



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA DE EDIFICIOS APORTICADOS Y
DUALES DE MEDIANA ALTURA UBICADOS SOBRE SUELOS
BLANDOS EN LA CIUDAD DE MACHALA**

**TENESACA CEDILLO JOSUE ALEXANDER
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2023**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA DE EDIFICIOS APORTICADOS
Y DUALES DE MEDIANA ALTURA UBICADOS SOBRE SUELOS
BLANDOS EN LA CIUDAD DE MACHALA**

**TENESACA CEDILLO JOSUE ALEXANDER
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2023**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTOS TÉCNICOS

**ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA DE EDIFICIOS APORTICADOS
Y DUALES DE MEDIANA ALTURA UBICADOS SOBRE
SUELOS BLANDOS EN LA CIUDAD DE MACHALA**

**TENESACA CEDILLO JOSUE ALEXANDER
INGENIERO CIVIL**

ORDOÑEZ FERNANDEZ JOSE LUIS

**MACHALA
2023**

J. TENESACA

por Josue TENESACA

Fecha de entrega: 12-oct-2023 10:21a.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2193590441

Nombre del archivo: Trabajo_de_Titulaci_n-Tenesaca_Josue.pdf (3.77M)

Total de palabras: 34969

Total de caracteres: 170800

10%

INDICE DE SIMILITUD

9%

FUENTES DE INTERNET

5%

PUBLICACIONES

4%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	Noelia Cervero Sánchez. "Vigne Nuove. Construcción a gran escala y hábitat social en la periferia de Roma", EN BLANCO. Revista de Arquitectura, 2021 Publicación	<1 %
2	pt.scribd.com Fuente de Internet	<1 %
3	scielo.cl Fuente de Internet	<1 %
4	d197for5662m48.cloudfront.net Fuente de Internet	<1 %
5	pdfslide.net Fuente de Internet	<1 %
6	gimat.blog.ups.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
7	masterieg.uc.cl Fuente de Internet	<1 %
8	"Caracterización del factor de amplificación dinámica del corte en muros de hormigón	<1 %

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

El que suscribe, TENESACA CEDILLO JOSUE ALEXANDER, en calidad de autor del siguiente trabajo escrito titulado ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA DE EDIFICIOS APORTICADOS Y DUALES DE MEDIANA ALTURA UBICADOS SOBRE SUELOS BLANDOS EN LA CIUDAD DE MACHALA, otorga a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tiene potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

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

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

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

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



Josue Tenesaca Cedillo

TENESACA CEDILLO JOSUE ALEXANDER

0707054987

DEDICATORIA

“El presente trabajo de titulación está dedicado a:

A mis padres José Tenesaca y Marieta Cedillo, que a través de su esfuerzo y dedicación me han permitido alcanzar una mis metas, como lo es la de ser ingeniero civil. Por apoyarme en cada instante y sobre todo por brindarme los valores necesarios para ser una persona de bien.

A mis abuelos Rosa Lata y Apolinario Cedillo, quienes desde mi niñez me han criado y formado para llegar a ser la persona que soy hoy en día. A mi abuelo quien, a pesar de no estar presente durante esta etapa de mi vida, por medio de sus enseñanzas, las cuales siempre las tengo presentes, me han servido para conseguir uno de mis más ansiados logros.

Finalmente, a mis amigos que a lo largo de esta vida universitaria me han mostrado su apoyo en cada momento.”

Josue Alexander Tenesaca Cedillo

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer a mis padres y abuelos por su apoyo incondicional en cada momento y por ser parte esencial en la obtención de este objetivo.

A mis demás familiares, quienes en algún momento me han brindado su apoyo y consejos.

A mi tutor, el Ing. José Luis Ordóñez, quien a través de su conocimiento y dedicación me ha permitido culminar con éxito el presente trabajo de titulación.

Josue Alexander Tenesaca Cedillo

RESUMEN

El presente trabajo de titulación tiene como fin realizar un análisis dinámico tiempo historia a estructuras aporticadas y duales de hormigón armado y acero estructural, tomando en cuenta como zona de estudio a la ciudad de Machala y la presencia de suelos blandos de la misma. Para la caracterización de la demanda sísmico se empleó una colección de trece registros acelerográficos espectro-compatibles con al espectro de diseño en aceleraciones establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, para un periodo de retorno de 475 años. Los registros empleados pertenecen a los eventos sísmicos ocurridos el 18 de marzo del 2023 y 16 de abril del 2016 en Ecuador, así como también, eventos ocurridos en Chile el 27 de febrero del 2010 y 1 de abril del 2014. La evaluación de la respuesta dinámica de las estructuras se la realizó en función de las derivas de piso, desplazamientos y fuerzas, así como, lineamientos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, ASCE y HAZUS99.

Palabras claves: Análisis tiempo historia, derivas de piso, registros acelerográficos, amenaza sísmica.

ABSTRACT

The purpose of this degree work is to perform a dynamic time-history analysis of reinforced concrete and structural steel structures, taking into account the study area of the city of Machala and the presence of soft soils. For seismic demand characterization, a collection of thirteen accelerographic spectro-compatible records with the acceleration design spectrum established in the Norma Ecuatoriana de la Construcción was used, for a return period of 475 years. The records used belong to the seismic events occurred on March 18, 2023 and April 16, 2016 in Ecuador, as well as events occurred in Chile on February 27, 2010 and April 1, 2014. The evaluation of the dynamic response of the structures was carried out based on floor drifts, displacements and forces, as well as guidelines established in the Norma Ecuatoriana de la Construcción, ASCE and HAZUS99.

Keywords: Time-history analysis, floor drifts, accelerographic records, seismic hazard.

ÍNDICE

DEDICATORIA	2
AGRADECIMIENTO	3
RESUMEN	4
ABSTRACT.....	5
INTRODUCCIÓN	16
Importancia del tema.....	16
Actualidad de la problemática.....	16
Estructura del trabajo	18
1. CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	19
1.1 Antecedentes (Línea base del proyecto)	19
1.2 Descripción de la Situación problemática (causas y efectos)	22
1.3 Formulación del problema: preguntas científicas	23
1.4 Delimitación del objeto de estudio.....	23
1.5 Justificación.....	24
1.6 Objetivos: general y específico	25
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	26
2.1 Antecedentes contextuales	26
2.2 Antecedentes conceptuales.....	28
2.2.1 Peligro sísmico	28
2.2.2 Vulnerabilidad sísmica	28
2.2.3 Demanda sísmica.....	29
2.2.4 Registro de ondas sísmicas	29
2.2.5 Niveles de desempeño	29
2.2.6 Ductilidad	30
2.2.7 Diseño sismorresistente	30
2.2.8 Factor R de reducción de fuerzas sísmicas.....	30

2.2.9 Marco resistente a momentos	31
2.2.10 Muros estructurales	31
2.2.11 Estructuras duales	31
2.2.12 Métodos de análisis	32
2.2.13 Diseño basado en fuerzas	32
2.2.14 Análisis estático.....	32
2.2.15 Análisis dinámico	32
2.2.16 Análisis tiempo historia.....	33
2.2.17 Análisis no lineal	33
2.2.18 Rótulas plásticas	33
2.2.19 Curva de Capacidad.....	34
2.2.20 Sistema de varios grados de libertad	34
2.2.21 Periodo fundamental de una estructura	34
2.2.22 Deriva de piso.....	34
2.2.23 Selección de registros acelerográficos según la ASCE 7-22.....	34
2.3 Antecedentes referenciales.....	35
CAPÍTULO III METODOLOGÍA	36
3.1 Modalidad básica de la investigación	36
3.2 Tipo de investigación	36
3.2.1 Documental.....	36
3.2.2 De campo.....	36
3.2.3 Descriptiva.....	36
3.3. Objeto de estudio.....	37
3.4. Descripción de la población y muestra	37
3.5. Métodos teóricos con los materiales utilizados.....	37
3.5.1 Modelación.....	37
3.5.2 Análisis	49

3.6 Métodos empíricos con los materiales utilizados.....	59
3.6.1 Medición.....	59
CAPÍTULO IV ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	60
4.1. Análisis de resultados.....	60
4.1.1 Edificación de acero	60
4.1.2 Edificación de acero dual	88
4.1.3 Edificación de hormigón armado	115
4.2. Interpretación de datos	142
4.2.1 Edificación de acero	142
4.2.2 Edificio de acero dual.....	146
4.2.3 Edificio de hormigón armado.....	151
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	157
5.1 Conclusiones	157
5.2 Recomendaciones.....	158
REFERENCIA BIBLIOGRÁFICAS.....	160
ANEXOS	166

Índice de Figuras

Figura 1. Mapa de sismicidad mayor o igual a 6 en magnitud desde 1587 al 2020 ..	21
Figura 2. Mapa de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años.	22
Figura 3. Componentes geográficos del cantón Machala	24
Figura 4. Modelos de estructuras de acero estructural.....	38
Figura 5. Modelo de estructura de hormigón armado.....	38
Figura 6. Viga con conexión a corte - Estructura de acero.....	39
Figura 7. Viga secundaria - Estructura de acero.....	39
Figura 8. Viga principal - Estructura de acero.....	40
Figura 9. Columna - Estructura de acero	40
Figura 10. Losa tipo placa colaborante (Deck).....	40
Figura 11. Muro de corte para edificio de acero.....	41
Figura 12. Detalle de columnas – Edificio de hormigón armado	41
Figura 13. Detalle de vigas - Edificio de hormigón armado.....	42
Figura 14. Muro de corte para edificio de hormigón armado	43
Figura 15. Configuración en planta	44
Figura 16. Configuración estructural en elevación.....	45
Figura 17. Estructura aporticada de acero estructural.....	48
Figura 18. Estructura dual de acero estructural	49
Figura 19. Espectro elástico de diseño en aceleraciones de la ciudad de Machala – Suelo tipo D	52
Figura 20. Espectro obtenido mediante SRSS	57
Figura 21. Combinación direccional.....	58
Figura 22. Direcciones de análisis - Edificio de acero.....	60
Figura 23. Determinación de S_a - Edificio de acero.....	62
Figura 24. Cortantes de piso de la estructura de acero - Análisis dinámico espectral	62
Figura 25. Cortante de piso de la estructura de acero - Análisis sísmico estático	63
Figura 26. Desplazamientos de la estructura de acero - Análisis dinámico espectral	64
Figura 27. Derivas inelásticas de la estructura de acero - Análisis dinámico espectral	65
Figura 28. Derivas de piso para la estructura de acero - Análisis dinámico lineal tiempo-historia.....	66
Figura 29. Desplazamientos de la estructura de acero - Análisis lineal dinámico tiempo historia	70

