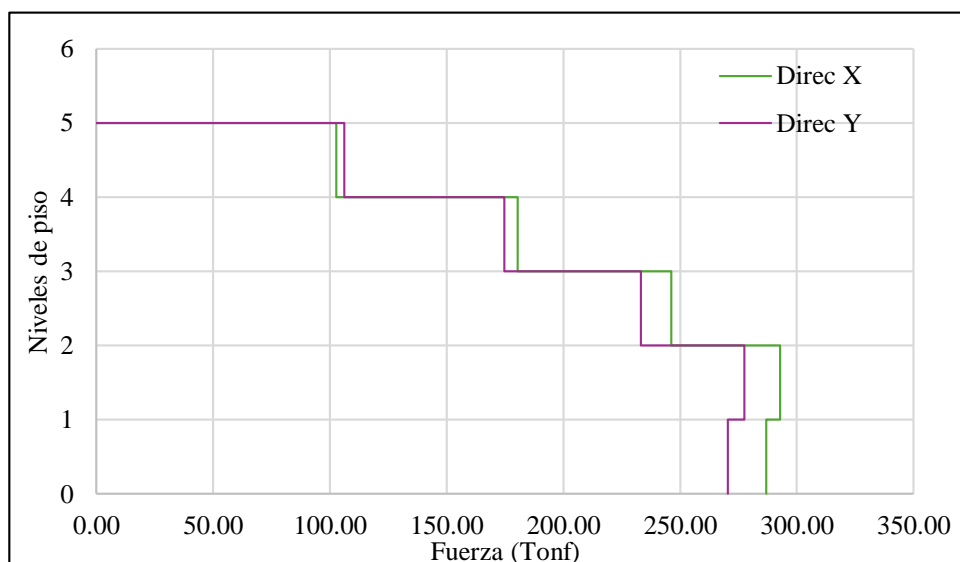
Tabla 41. Desplazamientos promedio de la estructura (Sismo 475 años)

<i>NIVEL</i>	<i>DESPLAZAMIENTOS PROMEDIOS (cm)</i>	
	<i>X</i>	<i>Y</i>
5	13.63	12.93
4	10.20	9.36
3	7.44	6.24
2	4.46	2.83
1	1.78	0.70
0	0.00	0.00
<i>Máximo desplazamiento</i>	13.63	12.93

Fuente: Autores

Para el caso de análisis de un sismo raro, el promedio de los desplazamientos resultó ser de 13.63 cm y 12.93 cm para las direcciones X y Y respectivamente, ubicados en el quinto nivel. Lo que significa que el promedio que refleja el comportamiento general de la estructura, representa el 93% de la demanda máxima en X y el 92% en Y, con respecto a los máximos desplazamientos obtenidos.

Figura 70. Fuerzas cortantes promedio de la estructura (Sismo 475 años)



Fuente: Autores

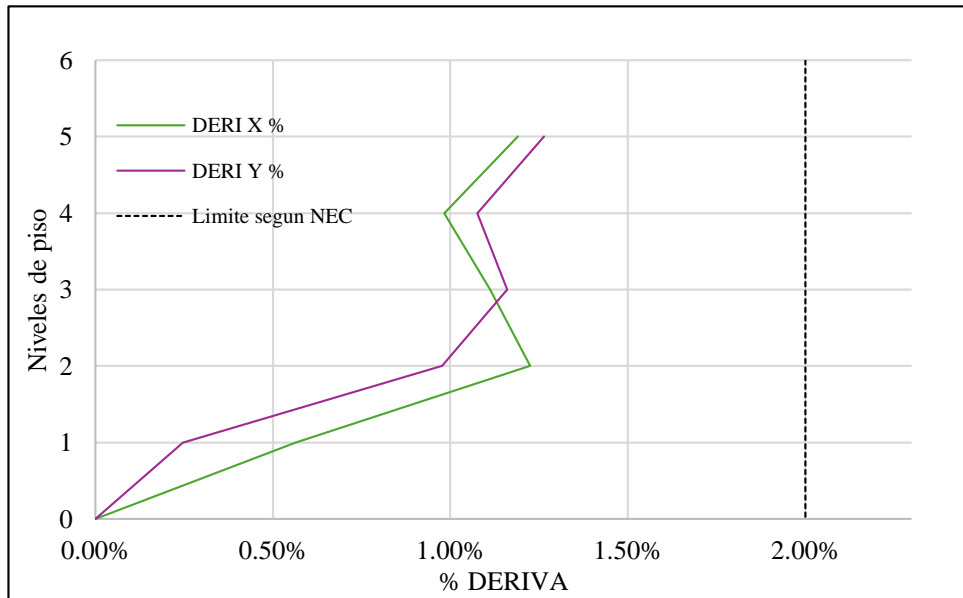
Tabla 42. Fuerzas cortantes promedio de la estructura (Sismo 475 años)

NIVEL	FUERZA PROMEDIO (Tonf)	
	X	Y
5	102.79	106.26
4	180.41	174.80
3	246.17	233.22
2	292.95	277.59
1	286.99	270.34
0	0.00	0.00
Máxima Fuerza	292.95	277.59

Fuente: Autores

Por otro lado, el promedio de las fuerzas cortantes resultó ser de 292.95 Tonf y 277.59 Tonf para las direcciones X y Y respectivamente, ubicadas en el segundo nivel. Lo que significa que el promedio que refleja el comportamiento general de la estructura, representa el 77% de la demanda máxima en X y el 71% en Y, según la cortante máxima vista en la **Tabla 36**.