Figura 30. Fuerzas cortantes de piso de la estructura de acero - Análisis dinámico lineal tiempo historia	73
Figura 31. Curva de capacidad en dirección "Y" - Edificio de acero	77
Figura 32. Curva de peligro sísmico para Machala	78
Figura 33. Derivas de piso de la estructura de acero - Análisis dinámico no lineal tiempo-historia (sismo de $T_r=2500$ años)	79
Figura 34. Desplazamientos de la estructura de acero – Análisis no lineal dinámico tiempo historia (sismo de $T_r=2500$ años)	82
Figura 35. Cortantes de piso de la estructura de acero - Análisis no lineal dinámico tiempo-historia (sismo de $T_r=2500$ años)	85
Figura 36. Direcciones de análisis - Edificio de acero dual	88
Figura 37. Determinación de S_a - Edificio de acero dual	90
Figura 38. Cortante de piso de la estructura de acero dual - Análisis dinámico espectral	91
Figura 39. Cortante de piso de la estructura de acero dual - Análisis sísmico estático	91
Figura 40. Desplazamientos de la estructura de acero dual - Análisis dinámico espectral	93
Figura 41. Derivas inelásticas de la estructura de acero dual - Análisis dinámico espectral	94
Figura 42. Derivas de piso de la estructura de acero dual - Análisis dinámico lineal tiempo historia	95
Figura 43. Desplazamientos de la estructura de acero dual - Análisis dinámico lineal tiempo historia	98
Figura 44. Fuerzas cortantes de piso de la estructura de acero dual - Análisis dinámico lineal tiempo historia	101
Figura 45. Curva de capacidad en dirección "Y" - Edificio de acero dual	105
Figura 46. Derivas de piso para la estructura de acero dual - Análisis no lineal dinámico tiempo-historia	106
Figura 47. Desplazamientos de la estructura de acero dual - Análisis no lineal dinámico tiempo historia	109
Figura 48. Fuerzas cortantes de la estructura de acero dual - Análisis no lineal dinámico tiempo historia	112
Figura 49. Direcciones de análisis - Edificio de hormigón armado	115

Figura 50. Determinación de S_a - Edificio de hormigón armado.....	117
Figura 51. Cortantes de piso de la estructura de hormigón armado - Análisis dinámico espectral	118
Figura 52. Cortantes de piso de la estructura de hormigón armado - Análisis sísmico estático	118
Figura 53. Desplazamientos de la estructura de hormigón armado - Análisis dinámico espectral	120
Figura 54. Derivas inelásticas de la estructura de hormigón armado - Análisis dinámico espectral	121
Figura 55. Derivas de piso de la estructura de hormigón armado - Análisis lineal dinámico tiempo historia	122
Figura 56. Desplazamientos de la estructura de hormigón armado - Análisis lineal dinámico tiempo historia	125
Figura 57. Fuerzas cortantes de piso de la estructura de hormigón armado - Análisis lineal dinámico tiempo historia.....	128
Figura 58. Curva de capacidad en dirección "Y" - Edificio de hormigón armado ..	131
Figura 59. Derivas de piso para la estructura de hormigón armado - Análisis no lineal dinámico tiempo historia	133
Figura 60. Desplazamientos de la estructura de hormigón armado - Análisis no lineal dinámico tiempo historia	136
Figura 61. Fuerzas cortantes de la estructura de hormigón armado - Análisis no lineal dinámico tiempo historia	139
Figura 62. Resumen de derivas de piso de la estructura de acero - Análisis lineal dinámico tiempo historia	142
Figura 63. Resumen de desplazamientos de la estructura de acero - Análisis dinámico lineal tiempo historia	143
Figura 64. Resumen de fuerzas cortantes de piso de la estructura de acero - Análisis dinámico lineal tiempo historia.....	144
Figura 65. Resumen de derivas de piso de la estructura de acero - Análisis no lineal dinámico tiempo historia	145
Figura 66. Comparación de los análisis realizados - Edificio de acero	146
Figura 67. Resumen de deriva de piso de la estructura de acero dual - Análisis lineal dinámico tiempo historia	147

Figura 68. Resumen de desplazamientos de la estructura de acero dual - Análisis lineal dinámico tiempo historia	148
Figura 69. Resumen de fuerzas cortantes de piso de la estructura de acero dual - Análisis lineal dinámico tiempo historia	149
Figura 70. Resumen de derivas de piso de la estructura de acero dual - Análisis no lineal dinámico tiempo historia.....	150
Figura 71. Comparación de los análisis realizados - Edificio de acero dual	151
Figura 72. Resumen de deriva de piso de la estructura de hormigón armado - Análisis lineal dinámico tiempo historia.....	152
Figura 73. Resumen de desplazamientos de la estructura de hormigón armado - Análisis lineal dinámico tiempo historia	153
Figura 74. Resumen de fuerzas cortantes de piso de la estructura de hormigón armado - Análisis lineal dinámico tiempo historia	154
Figura 75. Resumen de derivas de piso de la estructura de hormigón armado - Análisis no lineal dinámico tiempo historia.....	155
Figura 76. Comparación de los análisis realizados - Edificio de hormigón armado	156

Índice de tablas

Tabla 1. Áreas urbanas actuales.....	19
Tabla 2. Geomorfología Machala	20
Tabla 3. Uso del Suelo del Cantón Machala.....	20
Tabla 4. Usos de la estructura de acero	37
Tabla 5. Cargas utilizadas en las estructuras	49
Tabla 6. Coeficientes de perfil del suelo.....	50
Tabla 7. Parámetros para elaboración del espectro de diseño inelástico en aceleraciones	51
Tabla 8. Coeficientes C_t y α	53
Tabla 9. Límites de derivas inelásticas de piso.....	53
Tabla 10. Determinación del coeficiente k	53
Tabla 11. Factor de masa efectiva C_m	55
Tabla 12. Registros empleados en el análisis tiempo historia	56
Tabla 13. Modos de Vibración y masa efectiva - Edif. de acero.....	60
Tabla 14. Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas - Estructura de acero	63
Tabla 15. Derivas inelásticas de la estructura de acero - Análisis dinámico espectral	64
Tabla 16. Resumen de derivas de piso de la estructura de acero - Análisis lineal dinámico tiempo historia	69
Tabla 17. Resumen de desplazamientos máximos de la estructura de acero - Análisis lineal tiempo historia	72
Tabla 18. Resumen de fuerzas cortantes de la estructura de acero - Análisis lineal dinámico tiempo historia.	75
Tabla 19. Verificación acerca de la influencia de los modos superiores de vibración - Edificio de acero	76
Tabla 20. Resumen de derivas de piso de la estructura de acero - Análisis no lineal dinámico tiempo historia	81
Tabla 21. Resumen de desplazamientos de la estructura de acero - Análisis no lineal dinámico tiempo historia	84
Tabla 22. Resumen de las fuerzas cortantes de la estructura de acero - Análisis no lineal dinámico tiempo historia	87
Tabla 23. Modos de Vibración y masa efectiva - Edif. de acero dual.....	88

Tabla 24. Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas - Estructura de acero dual.....	91
Tabla 25. Verificación de cortantes para estructura dual.....	92
Tabla 26. Derivas inelásticas de la estructura de acero dual - Análisis dinámico espectral	93
Tabla 27. Resumen de derivas de piso de la estructura de acero dual - Análisis lineal dinámico tiempo historia	97
Tabla 28. Resumen de desplazamientos de la estructura de acero dual - Análisis lineal dinámico tiempo historia	100
Tabla 29. Resumen de fuerzas cortantes de la estructura de acero dual - Análisis lineal dinámico tiempo historia	103
Tabla 30. Verificación acerca de la influencia de los modos superiores de vibración - Edificio de acero	104
Tabla 31. Resumen de derivas de piso de la estructura de acero dual - Análisis no lineal dinámico tiempo historia	108
Tabla 32. Resumen de desplazamientos de la estructura de acero dual - Análisis no lineal dinámico tiempo historia.....	111
Tabla 33. Resumen de fuerzas cortantes de la estructura de acero dual - Análisis no lineal dinámico tiempo historia.....	114
Tabla 34. Modos de Vibración y masa efectiva - Edif. de hormigón armado	115
Tabla 35. Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas - Estructura de hormigón armado	118
Tabla 36. Verificación de cortantes para estructura dual.....	119
Tabla 37. Derivas inelásticas de la estructura de hormigón armado - Análisis dinámico espectral	120
Tabla 38. Resumen de derivas de piso de la estructura de hormigón armado - Análisis lineal dinámico tiempo historia.....	124
Tabla 39. Resumen de desplazamientos de la estructura de hormigón armado - Análisis lineal dinámico tiempo historia.....	127
Tabla 40. Resumen de fuerzas cortantes de la estructura de hormigón armado - Análisis lineal dinámico tiempo historia.....	130
Tabla 41. Influencia de los modos superiores de vibración - Edificio de hormigón armado	131
Tabla 42. Derivas de piso para la estructura de hormigón armado - Análisis no lineal dinámico tiempo historia	135

Tabla 43. Resumen de desplazamientos de la estructura de hormigón armado - Análisis no lineal dinámico tiempo historia.....	138
Tabla 44. Resumen de fuerzas cortantes de la estructura de hormigón armado - Análisis no lineal dinámico tiempo historia.....	141

INTRODUCCIÓN

Importancia del tema

Las infraestructuras civiles dúctiles deben diseñarse para ser capaces de resistir las cargas sísmicas y disipar adecuadamente la energía producida por tales cargas. El no considerar tales aspectos conlleva a un diseño inapropiado de la estructura y puede resultar en una ductilidad y resistencia insuficiente ante la demanda de cargas. Como resultado, se producen deformaciones permanentes, pandeo por compresión y en algunos casos el colapso total de la estructura por el mecanismo de daño que se presenta (Zareie et al., 2021). Por ello, se debe priorizar una correcta identificación de la demanda sísmica del sitio a través de las normativas y metodologías existentes, teniendo en cuenta además el tipo de suelo en donde se ubicará la estructura, para que así esta pueda responder de manera adecuada a las solicitaciones de diseño.

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción se presentan tres métodos de análisis para el diseño basado en fuerzas, entre los cuales se encuentran el análisis estático, análisis dinámico espectral y paso a paso en el tiempo. El análisis paso a paso en el tiempo, también conocido como análisis tiempo-historia, representa una alternativa atractiva para superar los supuestos aproximados presentes en los análisis estáticos y pseudodinámicos mencionados. Además, permite estimar de forma confiable el comportamiento de las estructuras en condiciones de estados límites, lo cual, aporta de una manera relevante al control de pérdidas económicas ocasionadas por la acción de los sismos frecuentes, sean estos moderados o fuertes causando daños en elementos no estructurales, especialmente en edificios comerciales, industriales y estratégicos (Lombardi et al., 2019).

Actualidad de la problemática

En el Ecuador, la zona del litoral se encuentra ubicada sobre las placas Sudamericana y de Nazca, produciéndose el mayor acoplamiento entre ambas en la parte superior de la región costera. El movimiento de estas placas tectónicas da origen a la subducción de la placa de Nazca sobre la Sudamericana (Aguiar et al., 2018), por consiguiente, se incrementan las probabilidades de ocurrencia de eventos sísmicos de alto impacto.

Con relación a lo descrito anteriormente, en el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del cantón Machala correspondiente al periodo 2019-2030, se menciona que los riesgos naturales con mayor impacto en la ciudad hacen referencia a las inundaciones y sismos. Estos últimos se vuelven un riesgo importante a tener en

consideración, debido a que, la ciudad de Machala se encuentra ubicada en una zona de alta peligrosidad sísmica (Machala Alcaldía, 2019).

Como resultado del alto peligro sísmico identificado, el 16 de abril del 2016, en la ciudad de Pedernales se registró un terremoto con una magnitud de 7.8 Mw, ocasionando así el mayor número de pérdidas humanas registradas en el país tras el sismo del año 1987, Salad-Reventador con una magnitud de 7.1 Mw. No obstante, esto desencadenó la disminución en la actividad económica ecuatoriana, propiciada por el colapso de viviendas, hoteles y hospitales (León-Ríos et al., 2019). Además, el 18 de marzo del 2023 en la isla Puná en el Golfo de Guayaquil se registró un evento sísmico con una magnitud de 6.80 Mw (IGEPN, 2023), el cual afectó a varias ciudades del perfil costero, una de ellas la ciudad de Machala.

Los resultados provocados por la actividad sísmica se pueden ver amplificados debido a una característica denominada efectos sísmicos locales, los cuales se relacionan con las diferentes aceleraciones espectrales presentes en cada tipo de suelo. Este aumento en el riesgo sísmico es propiciado por la presencia de depósitos de sedimentos blandos y poco compactos, o simplemente llamados suelos blandos (Reyes Roque et al., 2020). Las incertidumbres en la respuesta estructural de una edificación se basan en las propiedades estructurales, características del suelo, las aproximaciones de modelado y el movimiento del suelo o señales de acelerogramas ocasionados por un evento sísmico. De los factores antes mencionados, este último es uno de los que genera mayor impacto sobre la respuesta de la estructura (Katsanos & Sextos, 2018). Los procesos de selección de estos movimientos del terreno, en el caso de no ser los apropiados, influirán de manera negativa en el comportamiento de la edificación, mostrando resultados poco confiables y alejados de la realidad.

La selección de tales registros acelerográficos dependerá del sitio en el cual se construirá el edificio, a pesar de ello, esta información es generalmente difícil de obtener (Zhang et al., 2020). Además, ante la presencia de suelos blandos la caracterización de la demanda sísmica del sitio toma mayor importancia, de acuerdo con los efectos sísmicos locales antes mencionados y los procedimientos de análisis, como por ejemplo el análisis dinámico tiempo-historia se ven limitados.

La información relacionada con los registros acelerográficos para llevar a cabo el análisis tiempo-historia, será tomada del trabajo de titulación “Contribución de registros espectro compatibles para diseño de edificaciones ubicadas sobre suelos

blandos en la zona urbana de la ciudad de Machala” elaborado por Álvaro Dávila de la Universidad Técnica de Machala.

Estructura del trabajo

En el primer capítulo denominado Planteamiento del problema, se abordarán los antecedentes del proyecto que corresponden a la línea base del mismo, luego se procederá a realizar la descripción de la situación problemática tomando en cuenta las causas y efectos relacionadas con el problema. Con base a lo explicado anteriormente se formularán preguntas científicas y se delimitará el objeto de estudio sobre el cual se desarrollará el trabajo de titulación. Finalmente, se enunciarán los objetivos generales y específicos a cumplir en el presente documento.

Seguidamente, el segundo capítulo hace referencia al marco teórico, el cual y por medio de la investigación bibliográfica se recopilarán antecedentes contextuales de trabajos realizados a nivel maso, meso y micro, además de antecedentes conceptuales con la principal terminología y marco normativo relacionado con el propósito del documento. También, para los antecedentes referenciales se tomarán en cuenta trabajos realizados en artículos científicos o tesis de maestría que contengan la metodología a emplearse para el presente trabajo.

Según lo especificado en los antecedentes referenciales tomados en cuenta, en el capítulo tres se detallará el proceso metodológico de la investigación, haciendo referencia a los métodos empíricos y teóricos a usarse.

Finalmente, en el capítulo cuatro se mostrarán los resultados obtenidos a lo largo del trabajo de investigación en cuanto al análisis tiempo historia de edificios aporricados y duales de mediana altura ubicados sobre suelos blandos en la ciudad de Machala.

1. CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Antecedentes (Línea base del proyecto)

La ciudad de Machala se encuentra ubicada al sur oeste del país y es la cabecera cantonal de la provincia de El Oro, de manera que, es la ciudad más poblada con un total de 289.141 habitantes, según la proyección hacia 2020 realizada por el INEC en 2017. Posee una extensión territorial de aproximadamente 37275.24 ha y comparte límites territoriales con los cantones El Guabo, Santa Rosa y Pasaje.

A continuación, se presenta información relevante tomada del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la ciudad de Machala (Machala Alcaldía, 2019). Es importante señalar que el 94.02% de la población se encuentra asentada dentro del área urbana, la cual se describe con mayor detalle a continuación:

Tabla 1. Áreas urbanas actuales

Áreas urbanas	Áreas (Ha)	% del Área
Área consolidada	2902.14	48.42
Área en proceso de consolidación	3090.88	51.58
Totales	5993.02	100
Fuente: SCC Consulting Group 2020		

En el área urbana consolidada, podemos decir que se cuenta con la totalidad de los servicios básicos, equipamientos e infraestructuras, y que esta área es ocupada principalmente por edificaciones.

Por otra parte, el cantón Machala posee suelos con abundantes minerales y nutrientes, debido a, su origen como llanura de depósito de materiales aluviales, transportados por redes fluviales. Otra de las características llamativas de estos tipos de suelos, es su fácil saturación durante épocas de lluvia y como resultado afecta de manera negativa en las actividades de la población del cantón. En la siguiente tabla se presentan las geoformas presentes en Machala, en función al área que ocupan de la superficie total del cantón:

Tabla 2. Geomorfología Machala

Geomorfología	Área (Ha)	%
Llanuras aluviales de depositación	30875,31	82,83
Nivel aluvial alto	442,09	1,19
Terraza baja	60.14	0.16
Terraza indiferenciada	424.36	1.14
Zonas urbanas	3694.59	9.91
Cuerpos de agua	1778.74	4.77
Total	37275.23	100
Fuente: IGM/SNI 2010		

Siguiendo con la descripción del suelo del cantón, el uso del suelo en Machala se ve marcado principalmente por las actividades agropecuarias con un 52.20%, seguido de cerca por las camaroneras con un 22.10%. Estas actividades y demás usos del suelo se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3. Uso del Suelo del Cantón Machala

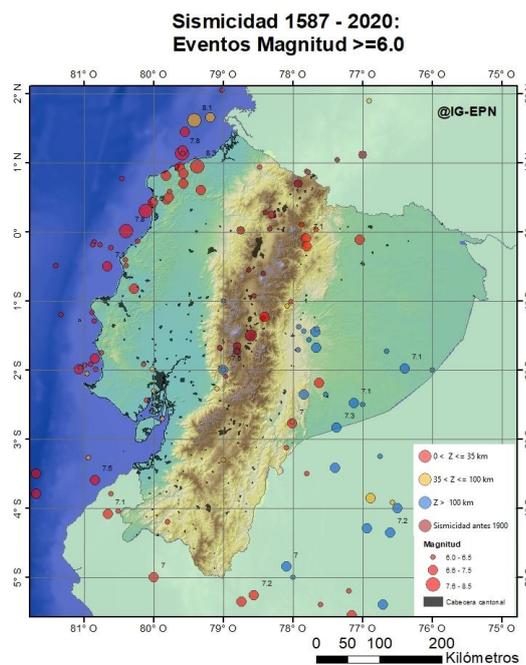
Cobertura y uso del suelo	2011	
	Área (Ha)	%
Arbórea/arbustiva	4011.44	10.80
Camaronera	8236.66	22.10
Cuerpos de agua	1778.74	4.77
Tierras agropecuarias	19452.81	52.20
Áreas urbanas	3795.58	10.20
Total	37275.23	100
Fuente: IGM/SNI2010		

En el Ecuador al ser un país con un elevado peligro sísmico, se han realizado algunas investigaciones con respecto al tema, pero en lo relacionado a sistema estructurales resistentes a cargas laterales, dicho sistema no se ha mejorado, tal es así, que el sistema aporticado es empleado en gran medida en la mayoría de diseños (Medina & Placencia, 2017). Machala no se aleja de esta realidad, ya que, a simple vista podemos observar que la mayoría de las edificaciones existente en la zona urbana de la ciudad, presentan

sistemas estructurales aporricados dúctiles o también conocidos como tradicionales, es decir, aquellos conformados por vigas y columnas.

El elevado peligro sísmico que posee el país ha sido registrado a lo largo del tiempo, tal es el caso, que en la Figura 1 se puede observar los eventos ocurridos entre los años 1587 hasta 2020, con una magnitud igual o mayor a 6 Mw. Claramente, se puede evidenciar que los eventos de mayor trascendencia han ocurrido en la región costera, los cuales se relacionan con la zona de subducción presente en el lugar.

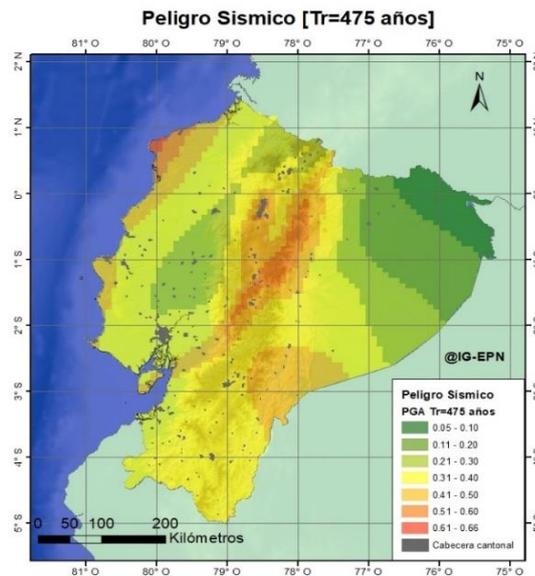
Figura 1. Mapa de sismicidad mayor o igual a 6 en magnitud desde 1587 al 2020



Fuente: IGEPN

La Norma Ecuatoriana de la Construcción presenta un mapa de peligro sísmico, en el cual se ha llevado a cabo un análisis probabilístico del mismo, en el que se incluye una evaluación de la incertidumbre en la magnitud, frecuencia y localización de los terremotos, así como en la respuesta sísmica del sitio. Este proceso se lo realiza empleando diferentes fuentes de información, como la sismología histórica, la geología estructural y la evaluación de fallas activas. Como resultado de aquello, se obtiene un mapa en el cual se muestra la probabilidad de excedencia de un nivel de sacudimiento dado en un periodo de tiempo específico, o también conocido, como tiempo de retorno. Es importante destacar que el análisis probabilístico del peligro sísmico constituye una herramienta valiosa en la planificación urbana y la construcción de estructuras, especialmente en zonas sísmicas (IGEPN, n.d.).