Figura 71. Derivas promedio de la estructura (Sismo 475 años)



Fuente: Autores

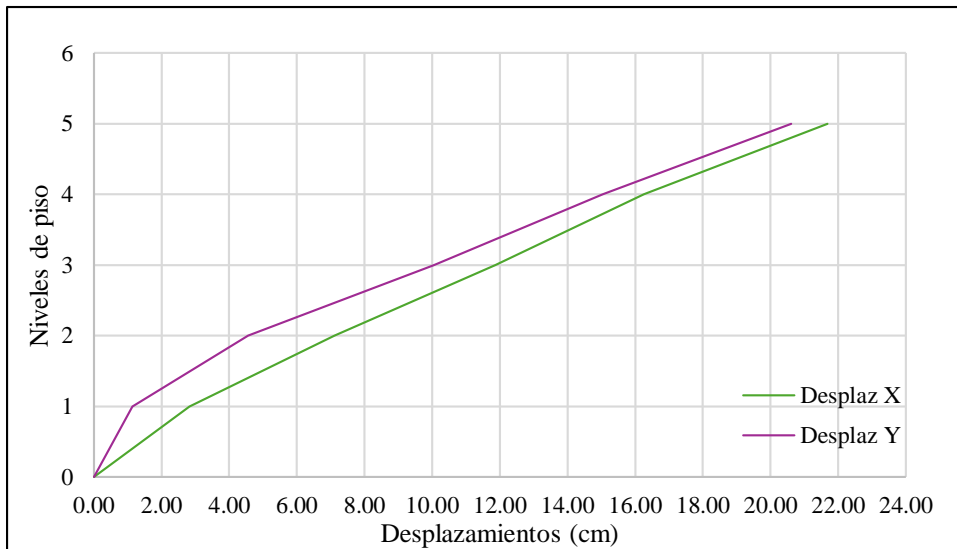
Tabla 43. Derivas promedio de la estructura (Sismo 475 años)

<i>NIVEL</i>	<i>%DERIVA PROMEDIO</i>	
	<i>X</i>	<i>Y</i>
5	1.19%	1.26%
4	0.98%	1.08%
3	1.11%	1.16%
2	1.23%	0.98%
1	0.56%	0.25%
0	0.00%	0.00%
Máxima deriva	1.23%	1.26%

Fuente: Autores

Con respecto los resultados de derivas en la **Tabla 37**, el promedio de las derivas resultó ser de 1.23% y 1.26% para las direcciones X y Y, ubicadas en el segundo y quinto nivel respectivamente. Lo que significa que el promedio que refleja el comportamiento general de la estructura, representa el 81% de la demanda máxima en X y el 90% en Y.

Figura 72. Desplazamientos promedio de la estructura (Sismo 2500 años)



Fuente: Autores

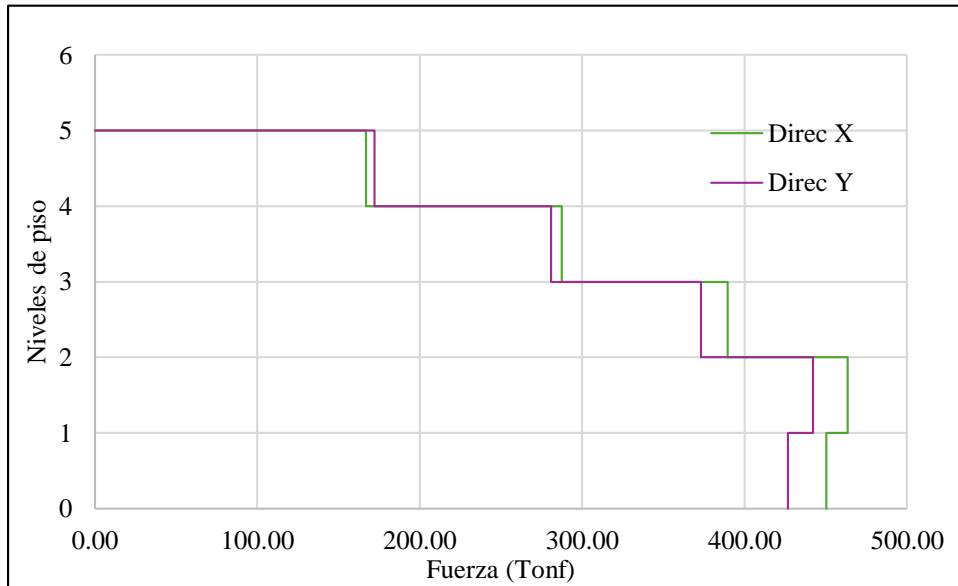
Tabla 44. Desplazamientos promedio de la estructura (Sismo 2500 años)

<i>NIVEL</i>	<i>DESPLAZAMIENTOS PROMEDIOS (cm)</i>	
	X	Y
5	21.69	20.61
4	16.26	15.05
3	11.86	10.05
2	7.11	4.56
1	2.83	1.14
0	0.00	0.00
Máximo desplazamiento	21.69	20.61

Fuente: Autores

Como resultado el promedio de los desplazamientos resultó ser de 21.69 cm y 20.61 cm para las direcciones X y Y respectivamente, ubicados en el quinto nivel. Lo que significa que el promedio que refleja el comportamiento general de la estructura, representa el 91% de la demanda máxima en X y Y, véase la **Tabla 38**.

Figura 73. Fuerzas cortantes promedio de la estructura (Sismo 2500 años)



Fuente: Autores

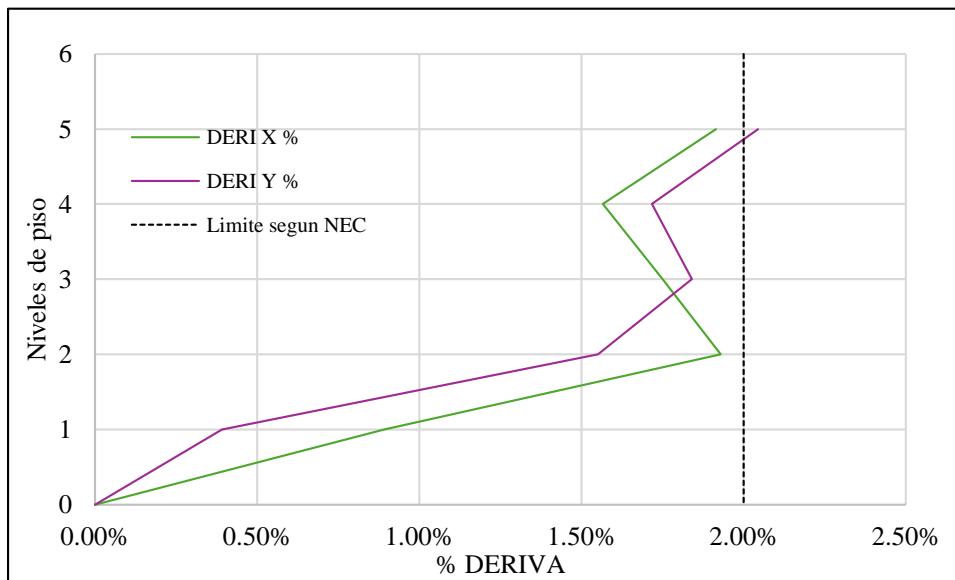
Tabla 45. Fuerzas cortantes promedio de la estructura (Sismo 2500 años)

<i>NIVEL</i>	<i>FUERZA PROMEDIO (Tonf)</i>	
	X	Y
5	166.80	172.06
4	287.35	280.86
3	389.70	373.34
2	463.39	442.30
1	450.47	426.86
0	0.00	0.00
Máxima Fuerza	463.39	442.30

Fuente: Autores

En contraste a lo mencionado en la **Tabla 39** de las máximas Fuerzas Cortantes, el promedio de las fuerzas cortantes resultó ser de 463.39 Tonf y 442.30 Tonf para las direcciones X y Y respectivamente, ubicadas en el segundo nivel. Lo que significa que el promedio que refleja el comportamiento general de la estructura, representa el 76% de la demanda máxima en X y el 70% en Y.

Figura 74. Derivas promedio de la estructura (Sismo 2500 años)



Fuente: Autores

Tabla 46. Derivas promedio de la estructura (Sismo 2500 años)

<i>NIVEL</i>	<i>%DERIVA PROMEDIO</i>	
	<i>X</i>	<i>Y</i>
5	1.92%	2.04%
4	1.57%	1.72%
3	1.75%	1.84%
2	1.93%	1.55%
1	0.89%	0.39%
0	0.00%	0.00%
Máxima deriva	1.93%	2.04%

Fuente: Autores

Según los resultados de las máximas derivas de piso (Véase **Tabla 40**), el promedio de las derivas resultó ser de 1.93% y 2.04% para las direcciones X y Y, ubicadas en el segundo y quinto nivel respectivamente. Lo que significa que el promedio que refleja el comportamiento general de la estructura, representa el 79% de la demanda máxima en X y el 90% en Y.

Comparación con parámetros de HAZUS

Según la sección 5 del *Manual técnico del modelo sísmico de Hazus* correspondiente al capítulo de *Daño físico directo*, para el caso de estudio el edificio entra en la clasificación de C1M, debido a que es una estructura del tipo marcos a momento de concreto de mediana altura.

Los resultados de las derivas obtenidas como resultado del análisis no lineal Tiempo Historia son comparados con los límites de estado de daño proporcionados por *Hazus* en la sección mencionada anteriormente. En la **Tabla 47** se presentan las derivas de entrepiso límite para algunos tipos de edificación.

Tabla 47. Derivas entre pisos en el límite del estado de daño

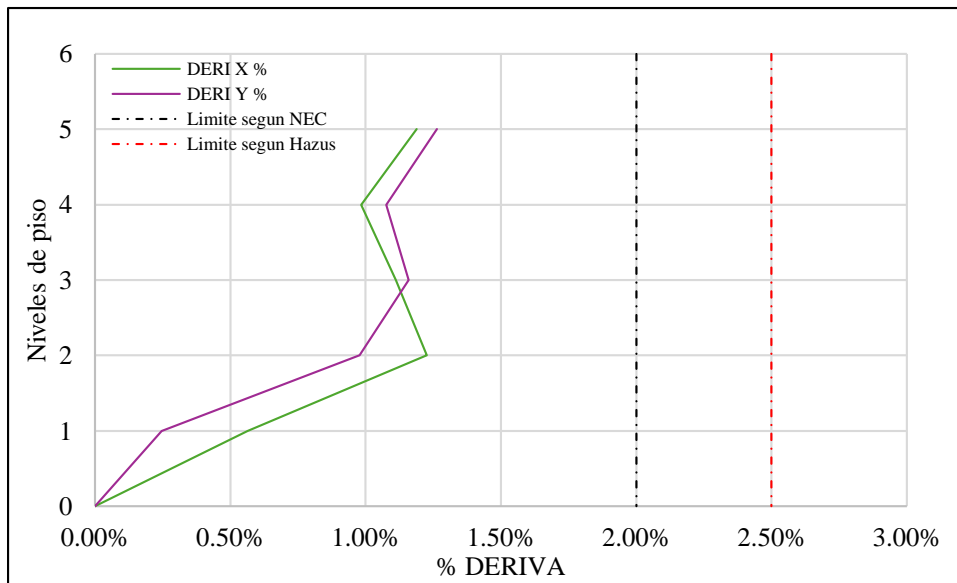
Propiedades de la edificación		Derivas entre pisos en el límite del estado de daño			
Tipo	Altura (pulgadas)	Leve	Moderada	Extensa	Completa
C1L	240	0.0063	0.0125	0.0375	0.1000
C1M	600	0.0042	0.0083	0.0250	0.0667
C1H	1440	0.0031	0.0063	0.0188	0.0500
C2L	240	0.0050	0.0125	0.0375	0.1000
C2M	600	0.0033	0.0083	0.0250	0.0667
C2H	1440	0.0025	0.0063	0.0188	0.0500

Fuente: Manual técnico del modelo sísmico de Hazus

Para el caso de estudio se determinaron los resultados de derivas de entre piso para un sismo raro y muy raro, según los tipos de sismo en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Además, en conciencia a los límites de derivas de entre piso de 2.5% y 6.67% para un comportamiento según un sismo de 475 años y 2500 años respectivamente.

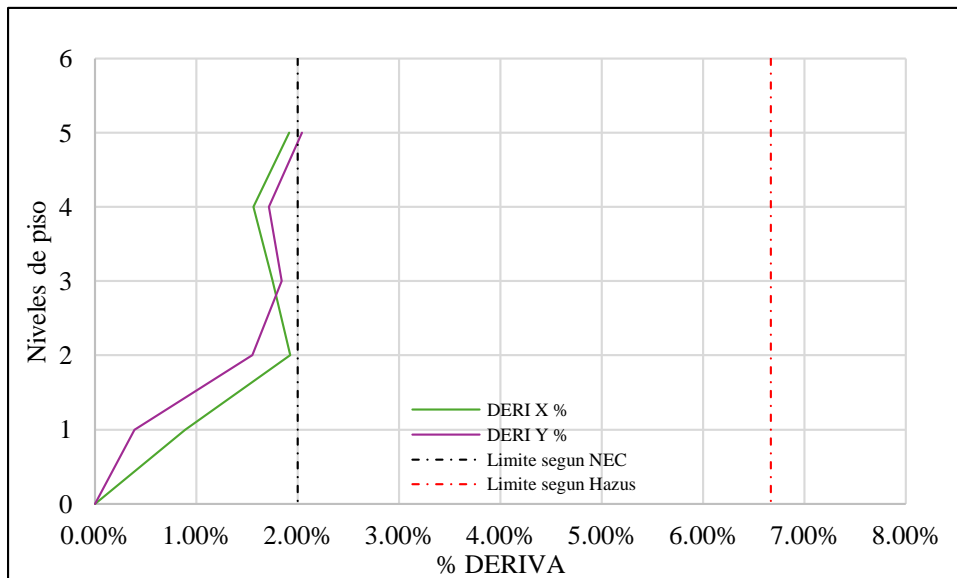
En la **Figura 75** y **Figura 76**, se representa las derivas de piso promedio de los sismos raro y muy raro en contraste a los límites de estado de daño de la Hazus.