Figura 2. Mapa de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años.



Fuente: IGEPN

1.2 Descripción de la Situación problemática (causas y efectos)

Las edificaciones de la zona urbana de la ciudad de Machala que presentarían diseños estructuralmente limitados según la escasa información propiciada por normativas oficiales, representan la problemática central del tema de investigación. Para la descripción de la situación problemática se reconocieron algunas causas directas y efectos ocasionados por estas, hasta concluir con el efecto final.

La necesidad de realizar mejoras en los códigos y normativas de diseño sismorresistentes se presenta como una de las causas a tomar en consideración, puesto que, varios edificios los cuales han sido diseño por medio de las disposiciones de los códigos actuales, inclusive construidos con altos estándares, han exhibido niveles mínimos de rendimiento, los cuales se catalogan como inaceptables. Los efectos devastadores de los eventos sísmicos han ocasionado que la demolición y reconstrucción de las estructuras se torne inevitable (Hosseini et al., 2017). El dimensionamiento inapropiado de los elementos estructurales es uno de los efectos que se ocasionan, además, el daño provocado por las fuerzas sísmicas genera mecanismos de falla frágil global en la estructura.

Otra de las causas que se plantea, son los procesos arbitrarios de selección de movimientos de entradas o señales de acelerogramas. Para llevar a cabo los análisis de daños sísmicos en edificaciones, se deben emplear buenos criterios al momento de seleccionar los movimientos de entrada, pues es importante garantizar que los

resultados obtenidos sean confiables y no exista una mala representación del peligro sísmico del sitio. El método de análisis tiempo-historia admite el uso señales artificiales o sintéticas, obtenidas mediante simulaciones numéricas, ecuaciones de predicción del movimiento del suelo y demás métodos existentes. No obstante, este tipo de métodos no contemplan los efectos de la interacción sitio-ciudad, es decir, dejan de lado el tipo y las características del suelo sobre el cual se encuentra soportada la edificación (Tian et al., 2020).

Debido a la importancia de una buena selección de señales acelerográficas, el análisis estructural, específicamente hablando del análisis tiempo-historia, se ve limitado ante la ausencia de registros sobre evento sísmicos de la zona del proyecto, por lo que, conlleva a la generación de acelerogramas artificiales y de esta manera aporta una incertidumbre en la respuesta dinámica de los edificios, independiente de su sistema estructural.

Ante los efectos que se han mencionado productos de cada una de las causas directas, el efecto final relacionado con el problema principal será que las estructuras no alcancen niveles de desempeño requerido.

1.3 Formulación del problema: preguntas científicas

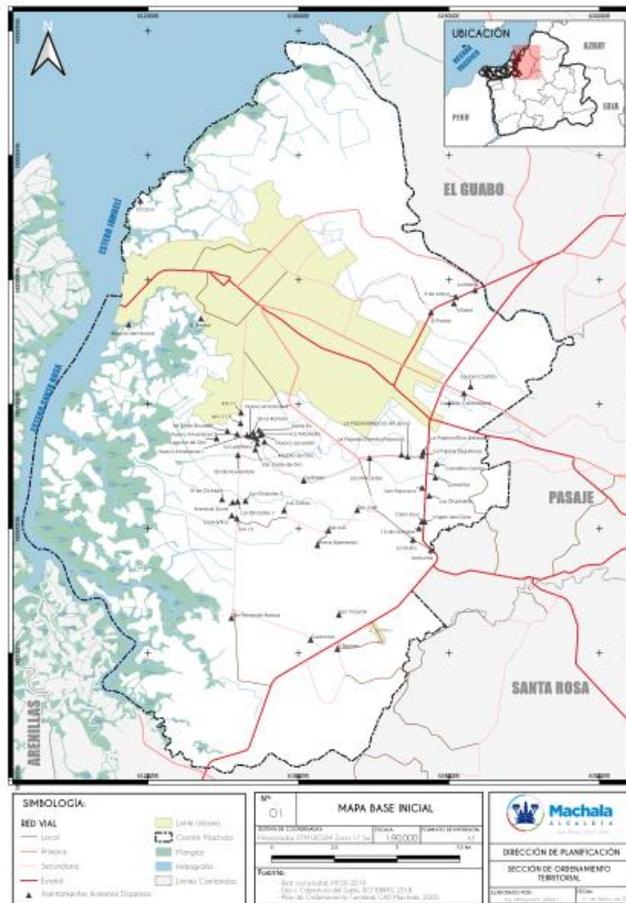
Con base en la descripción del problema planteado, en la cual se hace mención al diseño limitado de las estructuras, se formulan las siguientes preguntas científicas:

- ¿Las edificaciones de la zona urbana de la ciudad de Machala cumplen con las normativas y códigos sismorresistentes?
- ¿Cómo se lleva a cabo el proceso de selección de señales de acelerogramas para el análisis tiempo-historia?
- ¿Existen registros de acelerogramas de la zona de estudio para realizar análisis dinámicos?

1.4 Delimitación del objeto de estudio

El presente trabajo de titulación se enfoca en las edificaciones ubicadas en la zona urbana de la ciudad de Machala, las cuales se encuentran implantadas predominantemente sobre suelos blandos. En las edificaciones se tendrán en cuenta los tipos de sistemas estructurales como son sistemas aporticados y sistemas duales, estructuras fijas, estructuras de hormigón armado y estructuras de acero estructural.

Figura 3. Componentes geográficos del cantón Machala



Fuente: PODT Machala, 2019

Se considerarán como suelos blandos, el suelo tipo de D definido en la Norma Ecuatoria de la Construcción. Estas consideraciones permitirán la caracterización de la amenaza sísmica de la zona, por medio de registros acelerográficos locales e internacionales que compartan las siguientes características: distancia a la falla, magnitud del evento, mecanismos de falla y efectos del suelo

1.5 Justificación

El motivo que impulsa la investigación se deriva a partir de la filosofía de diseño sismo resistente, la cual tiene como fin evitar la pérdida de vidas humanas a través de impedir el colapso de cualquier tipo de estructura. Sin embargo, en la actualidad el diseño se enfoca no sólo en la protección de la vida, sino también en la protección de la edificación. Con ello también se busca que la estructura responda de manera adecuada antes diversos niveles de desempeño sísmico.

El presente trabajo de investigación tiene como finalidad caracterizar la demanda sísmica, a través de la aplicación del análisis dinámico tiempo historia sobre edificaciones ubicadas en la zona urbana de la ciudad de Machala, teniendo en cuenta el peligro sísmico presente en la región, así como también, considerando los efectos que provocan la presencia de suelos blandos en el comportamiento dinámico de la estructura, ya que, las vibraciones originadas durante los movimientos sísmicos estarán en función al tipo de suelo que soporte a la estructura. De esta manera se pretende recrear las condiciones en las cuales las edificaciones estarían sometidas durante un sismo de características importantes.

Las fuerzas generadas durante un terremoto son la prueba más crítica para las estructuras, transmitiéndose al edificio por medio de la cimentación ocasionando de esta manera que las cargas dinámicas actúan en todas las direcciones. Por tal motivo, se pretende reducir el grado de incertidumbre en la respuesta de la estructura, por medio de una correcta caracterización de las fuerzas sísmicas que actuarán sobre las edificaciones, la misma que se llevará a cabo con la selección adecuada de registros acelerográficos, siguiendo los lineamientos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, ASCE y HAZUS99.

1.6 Objetivos: general y específico

1.6.1 Objetivo general:

Realizar el análisis tiempo historia de edificios aporticados y duales de mediana altura ubicados sobre suelos blandos en la ciudad Machala, empleando registros sísmicos espectro-compatibles con el fin de conocer la respuesta de las estructuras analizadas.

1.6.2 Objetivo: específicos:

- Analizar el sistema estructural idóneo acorde a la realidad local para edificios aporticados y duales.
- Identificar la demanda sísmica dinámica pertinente para las estructuras analizadas considerando el tipo de suelo respectivo.
- Determinar las máximas respuestas generadas por la demanda sísmica en cada edificio.

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes contextuales

Con el objetivo de dar sustento al presente trabajo de investigación, a continuación, se hará referencia a investigaciones plasmadas en artículos científicos llevadas a cabo al nivel mundial y local sobre el tema de trabajo de titulación, con la finalidad de reconocer los principales hallazgos de la investigación.

En primer lugar, Kayhan et al. en su trabajo de investigación lleva a cabo un análisis no lineal tiempo-historia en sistemas equivalente de un grado de libertad, empleando por separado un conjunto de 30 registros de eventos sísmicos compatibles con el espectro de diseño elástico para las diferentes tipologías de suelo local, especificado en el Código Turco de Terremotos. Entre los resultados destacados del trabajo podemos mencionar que, los resultados de los desplazamientos máximos obtenidos varían significativamente entre registro y registro a pesar de cumplir criterios de compatibilidad, por lo cual, estas variaciones se las pueden tomar como indicadores de aleatoriedad durante el proceso de selección de los movimientos del suelo (Kayhan et al., 2018).

Por otra parte, los autores Azodi et al. en su investigación enfocan la respuesta sísmica en un edificio de 30 pisos de acero compuesto por un sistema resistente a momento y un sistema de doble muro de corte lateral de hormigón armado reforzado. Para el análisis tiempo-historia se emplearon trece conjuntos de registros acelerográficos, los cuales fueron escalados a niveles de sismo máximo y de diseño. Como resultados de los análisis, se obtenido un correcto desempeño de la estructura, así como también, la deriva máxima de piso obtenida resultó ser menor a la permitida, así como también, los muros de corte fueron capaces de adsorber hasta dos tercios de las fuerzas cortantes (Azodi et al., 2022).

Con respecto a las estructuras que presentan mecanismos de aislamiento sísmico, Babu et al. realiza una comparativa en edificaciones con y sin aislamiento de base, por medio de un análisis no lineal tiempo-historia utilizando el software ETABS. Se plantearon edificaciones de ocho y dieciséis pisos y se pudo evidenciar que a medida que las plantas aumentaban, los desplazamientos de piso, derivas y cortantes basales también lo hacían. Además, para las edificaciones sin aislamiento las desviaciones entre plantas resultan mayores en comparación con las estructuras que si poseen aislamiento en la

base; este mismo fenómeno se presenta en los valores máximos de cortante en la base (Babu et al., 2021).

Por otro lado, los autores Silvestri, Allahverdiyev y Marconi analizan la influencia de la distribución de vigas, por medio de un análisis de espectro de respuesta y análisis dinámico lineal tiempo-historia. Se consideraron cuatro estructuras de referencia (2, 3, 6 y 10 pisos), los cuales poseen una configuración regular. Para la evaluación de la respuesta sísmica se determinaron los siguientes parámetros: fuerzas de corte, momentos flexionantes, desplazamientos y derivas de piso, aceleraciones de piso. Cabe recalcar, que para el análisis tiempo-historia se emplearon siete acelerogramas artificiales. Como resultado de su investigación, los modelos analizados con vigas alternas en los diferentes pisos presentan un comportamiento equilibrado, haciendo mayor énfasis en las estructuras de seis y diez pisos respectivamente. Además, los modelos tridimensionales presentan valores aceptables para los parámetros descritos previamente, aunque el cortante en la base y la aceleración de pisos superiores alcanzar valores elevados (Silvestri et al., 2022).

A nivel regional también se han llevado a cabo diferentes investigaciones que involucran el análisis tiempo-historia en edificaciones, Morales en su trabajo “Método directo de diseño basado en desplazamientos (DDBD) aplicado a sistemas mixtos de hormigón armado”, lleva a cabo un análisis no lineal tiempo-historia de un edificio de 12 pisos. Para ello se han empleado 3 registros acelerográficos del terremoto de Maule, los cuales son consistentes con el espectro de desplazamientos especificado en el Decreto Supremo N°61. La aplicación de este tipo de análisis evidenció que, en sistemas mixtos, es decir, estructuras conformadas por vigas, columnas y muros estructurales, presentaron deformaciones, derivas de entrepiso y absolutas aceptables. Por otra parte, para el diseño basado en desplazamientos las zonas en donde se presentan los mecanismos de falla para el sistema mixto se hallan en vigas y en la parte inferior de los elementos columnas y muros (Morales, 2020).

A nivel nacional, Brito-Tapia et al. en su trabajo de investigación “Influencia Estructural de Disipadores SLB para Muros Desacoplados en Estructuras de Hormigón Armado y Arriostramientos en Estructuras Metálicas”, ejecuta un análisis comparativo por medio de un análisis no lineal tiempo-historia empleando disipadores SLB, con respecto a estructuras en las cuales se han empleado métodos tradicionales de construcción. En total se hicieron uso de ocho estructurales, de las cuales cuatro corresponden a estructuras de acero y las restantes pertenecen a estructuras de

hormigón armado, teniendo en cuenta que en dos de ellas hacen referencia a estructuras con métodos constructivos tradicionales y las dos restantes poseen en su estructura disipadores SLB. Las estructuras se encuentran implantadas sobre un suelo tipo “D”, en la ciudad de Esmeraldas y teniendo en cuenta que, en base a la Norma Ecuatoria de la Construcción, la cual indica que se deben emplear como mínimo 3 registros de eventos sísmicos, se utilizaron para la investigación los registros de los siguientes sismos: sismo de Pedernales de magnitud 7.8; primera réplica del sismo de Pedernales con magnitud 6.7 y segunda réplica del sismo de Pedernales de magnitud 6.9. Dentro de los principales resultados encontrados en la investigación, se demostró que para ambos sistemas estructurales en los cuales se utilizaron disipadores de energía SLB, estos redujeron la respuesta general de la edificación de manera significativa, haciendo mayor énfasis en el cortante máximo de piso con una reducción superior al 75% (Brito et al., 2022).

Por otra parte, los autores Morocho e Inca en su trabajo de maestría llamado “Modelación matemática del bloque de aulas de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Machala bajo el análisis dinámico-lineal dentro del rango elástico”, aplican un análisis lineal tiempo-historia a un bloque de aulas, para el cual emplea registros de acelerogramas sintéticos en función del sismo de Pedernales en el año 2016. En cuanto al análisis, se consideraron tres grados de libertad por nodo y según los resultados obtenidos, debido a la geometría de la estructura, la componente vertical del sismo no afecta en gran medida a los desplazamientos laterales (Morocho & Inca, 2018).

2.2 Antecedentes conceptuales

2.2.1 Peligro sísmico

El peligro sísmico toma en cuenta a la probabilidad de que un evento sísmico se presente a lo largo de un periodo de tiempo establecido, por lo que, un espectro de peligro uniforme es aquel que posee la misma probabilidad y periodo. Además, este tipo de espectro toma en consideración las posibles combinaciones entre la magnitud y la distancia del sismo al punto de interés, haciendo que de esta manera pueda ser empleado para un análisis dinámico espectral (Guzmán et al., 2022).

2.2.2 Vulnerabilidad sísmica

Ecuador se sitúa en una zona de alta actividad sísmica y ha experimentado algunos eventos sísmicos de características importantes y consecuencias devastadoras, por lo

tanto, para reducir los efectos adversos de este tipo de fenómenos naturales, es necesario determinar el comportamiento que tendrán las estructuras ante un evento de tal magnitud, en pocas palabras, conocer el grado de vulnerabilidad sísmica presente en el sistema estructural (Cunalata et al., 2022). Dicho comportamiento estará ligado a la configuración estructural adoptada para la edificación, calidad de los procesos constructivos y materiales, entre otros.

2.2.3 Demanda sísmica

La demanda sísmica hace referencia a la cuantificación de la fuerza inducida por un sismo, la cual se la determina a través de las ecuaciones presentes en las normativas o códigos de diseño sismo resistente. Sin embargo, la demanda sísmica también engloba la estimación de desplazamiento y derivas de piso (Aguiar et al., 2019).

La representación de la demanda sísmica según los diferentes niveles de desempeño de las estructuras, requieren de procesos rigurosos los cuales se dividen en dos grupos, diseño basado en fuerzas y diseño basado en desplazamientos. Para el diseño basado en fuerzas se tienen en cuenta a los análisis lineales, tanto estático como dinámico. Por otra parte, para el diseño basado en desplazamiento, se tiene la presencia de los análisis no lineales, así mismo, estático y dinámico (Zameeruddin & Sangle, 2021).

2.2.4 Registro de ondas sísmicas

A lo largo de la duración de un terremoto, este libera energía de deformación que ha sido acumulada durante periodos largos de tiempo sobre la capa superficial de la tierra. Así mismo, estos liberan ondas de varios tipos que se propagan a partir de su foco en todas las direcciones. Las ondas emitidas por los sismos son capaces de ser registradas, por medio de un instrumento denominado sismógrafo, los cuales permiten medir la aceleración, velocidad o inclusive el desplazamiento generado por la actividad sísmica. Sin embargo, los datos recolectados no son del todo precisos, ya que, la calidad de la información se ve influenciada por las características del propio instrumento y el ruido ambiental en el lugar de la toma de los registros (Morocho et al., 2022).

2.2.5 Niveles de desempeño

Antes de enunciar los niveles de desempeño de una estructura, es necesario tener en cuenta los siguientes aspectos que se encuentran involucrados, tales como: presencia de daños en elementos estructurales y no estructurales, funcionalidad de los servicios básico una vez concluido el sismo y los riesgos existentes para los usuarios de la estructura. Una vez conocido tales aspectos, se pueden enunciar cuatro niveles de

desempeño: ocupación inmediata, operacional, seguridad de vida y pre-colapso (J. López & Cañizares, 2022).

2.2.6 Ductilidad

El comportamiento de una estructura puede verse afectado por la ductilidad de sus elementos estructurales. Se entiende por ductilidad a la capacidad que presentan los elementos para permitir deformaciones en rango no lineal sin que estas afecten de manera significativa a su resistencia. Es por este motivo, el incrementar la capacidad dúctil en las edificaciones, produce un mejor comportamiento ante la presencia de fuerzas sísmicas, además de prevenir la presencia de mecanismo de falla frágil (Requena-Garcia-Cruz et al., 2021).

2.2.7 Diseño sismorresistente

Los terremotos son fenómenos naturales que liberan energía de manera repentina sobre la corteza terrestre y su impacto en las personas y el medio ambiente, varía según la intensidad y la ubicación del evento. Por tal motivo, las estructuras tienen que ser capaces de resistir los terremotos y minimizar el impacto que estos puedan provocar. Con base en lo anterior, la cultura sísmica local incluye varias técnicas de construcción (Ortega et al., 2018), desde el uso de materiales más resistentes y flexibles hasta el diseño de edificios que sean capaces de absorber la energía sísmica y disiparla de manera efectiva, cumpliendo así el propósito del diseño sismorresistente.

Asimismo, se sabe que, en el diseño sismorresistente de una estructura, se acepta un margen de daño en los elementos estructurales en vista de que el costo de diseñar una edificación con el propósito de mantenerla completamente elástica durante el transcurso del evento sísmico sería muy alto y poco práctico (Serras et al., 2021). Así pues, los métodos actuales de diseño sísmico permiten que las estructuras sufran deformación plástica durante grandes terremotos mientras mantienen la ductilidad durante terremotos moderados. La deformación plástica disipa la energía sísmica y está diseñada para evitar el colapso estructural. Si bien este método de diseño es muy efectivo para proteger vidas humanas, no considera completamente la vida de las personas después de un terremoto (Takagi & Wada, 2019).

2.2.8 Factor R de reducción de fuerzas sísmicas

En las normativas y códigos de diseño sismorresistentes actuales, para la caracterización de las fuerzas laterales, entendiéndose a estas como fuerzas producidas por sismos se emplean factores R de reducción de fuerzas sísmicas. Estos valores

permiten hacernos una idea de la capacidad que posee una estructura al entrar su comportamiento en un rango inelástico. Definir este parámetro con la precisión adecuada resulta importante, ya que, ningún otro presente en la definición de fuerzas laterales (cortante basal), afecta de manera significativa durante el diseño de un sistema estructural (Gamal Abd-Elhamid et al., 2020). En pocas palabras, el factor de reducción de fuerzas sísmicas permite que la estructura disipe energía sin que esta colapse.

2.2.9 Marco resistente a momentos

Dentro de los sistemas estructurales existentes, el marco resistente a momentos es uno de los sistemas más empleados y comúnmente utilizados para resistir cargas laterales en edificaciones. Las ventajas que posee dicho sistema estructural son amplias, una de ellas es la presencia de grandes luces y espacios abiertos, lo cual ofrece una gran libertad arquitectónica. En cambio, desde un enfoque de la ingeniería los marcos resistentes a momentos son capaces de disipar grandes cantidades de energía producto de la excitación sísmica. La manera de llevar a cabo el proceso de disipación de energía es mediante la formación de articulaciones plásticas en los extremos de las vigas, dando origen a las bisagras plásticas (Idels & Lavan, 2020).

2.2.10 Muros estructurales

Muros estructurales o también conocidos como muros de corte, son elementos de hormigón armado que poseen una gran altura, con respecto a su ancho intermedio y espesor pequeño. Estos elementos son capaces de proporcionar a la estructura una rigidez apreciable en la dirección en la cual se encuentren orientados. No solo la rigidez de la estructura se ve afectada, sino también, la ductilidad aumenta siempre y cuando se distribuyan de manera adecuada (García et al., 2021). El colocar muros estructurales en lugares inadecuados, pueden provocar la presencia torsión en la estructura.

2.2.11 Estructuras duales

A diferencia de un sistema aporticado, el cual se conforma principalmente de vigas y columnas, una estructura se considera dual al combinar la resistencia proporcionada por los marcos de hormigón armado reforzado o acero con muros de corte. Los marcos de acero u hormigón serán los encargados de hacerle frente a las cargas gravitacionales, mientras que, los muros cortantes serán los encargados de resistir las fuerzas originadas por la actividad sísmica. Por otra parte, una consideración a tener

en cuenta es que los muros de corte deberán ser capaces de resistir al menos el 75% del cortante basal en la base de la estructura (De Jesús et al., 2022).