Figura 75. Derivas promedio y estados de daño limites Según la Hazus (Sismo 475 años)



Fuente: Autores

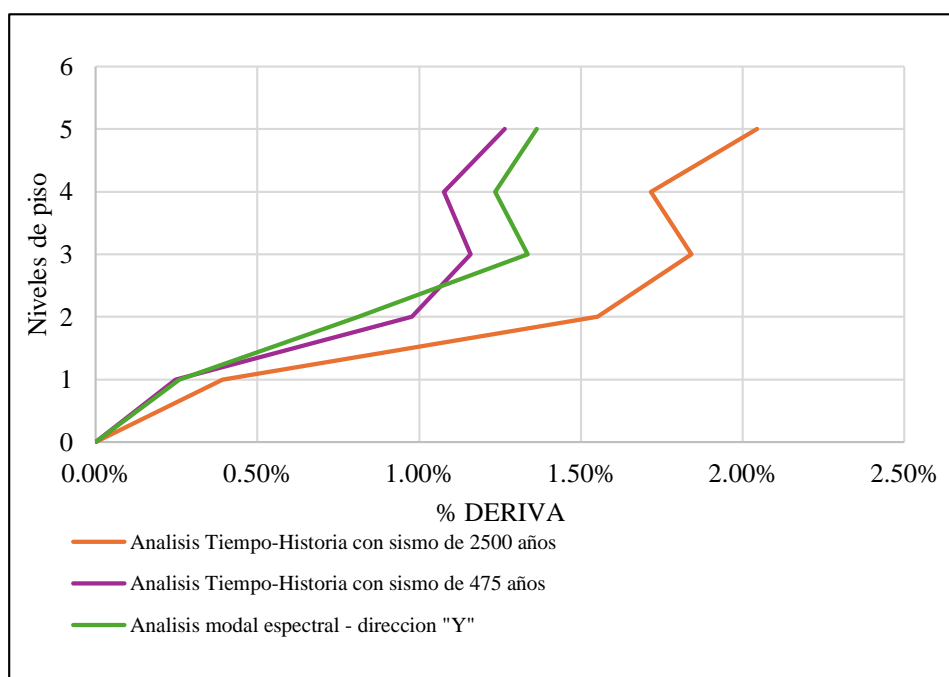
Figura 76. Derivas promedio y estados de daño limites Según la Hazus (Sismo 2500 años)



Fuente: Autores

Considerando las derivas máximas de 1.23% en dirección X para el caso del sismo de 475 años, la respuesta es menor al límite de 2.5% de los parámetros de la Hazus. Por otro lado, para el caso del sismo de 2500 años con una deriva de entre piso de 2.04% en dirección Y, se determina que no se supera el daño límite para las derivas según Hazus.

Figura 77. Comparativa de Análisis para el caso de estudio



Fuente: Autores

En la figura anterior se observa una comparación entre los resultados de las derivas de entrepiso para tres diferentes tipos de análisis realizados, se observa que los resultados de derivas de entre pisos del análisis modal espectral superan en los tres últimos niveles a las derivas del Análisis Tiempo-Historia de 475 años, por otro lado, se presenta que para el Análisis Tiempo-Historia de 2500 años las derivas son superiores en todos los niveles con respecto a los dos análisis anteriores, además, este último es el único que supera el límite de deriva máxima establecido en la NEC.

4.2.5. Estado de Rotulas Plásticas

El estado de las rotulas plásticas se dio en columnas donde el análisis arrojó que la clasificación es superior a prevención del colapso según los parámetros de la FEMA, además, la aparición de rotulas en los elementos ocurre en las 12 señales sísmicas tratadas, por consiguiente y para ambos casos sísmicos, raro y muy raro, la estructura muestra un comportamiento crítico.

Tanto para el caso de 475 años como el de 2500 años las rotulas plásticas se formaron en aproximadamente el 72% de las columnas de la estructura, en las siguientes tablas se detalla el estado de las rotulas por niveles y casos sísmicos:

Tabla 48. Estados de rotulas por niveles de piso para sismo de 475 años

Niveles	Numero de columnas	% De columnas con falla	Estado de rotula plástica
2	15	93.75%	>Prevención del colapso
3	9	56.25%	>Prevención del colapso
4	9	56.25%	>Prevención del colapso
5	13	81.25%	>Prevención del colapso
Total	46	72%	Crítica

Fuente: Autores

Tabla 49. Estados de rotulas por niveles de piso para sismo de 2500 años

Niveles	Numero de columnas	% De columnas con falla	Estado de rotula plástica
2	13	81.25%	>Prevención del colapso
3	12	75%	>Prevención del colapso
4	11	68.75%	>Prevención del colapso
5	16	100%	>Prevención del colapso
Total	52	82%	Crítica

Fuente: Autores

El estado de los elementos estructurales tipo columnas para un sismo de escalas cercanas a las de las 12 señales sísmicas evaluadas para este caso de estudio, releja que sus condiciones son críticas, y la falla al colapso es alta. Además, considerando que únicamente las columnas son los elementos que fallan, el criterio de columna fuerte – viga débil, se vuelve obsoleto ya que la estructura ante estos tipos de eventos sísmicos no presenta un comportamiento dúctil, provocando una falla frágil en cada uno de los niveles de piso.