2.2.12 Métodos de análisis

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción se especifican dos tipos de diseños, el diseño basado en desplazamiento y el diseño basado en fuerzas. En el diseño basado en fuerzas se deben tener en cuenta tres métodos de análisis, pudiendo ser este un análisis estático o dinámico. En cuanto al análisis dinámico, este se encuentra constituido por el análisis dinámico espectral y el análisis dinámico paso a paso en el tiempo o también conocido como análisis tiempo-historia (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015). Por otra parte, se debe tener en cuenta que los análisis antes descritos se pueden realizar en el ámbito elástico o inelástico dependiendo de los requerimientos de la estructura.

2.2.13 Diseño basado en fuerzas

Los métodos actuales de diseño sísmico basados en fuerzas aplican modelos semiprobabilísticos y factores de seguridad, estos últimos con la finalidad de tener en cuenta las incertidumbres en la demanda sísmica, así como también, la capacidad de los elementos que conforman la estructura. En cuanto a los modelos semiprobabilísticos la demanda sísmica se manifiesta en por medio las funciones de Newmark-Hall, dicho de otra manera, el espectro de respuesta en función de pseudoaceleraciones (Lombardi & De Luca, 2020).

2.2.14 Análisis estático

El análisis estático es un tipo de metodología recomendada para estructuras regulares y uniformes en altura. El efecto provocado por la acción sísmica es representado por medio de fuerzas estáticas, a través de un sistema de fuerzas horizontales que se distribuyen a lo largo de las distintas plantas. A pesar de ello, este enfoque no es aplicable para edificios de gran altura y que posean una estructura irregular, tanto en planta como en elevación, debido a que, a partir del segundo modo de vibración estos requieren de mayor consideración en la respuesta dinámica (Di Cuia et al., 2017).

2.2.15 Análisis dinámico

Por otra parte, el análisis dinámico tiene como fin analizar el movimiento de la estructura, la cual es sometida por una fuerza que induce un movimiento. Cuando el sistema puede ser descrito por una sola coordenada y no tiene modos de vibración adicionales, la solución de la ecuación diferencial del movimiento que proporciona la

respuesta dinámica es exacta. Sin embargo, para la mayoría de las edificaciones, estas poseen múltiples modos de vibración y la respuesta dinámica no se puede simplificar a un solo grado de libertad. No obstante, comúnmente se emplea la simplificación matemática conocida como “edificio de cortante”, donde se considera infinitamente rígido al sistema de piso, siempre y cuando se deben cumplir ciertas condiciones establecidas en las normativas correspondientes (Carlo et al., 2018).

2.2.16 Análisis tiempo historia

Como ya se ha mencionado con anterioridad, uno de los métodos más completos para evaluar el comportamiento estructural sísmico corresponde al análisis dinámico tiempo-historia. Se basa en la solución de las ecuaciones diferenciales que gobiernan el movimiento de la estructura, y para análisis del tipo no lineal se toma en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales y las conexiones entre los elementos estructurales, como lo son vigas y columnas. Luego del proceso de modelación de la estructura, se aplican historias de tiempo de aceleración sísmica, las mismas que representan el sismo esperado en el sitio (Magisano et al., 2023), para finalmente obtener la respuesta sísmica, la cual incluye desplazamientos, velocidades, aceleraciones y fuerzas internas.

2.2.17 Análisis no lineal

Este tipo de análisis pretende representar el comportamiento esperado de una estructura, teniendo en cuenta los efectos sísmicos. Sin embargo, lo que diferencia este tipo de procedimientos con respecto a los análisis lineales convencionales, es la inclusión del nivel de daño que se genera en los componentes estructurales y no estructurales (B. López, 2022). Además, se deben tener en cuenta las propiedades no lineales de los materiales que conforman a la edificación.

2.2.18 Rótulas plásticas

Articulaciones que se producen a lo largo de un elemento, sea este viga o columna en el instante que su comportamiento ha superado el rango elástico, dicho de otra manera, el elemento no puede soportar más carga. La aparición de estos mecanismos resulta conveniente para las estructuras hiperestáticas, ya que, por medio de ellas se libera energía y le proporciona mayor estabilidad a las mismas dentro de un rango elástico (Romero, 2020).

2.2.19 Curva de Capacidad

Es una representación de los desplazamientos producto de la aplicación de una carga sísmica creciente y en la cual se pueden identificar tres estados límites establecidos en la FEMA (The Federal Emergency Management Agency). Por otra parte, este tipo de curvas suele utilizarse para representar la respuesta del primer modo de vibración de una estructura (Selena Mendoza-Intriago & Javier García-Vinces III, 2022).

2.2.20 Sistema de varios grados de libertad

A partir de un enfoque de la dinámica estructural, un sistema de varios grados de libertad es aquel que necesita más de una coordenada para describir su movimiento ante la excitación de alguna fuerza externa. Con los grados de libertad definidos para el tipo de estructura que se plantee, estos permiten reconocer la dirección de las masas concentradas en cada uno de los pisos (Andrade & Berni, 2021). Por otra parte, el tipo de análisis que se realice sea este bidimensional o tridimensional, condicionará el número de grados de libertad existentes.

2.2.21 Periodo fundamental de una estructura

Justo en el instante que el sismo llega a la estructura, este ocasiona que la misma empiece a vibrar. El movimiento de ida y vuelta que se origina depende de un periodo, el cual recibe el nombre de periodo natural. De manera aproximada el periodo de la estructura se lo obtiene al dividir el número de pisos entre diez, de manera que, la altura de la edificación represente un factor importante a considerar. Sin embargo, aunque este parámetro se lo requiera para el cálculo de la fuerza cortante, el mismo debe ser calculado con toda la rigurosidad posible (Siddika et al., 2019).

2.2.22 Deriva de piso

Generalmente, uno de los indicadores comunes para evaluar el desempeño global de una estructura, corresponde a la deriva de piso (AbdelMalek et al., 2022). Este indicador es aceptado por algunos códigos internacionales, entre los cuales se encuentran: ASCE-7, EUROCODE, IBC e ICC. Las derivas de piso corresponden a los desplazamientos relativos entre los pisos, las cuales están en función de los desplazamientos y de la altura de cada una de las plantas de la edificación.

2.2.23 Selección de registros acelerográficos según la ASCE 7-22

Según la ASCE (American Society of Civil Engineers), en el capítulo 16 llamado “NONLINEAR RESPONSE HISTORY ANALYSIS”, describe que el número mínimo de registros de movimientos de suelo no debe ser inferior a 11, para cada

espectro objetivo y teniendo en cuenta que cada uno de los mismos cuenta con un par de componentes horizontales del movimiento del suelo. Por otra parte, en la sección C16.2.2 Ground Motion Selection, especifica que el número mínimo de registros no se sustenta en un análisis estadístico profundo, sino que el aumento se debe a que se pretende tener estimaciones en los análisis con un mayor de confiabilidad (ASCE 7, 2022).

2.3 Antecedentes referenciales

Para llevar a cabo el presente trabajo de investigación, se empleará la metodología que se encuentra descrita en los siguientes artículos científicos.

Sharma et al, en su trabajo de investigación denominado “Evaluation of Displacement and Storey Drift for Multistoried Building Using Time History”, estudian el comportamiento de una estructura de hormigón armado, a través de un análisis dinámico empleando algunos registros de aceleración propios de la zona de eventos sísmicos representativos. La metodología empleada en el trabajo contempla los siguientes parámetros: búsqueda y normalización de registros acelerográficos, análisis tiempo-historia utilizando un software computacional, obtención de la respuesta de la estructura en función de los desplazamiento y derivas de piso y comparación de los resultados para los movimientos del suelo seleccionados (Sharma et al., 2021).

Durante la búsqueda y normalización de los registros acelerográficos, Morris et al. enuncia que estos deben cumplir con ciertos requisitos para que sean aprobados, entre los cuales se encuentran: características de la fuente incluyendo el mecanismo de falla, distancia de la fuente al sitio, magnitud del evento. Un punto a tener a consideración es que el lugar en donde se sitúa el instrumento para el registro de la información debe contar con características razonablemente representativas del suelo (Morris et al., 2019). El conocer lo anteriormente explicado es de suma importancia, debido a que, las características de los diferentes tipos de suelo inciden en gran parte en el movimiento del suelo y, por ende, la respuesta de la estructura se va a ver condicionada.

En adición a la metodología descrita anteriormente, el análisis tiempo-historia se llevará a cabo en diferentes tipologías estructurales, como lo son las estructuras aporticadas y los sistemas duales. Además, se evaluarán los desplazamientos máximos, derivas de piso y fuerzas cortantes para cada una de las estructuras.

CAPÍTULO III METODOLOGÍA

3.1 Modalidad básica de la investigación

La investigación tendrá un enfoque cuantitativo, debido a que, en base a los datos numéricos obtenidos durante el proceso de investigación para el análisis dinámico tiempo–historia, tales como: registros acelerográficos, dimensiones de los elementos estructurales, materiales empleados, entre otros, se determinarán las respuestas máximas de las estructuras aperticadas y duales a considerar.

3.2 Tipo de investigación

3.2.1 Documental

En el tipo de investigación documental, se realizará una investigación bibliográfica que permita recolectar información estipulada en artículos científicos, trabajos de titulación, códigos de diseño y normativas relacionadas con el análisis dinámico tiempo historia, por medio de la cual, se pretende reconocer los insumos necesarios para llevar a cabo este tipo de análisis, así como también, identificar los procedimientos correspondientes.

3.2.2 De campo

Para llevar a cabo el objetivo del presente trabajo de titulación, se empleará una estructura propuesta por el autor y una existente. Por tal motivo, por medio de este tipo de investigación se recopilará información cualitativa de la estructura, tales como, secciones de columnas, vigas y losas; alturas de entrepiso y distancias entre ejes de los elementos.

3.2.3 Descriptiva

Por medio de la información obtenida en los tipos de investigación detallados anteriormente, se procederá con el análisis tiempo historia. Para ello se tendrá como punto de partida los registros acelerográficos representativos para la zona de estudio, además, del modelamiento de las estructuras.

Después, mediante la investigación descriptiva se analizará la respuesta dinámica de las estructuras considerando el análisis lineal y no lineal tiempo-historia. Para ello, se tendrá en cuenta parámetros de control dispuestos en las normativas.

Finalmente, se compararán las respuestas obtenidas de cada una de las estructuras para los diferentes análisis realizados, con el objetivo de determinar el comportamiento de la estructura.