También se denota que 46 y 52 columnas de las 64 columnas se encuentran en estado crítico para los casos sísmicos de 475 años y 2500 años correspondientemente, además para este último caso se obtienen una falla total en columnas en el nivel 5 de la estructura y una falla casi completa en el nivel 2 del caso sísmico raro.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

En los procesos constructivos los requerimientos de los análisis estructurales son esenciales para predecir el comportamiento sísmico de las edificaciones ante eventos sísmicos importantes, son muchos los autores que realizan un análisis dinámico y muchos otros que a razones estructurales de los casos de estudios optan por un análisis no lineal, en base a estas directrices y a las configuraciones de la estructura para el caso de estudio, el análisis no lineal Tiempo-Historia adquirido para la respuesta sísmica fue la mejor opción, ya que el comportamiento de la edificación arrojó resultados que involucraban desplazamientos rotacionales significativos, lo que permitió la necesidad de este tipo de análisis y clasificado como parte de los factores responsables del estado de falla de la estructura.

Conforme al uso de un software computacional para análisis estructural de edificaciones, la herramienta de elementos finitos fue de gran apoyo con la obtención de datos, considerando que la estructura cuenta con configuraciones especiales, su comportamiento conlleva la aplicación de los más altos requerimientos de metodologías estructurales para simular una respuesta real ante eventos sísmicos, además el tipo de análisis considera el uso de señales sísmicas de un espectro de compatibilidad legítimo a la zona de estudio, lo que permitió una confiabilidad en los datos.

De acuerdo a la demanda sísmica para el espectro de diseño en la provincia de Morona Santiago, se verificó el diseño sismo resistente, comprobado en los datos derivas de piso donde para el análisis modal espectral su respuesta máxima fue de 1.36% en el nivel 5, cumpliendo con los parámetros de diseños al no sobrepasar el 2% de derivas establecidos en la NEC, en consecuencia se cumple el comportamiento estructural dinámico lineal por normativa.

Por otro lado, para el análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia y con el uso de 12 señales sísmicas de espectro de compatibilidad se identificó que con una deriva de 1.26% y 2.04% para los casos con sismo de 475 años y 2500 años se cumple con las máximas derivas de pisos para los límites de estado de daños de 2.5% y 6.67% para el tipo de sismo raro y muy raro según los parámetros de la Hazus, a su vez, las clasificación de los estados de rotulas plásticas son de 72% y 82% de los elementos de columnas para un sismo de 475 años y 2500 años respectivamente, con clasificación de acuerdo a la FEMA de

prevención del colapso, en consecuencia, el estado de los elementos es crítico para ambos tipos de sismos, vulnerabilizando la estructura para eventos sísmicos que superen una aceleración de 0.3g.

Considerando la vibración casi nula del primer nivel de la estructura según lo obtenido en el análisis modal espectral, la rigidez proporcionada por los muros de contención provocan que las fuerzas cortantes máximas de 292.95 tonf y 463.39 tonf para los casos de análisis no lineal de sismo raro y muy raro, se ubiquen en el segundo nivel de la estructura, provocando que la edificación sea atacada a nivel de pie de columna en el segundo nivel.

Para el análisis no lineal tiempo-historia de un caso sísmico de 475 años se observó que los resultados para las 12 señales sísmicas consideradas en los parámetros pertinentes estudiados en la investigación son comparables a los obtenidos en el análisis modal espectral, concluyendo que los datos de este últimos son una referencia confiable para el análisis de la estructura, por su parte, las diferencias entre los datos entre un análisis y otro se dan a razón de las aceleraciones de los diferentes registros sísmicos, ya que algunos eran iguales, menores y superiores a la aceleración del modal espectral. Además, la consideración de las propiedades no lineales de los elementos o rótulas plásticas en el análisis no lineal, muestran resultados más reales debido a la plasticidad que se pueda producir en los diferentes elementos estructurales.

5.2. Recomendaciones

Los análisis estructurales de ámbito no lineales prometen resultados de mayor confiabilidad y cercanos a la realidad al considerar eventos sísmicos reales, pero es necesario determinar el análisis apropiado según las especificaciones y configuraciones especiales de las estructuras impuestas en la norma ASCE 41-17 para los requerimientos de análisis no lineales, por consiguiente se requieren de recursos computacionales de altas especificaciones para satisfacer los procesos de análisis y disminuir las duraciones de las mismas.

A razón de lo anterior es recomendable considerar las duraciones significativas de cada registro sísmico para evaluar el análisis con el 95% de la energía acumulada esto favorecer en la disminución de las duraciones de análisis en los programas de elementos finitos y evitar el trabajo forzosa en las herramientas computacionales.

Para el tipo de análisis tiempo-historia se usan señales de espectro de compatibilidad de acuerdo a lo estipulado en la norma ASCE 7-22, donde indica los parámetros y cantidad

de registros sísmicos, aunque es recomendable tener en cuenta la señal con la máxima aceleración es importante la revisión de los resultados por cada uno de los registros ya que la edificación podría tener un comportamiento importante en una señal donde no necesariamente tenga una aceleración fuerte.

Es importante la consideración de las propiedades no lineales de los materiales adheridos en la correcta definición de las rotulas plásticas en los elementos estructurales para fomentar resultados cercanos a la realidad y por consiguientes tener un mecanismo de plastificación para la evaluación sísmica y clasificación de los estados de daño y por lo tanto clasificar el estado de la estructura.

6. REFERENCIA Y BIBLIOGRAFIA

- Abd-Elhamid, S. G., El-Tahawy, R. M. G. E., & El-Din Fayed, M. N. (2020). Dynamic behavior of multi-story concrete buildings based on non-linear pushover & time history analyses. *Advances in Science, Technology and Engineering Systems*, 5(2), 143–153. <https://doi.org/10.25046/aj050219>
- Agostini, M., Gerbaudo, G. M., Etse, J. G., Luccioni, B. M., Pucheta, M. A., & Storti, M. A. (2018). ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL PARA CUANTIFICAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO. 103–112. <https://cimec.org.ar/ojs/index.php/mc/article/view/5507>
- Ahmed Mohiuddin, Chandra Das Shishir, Hasan Mehidi, Al-Amin, & Sarkar Shafiullah. (2019). Seismic Response Analysis for Complex Shape RCC Buildings by Linear Static Analysis. *Journal of Structural Technology*, 5(1). <https://zenodo.org/records/3591695>
- AlHassan Mahmoud, & Abdelrahim Mohamad. (2020). Plastic hinge assessment of RC moment-resisting frames. *International Journal of Advanced Engineering, Sciences and Applications*, 1, 37–41. <https://doi.org/10.47346/ijaesa.v1i3.29>
- Ávila Barrientos, L. (2021). Una revisión general acerca de las características y consecuencias de grandes sismos en México. *GEOS*, 2. <https://geos.cicese.mx/index.php/geos/article/view/64>
- Caicedo Reyes Jorge Isaias, Buñay Guaman Jorge Sebastian, & Aquino Arroba Socrates Miguel. (2019). Análisis del comportamiento plástico del acero 1020 mediante ensayos de tracción. *Polo Del Conocimiento*, 5, 179–206. <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=7436053>
- Castillo Peñaherrera, C., & Santillán Berrones, J. (2021). ¿Qué aprendimos del terremoto de abril de 2016? Respuesta del Gobierno ecuatoriano a la emergencia. *Estudios de La Gestión. Revista Internacional de Administración*, 94, 33–53. <https://doi.org/10.32719/25506641.2021.10.2>
- 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>
- De, N. E., & Construcción, L. A. (n.d.). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*.
- Devi, K., & Petal, S. (2023). A Comparative Study on Seismic Analysis of Multistorey Buildings in Different Seismic Zones. *Journal of Smart Buildings and Construction Technology*, 5(2), 9–16. <https://doi.org/10.30564/jsbct.v5i2.5673>
- FEMA. (2000). *FEMA 356 PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR*.
- Flores Vega, E. M. (2021). Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No lineal Pushover: Estudio de caso. *Journal Boliviano de Ciencias*, 17(50), 56–90. <https://doi.org/10.52428/20758944.v17i50.20>
- Garcia Carrera Jesus Salvador, & Hernandez Edgar Tapia. (2019). RESPUESTA INELÁSTICA DE MARCOS DÚCTILES CON CONTRAVIENTO EXCÉNTRICO. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 100, 51–70. <https://doi.org/10.18867/ris.100.478>
- Garcia Vines Lincoln Javier, Palacios Rodriguez Jorge, Escobar Molina Adriana Monserrate, & Zambrano Cevallos Leidy Dallana. (2021). Análisis Estructural y propuesta de

- reforzamiento del edificio de Facultad de Ciencias Humanísticas de la Universidad Técnica de Manabí. *Riemat*, 6. <https://doi.org/10.33936/riemat.v6i1.3686>
- Hasibuan, S. A. R. S., Ma'arif, F., & Praja, B. A. (2023). Non-Linear Behavior of Reinforced Concrete Frame Structure with Vertical Irregularities. *International Journal of Innovative Research in Computer Science & Technology*, 11(1), 45–51. <https://doi.org/10.55524/ijrcst.2023.11.1.10>
- Huang, Y., Wu, Q., & Tang, T. (2022). Seismic Performance and Design of the Fully Assembled Precast Concrete Frame with Buckling-Restrained Braces. *Buildings*, 12(11). <https://doi.org/10.3390/buildings12111818>
- Instituto Geofísico - Escuela Politécnica Nacional. (n.d.). *Instituto Geofísico - Escuela Politécnica Nacional*. 2023.
- Karolina, A., Alvarado, G., Marcelo, A., & Bone, M. (2020). ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS [Ecuena Politecnica Nacional]. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/21046>
- Leyton Felipe, Ruiz Sergio, & Sepulveda Sergio A. (2010). Reevaluación del peligro sísmico probabilístico en Chile central. *Andean Geology*, 2, 455–472. https://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-71062010000200011
- Martínez Reyes, V., & Nungaray Pérez, C. (2019). Seismic performance evaluation of steel rigid frame buildings in Honduran high seismic hazard zones. *Informes de La Construcción*, 71(556), 1–14. <https://doi.org/10.3989/ic.64333>
- Mishra, B., & Singh, Dr. R. (2022). Non-Linear Time History Analysis of G+15 RC Frame Building with Shear Wall. *International Journal for Research in Applied Science and Engineering Technology*, 10(3), 1074–1083. <https://doi.org/10.22214/ijraset.2022.40818>
- Mata, R., Nuñez, E., Hernández, M., Correa, C., & Bustamante, G. (2023). Seismic Performance of RC Moment Frame Buildings Considering SSI Effects: A Case Study of the New Venezuelan Seismic Code. *Buildings*, 13(7). <https://doi.org/10.3390/buildings13071694>
- Mavros, M., Panagiotou, M., Koutromanos, I., & Restrepo, J. I. (2023). Nonlinear dynamic seismic analysis of a modern concrete core wall building in Los Angeles using the BTM-shell methodology. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 52(14), 4416–4441. <https://doi.org/10.1002/eqe.3956>
- Medina Ricardo, & Music Juan. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. *Obras y Proyectos*, 23, 63–77. <https://doi.org/10.4067/s0718-28132018000100063>
- Navarra Salas, & Hernandez Hernandez Annarelys. (2021). Análisis comparativo entre el método estático equivalente y el método de análisis modal en estructuras regulares de muros portantes de hormigón armado. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, 15(1). <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=193966527003>
- Núñez, J. (2023). STRUCTURAL EVALUATION METHODOLOGIES FOR SEISMIC PERFORMANCE IN REINFORCED CONCRETE BUILDINGS: STATE OF THE ART. *Universidad y Sociedad*, 15, 256–264.

http://scielo.sld.cu/scielo.php?script=sci_abstract&pid=S2218-36202023000200256&lng=es&nrm=iso&tlng=en

PDOT SAN JUAN BOSCO. (n.d.).