3.3. Objeto de estudio

Con base a lo descrito en la delimitación del objeto de estudio, en el cual hace referencia a las edificaciones que cuentan con sistemas estructurales aporticados y sistemas duales, se tomarán como referencia las siguientes estructuras:

- Estructura de hormigón armado aporticada correspondiente a una clínica ubicada en el cantón Pasaje.
- Estructura aporticada y dual conformada por acero estructural, destinada para los siguientes usos:

Tabla 4. Usos de la estructura de acero

Piso	Uso
P1	Oficinas
P2	Oficinas
P3	Oficinas
P4	Oficinas
P5	Oficinas
P6	Cafetería
P7	Sala de reuniones
P8	Técnico
P9	Ejecutivo
P10	Losa inaccesible
Fuente: El autor	

3.4. Descripción de la población y muestra

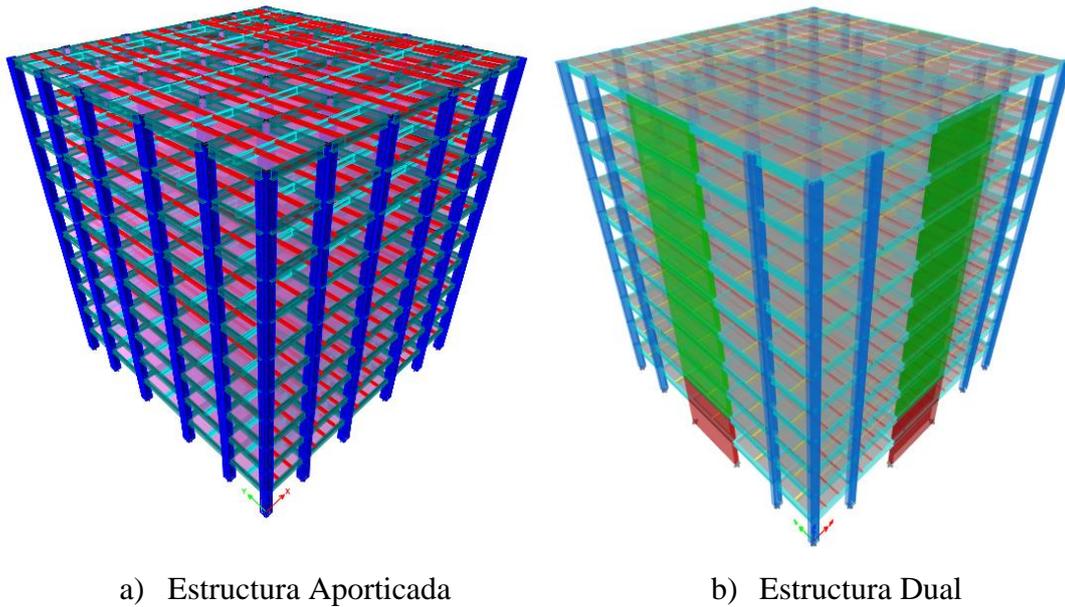
La población comprende las edificaciones ubicadas en la zona urbana de la ciudad de Machala, mientras que, la muestra estará definida por las estructuras aporticadas y duales tomados en cuenta en el presente trabajo de investigación, las cuales se describirán posteriormente.

3.5. Métodos teóricos con los materiales utilizados

3.5.1 Modelación

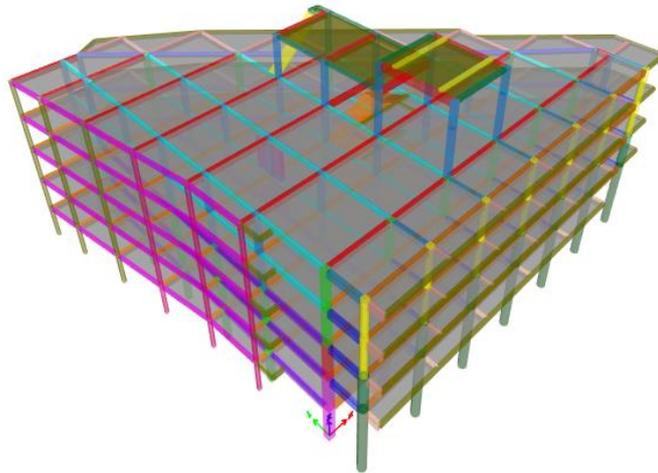
El proceso de modelación consiste en la representación de las estructuras a partir de los elementos que las constituyen, teniendo en cuenta su geometría y características relacionadas con el material de las cuales se componen. Lo manifestado anteriormente se lo realizará mediante un software de modelación estructural, con el fin de agilizar este tipo de procesos.

Figura 4. Modelos de estructuras de acero estructural



Fuente: El Autor

Figura 5. Modelo de estructura de hormigón armado



Fuente: El Autor

3.5.1.1 Características y dimensiones de los elementos

A continuación, se describen las características de los elementos de cada una de las estructuras:

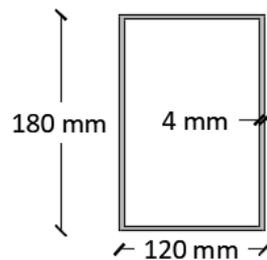
- Edificación de acero estructural:
 - En las vigas se empleará un acero A36, mientras que en columnas acero A572.
 - Resistencia a la compresión del hormigón armado (muro), $f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.

- Módulo de elasticidad del concreto, $E_c = 15100\sqrt{f'_c} = 233928.19 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.
- Muros estructurales de hormigón armado se hará uso de la inercia agrietada con un valor de $0.6 I_g$ en los dos primeros niveles.
- Edificación de hormigón armado:
 - Resistencia a la compresión del concreto, $f'_c = 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.
 - Resistencia a la compresión del concreto (muro), $f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.
 - Inercia agrietada en los elementos columnas y vigas, $0.8 I_g$ y $0.5 I_g$ respectivamente.
 - Resistencia especificada a la fluencia del acero, $f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.

Con respecto a la estructura de acero se emplearon los siguientes elementos, los cuales cumplen los criterios de relación ancho-espesor propuestos por la norma ANSI/AISC 360-22 y ANSI/AISC 341-22, ver a partir del Anexo 1:

- Vigas con conexión a corte:

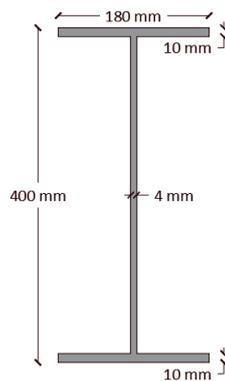
Figura 6. Viga con conexión a corte - Estructura de acero



Fuente: El autor

- Vigas secundarias:

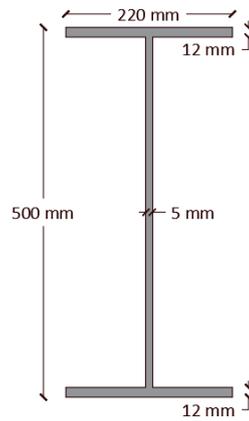
Figura 7. Viga secundaria - Estructura de acero



Fuente: El autor

- Vigas principales:

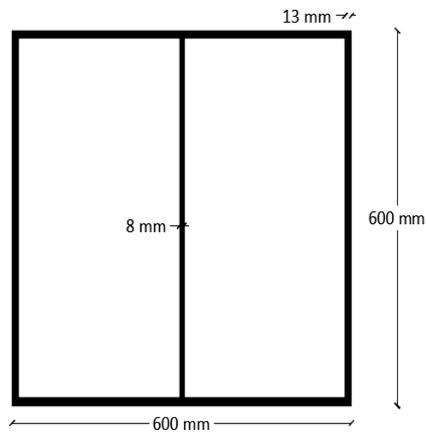
Figura 8. Viga principal - Estructura de acero



Fuente: El autor

- Columnas:

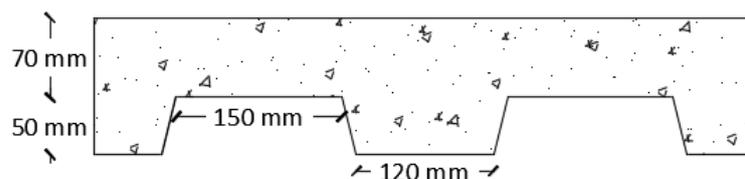
Figura 9. Columna - Estructura de acero



Fuente: El autor

- Losa tipo placa colaborante (deck):

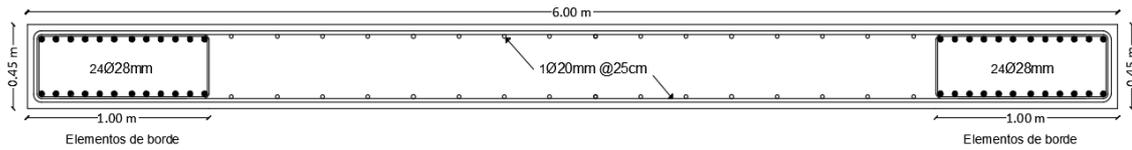
Figura 10. Losa tipo placa colaborante (Deck)



Fuente: El autor

- Muro de hormigón armado:

Figura 11. Muro de corte para edificio de acero



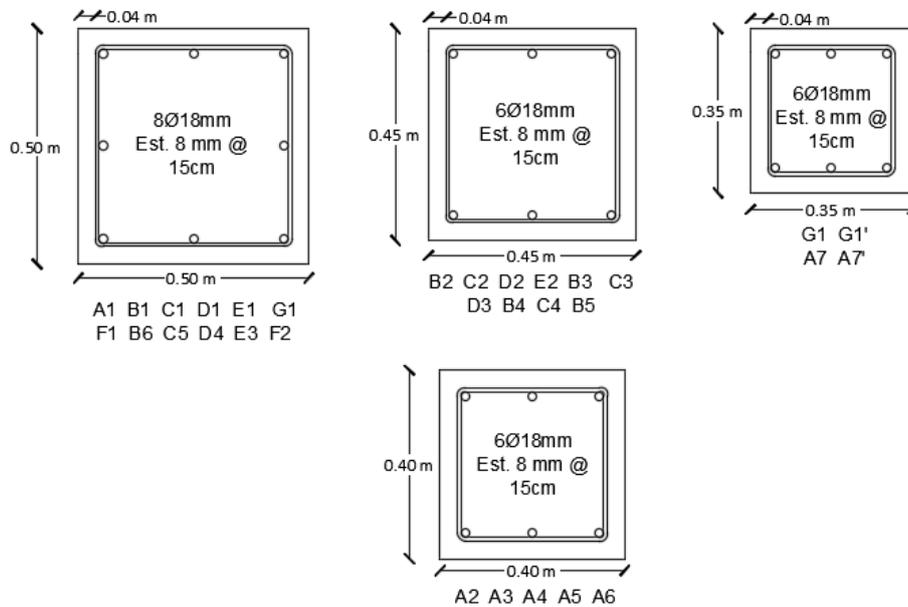
Fuente: El autor

Para la estructura de acero se vio la necesidad de diseñar un muro de corte, con el fin de conocer el acero de refuerzo requerido, mismo que será de utilidad para llevar a cabo los análisis no lineales a realizar.