- Quinde Martínez, P., & Angulo, E. R. (2016). ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DE ECUADOR Y PROPUESTA DE ESPECTROS DE DISEÑO PARA LA CIUDAD DE CUENCA SEISMIC HAZARD ASSESSMENT FOR ECUADOR AND DESIGN SPECTRA PROPOSED FOR THE CITY OF CUENCA. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 94, 1–26. <https://doi.org/10.18867/ris.94.274>
- Quizanga Martinez Diego Marcelo, Viera Arroba Luisa Paulina, & Andino Carranco Jose Luis. (2020). Análisis estático no lineal de edificios aporricados de hormigón armado aplicando normativa ecuatoriana, colombiana y peruana. *Investigación y Desarrollo*, 1(1), 72–78. <https://doi.org/10.29166/revfig.v1i1.2186>
- Raj Kandel, D., & Bahadur Motra, G. (2020). Evaluation of Seismic Response of Reinforced Concrete Building Designed as per as NBC 105:2019 (Draft). *Computational Engineering and Physical Modeling*, 8. <http://conference.ioe.edu.np/publications/ioegc8/ioegc-8-057-80080.pdf>
- Remadna, A. E., Bezih, K., Demagh, R., & Remadna, M. S. (2024). Nonlinear Static Soil-Structure Interaction Analysis of Time-Dependent Soil Deformation Effects on RC Structures. *The Journal of Engineering and Exact Sciences*, 10(6), 18942. <https://doi.org/10.18540/jcecv110iss6pp18942>
- Roldan Pinargote Erick Franklin, Suarez Balcazar Ruber Marcelo, Garcia Vines Lincoln Javier, & Zevallos Loor Marcos Geovanny. (2019). ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE DOCENTES N° 1 DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ, COMPARANDO LOS ESPECTROS SÍSMICOS DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC 2015, EL DETERMINADO POR EL ESTUDIO DE LA MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE PORTOVIEJO, Y EL ESPECTRO DE RESPUESTA DEL SISMO DEL 16A ELABORADO CON LOS DATOS REGISTRADOS EN LA ESTACIÓN PORTOVIEJO, POSTERIOR AL TERREMOTO DEL 16 DE ABRIL DEL 2016. *Riemat*, 2. <https://doi.org/10.33936/riemat.v4i2.2190>
- 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. *Dominio de La Ciencia*, 8, 306–326. <https://dominiodelasciencias.com/ojs/index.php/es/article/view/3038>
- Siddika, A., Robiul Awall, M., Abdullah Al Mamun, M., & Humyra, T. (2019). Study on Natural Frequency of Frame Structures ARTICLE INFO ABSTRACT. *Computational Engineering and Physical Modeling*, 2(2), 36. https://www.jcepm.com/article_96306.html
- Suwondo, R., Mangindaan, D., Cunningham, L., & Alama, S. (2021). Non-linear analysis of seismic performance of low-rise concrete buildings in Indonesia. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 794(1). <https://doi.org/10.1088/1755-1315/794/1/012024>
- Tena-Colunga Arturo. (2019). SOIL-STRUCTURE INTERACTION. REFLECTIONS ABOUT ITS IMPORTANCE IN THE DYNAMIC RESPONSE OF STRUCTURES DURING EARTHQUAKES. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 24(2), 141–165. https://www.researchgate.net/publication/341132042_Interaccion_suelo-

estructura Reflexiones sobre su importancia en la respuesta dinamica de estructuras durante sismos

- Vailati, M., Monti, G., & Bianco, V. (2021). Integrated solution-base isolation and repositioning for the seismic rehabilitation of a preserved strategic building. *Buildings*, 11(4). <https://doi.org/10.3390/buildings11040164>
- Vargas Saltos Maria Elena, Arroyo Orozco Jorge, & Vizconde Campos Adalberto. (2018). Vulnerabilidad sísmica de viviendas unifamiliares existentes de una Zona Urbano – Residencial en Anconcito, Ecuador. *JOURNAL OF SCIENCE AND RESEARCH*, 3, 10–15. <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=7364561>
- Vasquez Martinez Alberto, & Gallardo Amaya Romel Jesus. (2018). Respuesta no lineal de estructuras con muros de concreto reforzado. *INGE CUC*, 14, 55–61. <https://doi.org/10.17981/ingecuc.14.2.2018.05>
- Villarreal Castro, G. (2020). SOIL STRUCTURE INTERACTION IN BUILDINGS WITH ISOLATED FOUNDATIONS. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 25, 311–332. <https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/riie/article/download/1689/1298>

7. ANEXOS

Anexo 1. Planos estructurales

PLANILLA DE HIERROS ESCALERAS

MARCA	Ø	TIPO	Cantidad	DIMENSIONES (m)									Long. Total	Peso	DESCRIPCION
				a	b	c	g	d	e	f	m	n			
ESCALERAS INCLIN. 3.00: 6.00															
900	12	S	72	0.95	1.60	0.25	0.15	0.15	3.10	223.20	688.16	Hierro longitudinal Tramo 1			
901	12	S	72	1.10	0.25	0.15			1.50	108.00	95.88	Hierro longitudinal Tramo 1			
902	12	S	72	0.60	1.80	0.15	2.55		683.60	163.00	Hierro longitudinal Tramo 1				
903	12	S	72	0.50	0.30	0.15			0.95	68.40	60.73	Hierro longitudinal Tramo 1			
904	12	S	72	1.36	0.39	0.15			1.90	198.80	171.45	Hierro longitudinal Tramo 2			
905	12	L	72	1.20	0.15				1.35	97.20	86.30	Hierro longitudinal Tramo 2			
906	12	S	72	1.00	2.13	0.32	0.15	4.35	313.20	278.05	Hierro longitudinal Tramo 2				
907	12	S	72	0.45	1.10	0.15			1.70	122.40	108.67	Hierro longitudinal Tramo 2			
908	12	S	72	0.30	2.20	0.20			2.70	184.40	172.59	Hierro longitudinal Tramo 2			
909	12	L	72	0.65	0.15				1.10	79.20	70.31	Hierro longitudinal Tramo 3			
910	12	S	72	0.30	1.50	0.25	0.10		2.15	154.80	137.43	Hierro longitudinal Tramo 3			
911	12	S	72	0.57	0.25	0.10			0.92	66.24	58.81	Hierro longitudinal Tramo 3			
912	12	S	72	0.70	1.80	0.50	0.15		3.15	226.80	201.36	Hierro longitudinal Tramo 3			
913	12	S	72	1.08	0.40	0.15			1.63	117.36	104.19	Hierro longitudinal Tramo 3			
920	12	C	162	1.00	0.15	0.15			1.30	270.60	196.97	Hierro transversal superior e inferior			
TOTAL												2043.93			

ELEVACION ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

PRIMER TRAMO DE ESCALERA CORTE 1 - 1'

PRIMER TRAMO DE ESCALERA CORTE 2 - 2'

PRIMER TRAMO DE ESCALERA CORTE 3 - 3'

PRIMER TRAMO DE ESCALERA CORTE 4 - 4'

PRIMER TRAMO DE ESCALERA CORTE 5 - 5'

TIPO DE HIERROS

VIGA INICIO Y FIN DE ESCALERA

DETALLE CONJUNCION EN PANTA

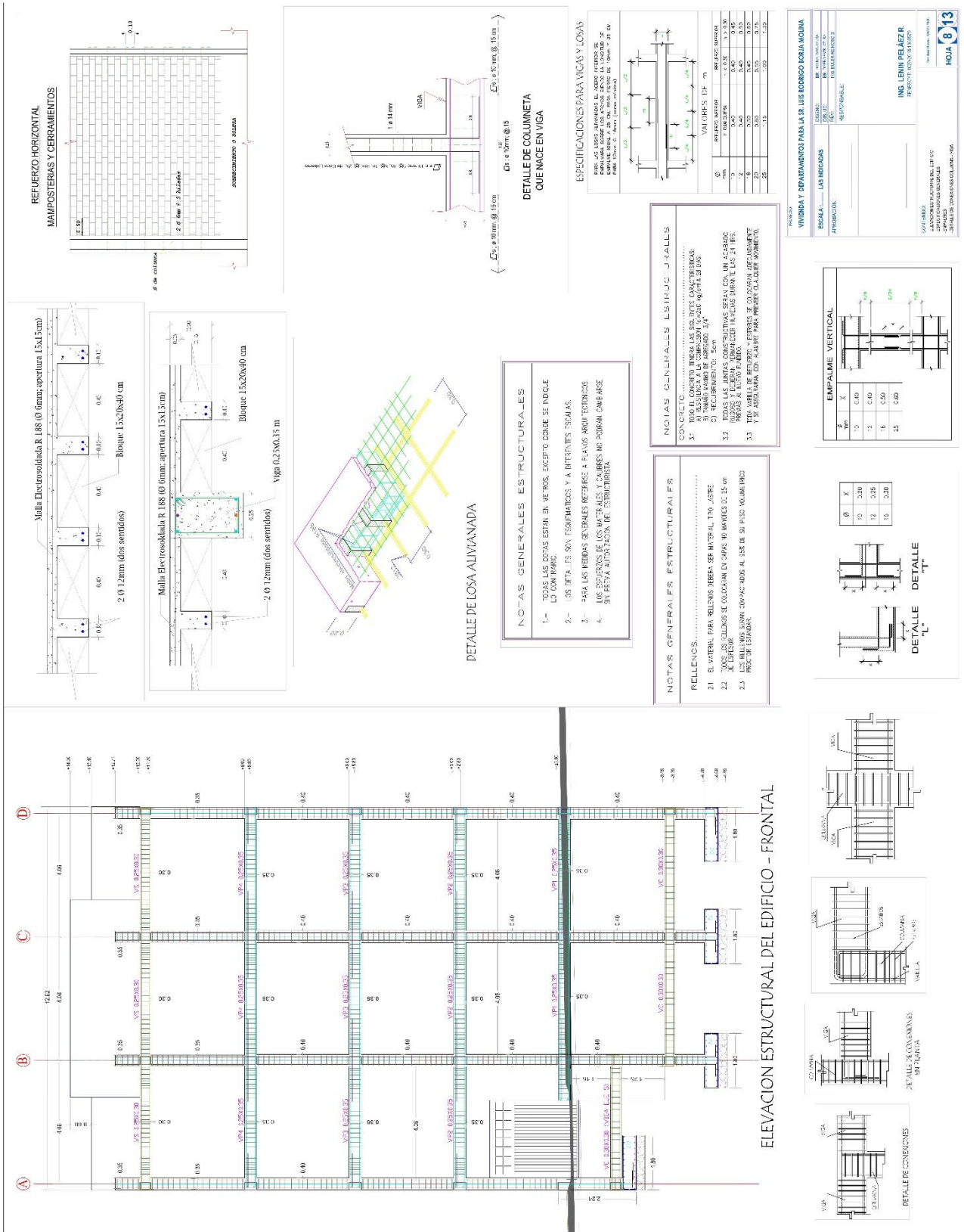
VIVIENDA Y DEPARTAMENTO PARA LA S. URS DOMINGO SOLA MORA

ESCALA: LAS INCLINAS

RESPONSABLE: ING. LENIN PELÁEZ R.

PROYECTO: 120202-03-00079

HOJA 7/13



PROYECTO: VIVIENDA Y DEPARTAMENTO PARA LA S.R.L. DE RODRIGO LOJIA MOINA

ESCALA: LAS MEDIDAS

RESPONSABLE: INCL. LENIN PELAEZ R.

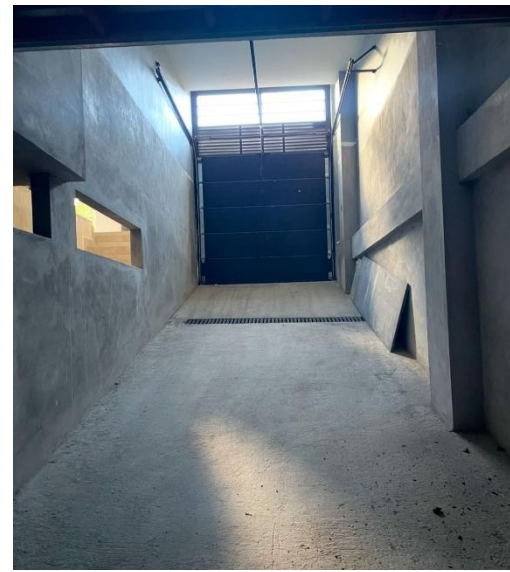
GOBIERNO: LEONOR PEREZ MORALES

PROYECTO: INCL. LENIN PELAEZ R.

HOJA 8/13

Fuente: Propietario de la edificación

Anexo 2. Medición de elementos estructurales en campo



Fuente: Autores

Anexo 3. Poblaciones Ecuatorianas y valor de factor de Z

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	Provincia	Z
PALORA	PALORA (METZERA)	PALORA	MORONA SANTIAGO	0.30
PABLO SEXTO	PABLO SEXTO	PABLO SEXTO	MORONA SANTIAGO	0.30
GENERAL LEONIDAS PLAZA GUTIERREZ	GRAL. LEONIDAS PLAZA GUTIERREZ	LIMON INDANZA	MORONA SANTIAGO	0.30
SANTIAGO DE MENDEZ	SANTIAGO DE MENDEZ	SANTIAGO	MORONA SANTIAGO	0.30
SUCÚA	SUCÚA	SUCÚA	MORONA SANTIAGO	0.30

Fuente: Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015