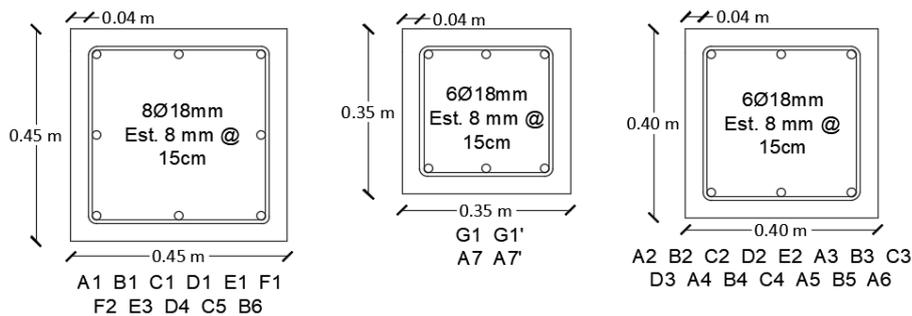
Además, en cuanto a la estructura de hormigón armado las dimensiones de los elementos fueron obtenidas en campo, las cuales se detallan a continuación:

- Columnas:

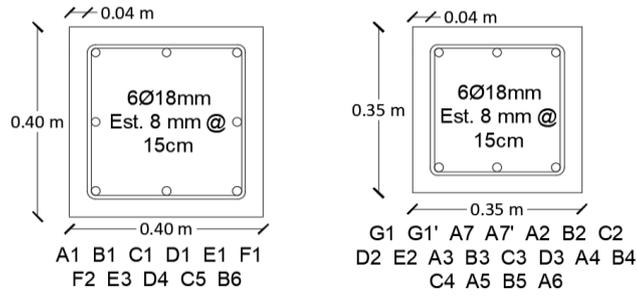
Figura 12. Detalle de columnas – Edificio de hormigón armado



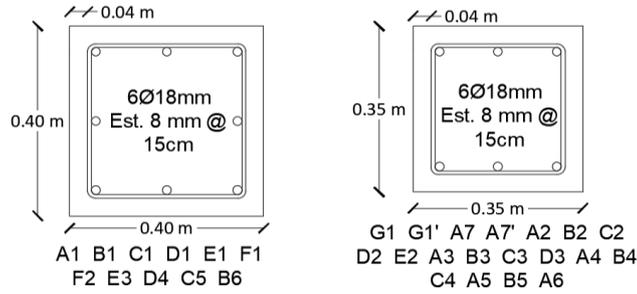
a) Columna de planta baja y mezanine



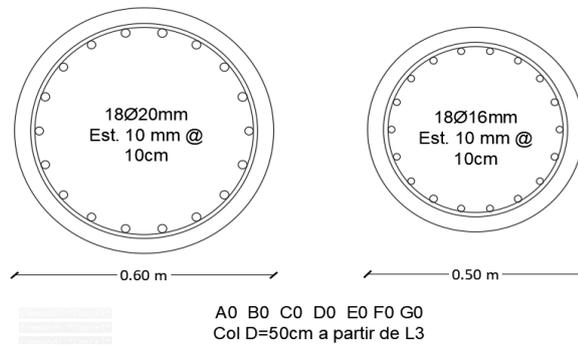
b) Columna de segunda planta



c) Columnas de tercera y cuarta planta



d) Columnas de quinta planta

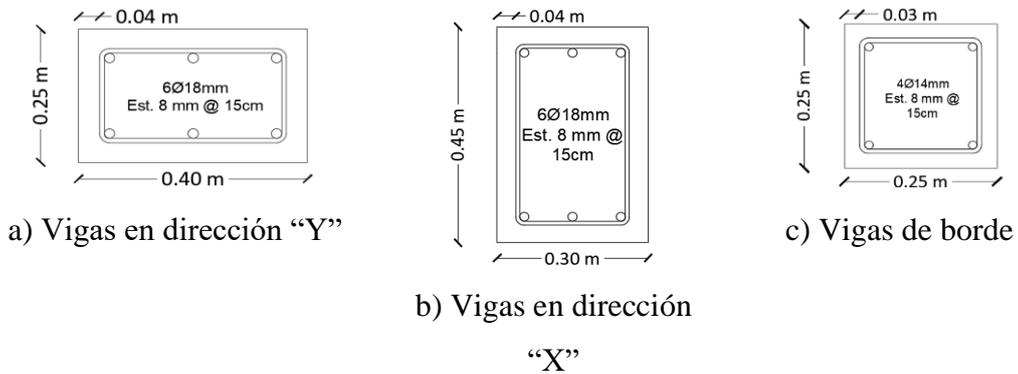


e) Columnas

Fuente: El autor

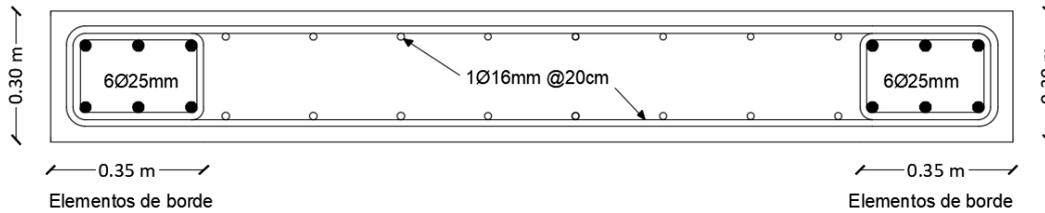
- Vigas:

Figura 13. Detalle de vigas - Edificio de hormigón armado



- Muro de hormigón armado:

Figura 14. Muro de corte para edificio de hormigón armado



Fuente: El autor

- Losa aligerada de 25 cm

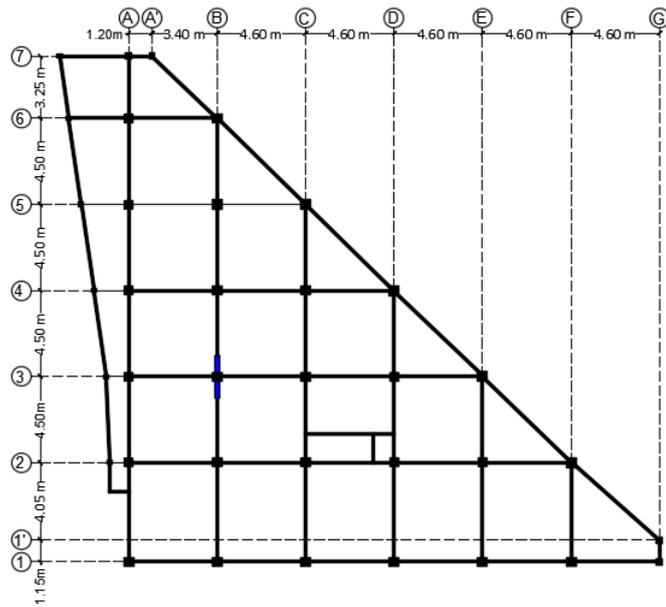
Cabe resaltar que las columnas circulares y el muro de corte no forman parte de la estructura real, pero, estos elementos han sido incluidos en la estructura con el fin de controlar desplazamientos en ambas direcciones, en especial en la dirección “Y”, en la cual en base a las visitas realizadas a la edificación y posteriormente contrastado con la información del modelo matemático, se determinó que fue la dirección de análisis más afectada por el sismo ocurrido el 18 de marzo del 2023.

Además, es importante mencionar que la estructura pese a ubicarse en la ciudad de Pasaje, únicamente la información empleada será la concerniente al sistema estructural de la misma, ya que, los demás parámetros correspondiente a los análisis a realizar serán en relación a los pertenecientes con la ciudad de Machala.

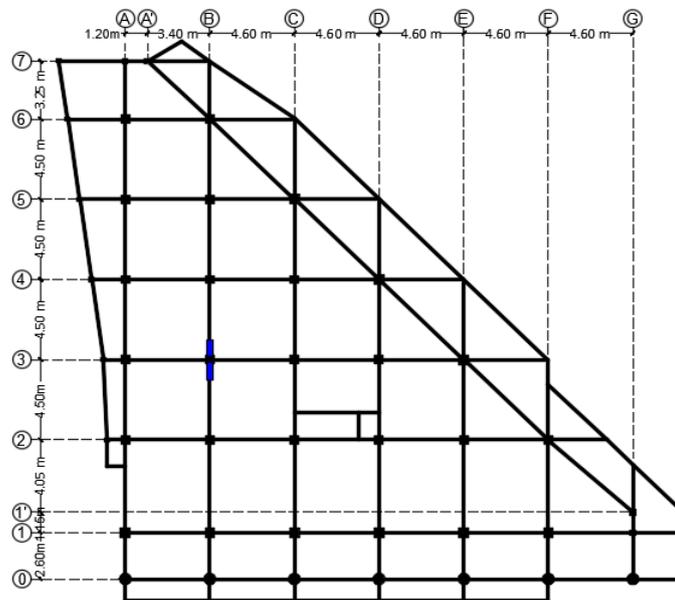
3.5.1.2. Configuración en planta y elevación

La estructura de hormigón armado cuenta con un total de cinco pisos cada uno con una altura de entrepiso de 2.70 m, además, cuenta con un muro de corte de 2.20 m de ancho, el cual dada sus características no es lo suficiente para considerar a la estructura como dual, por lo tanto, su sistema estructural obedece al de una estructura aporticada. La configuración planta de la estructura, desde la segunda losa hasta la quinta se mantiene constante, mientras que la sexta y séptima losa poseen su propia conformación. Lo anterior se detalla en la siguiente figura, asimismo se especifica la configuración en elevación de la edificación:

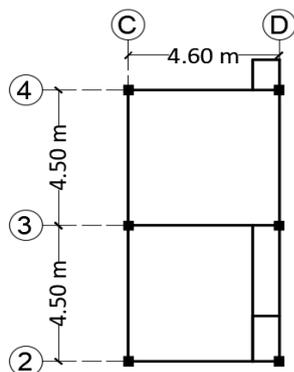
Figura 15. Configuración en planta



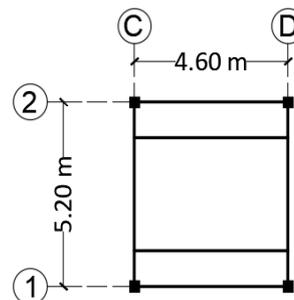
a) Mezanine



b) L2-L5



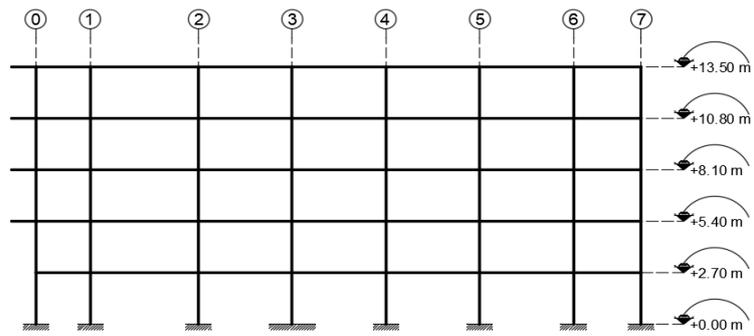
c) L6



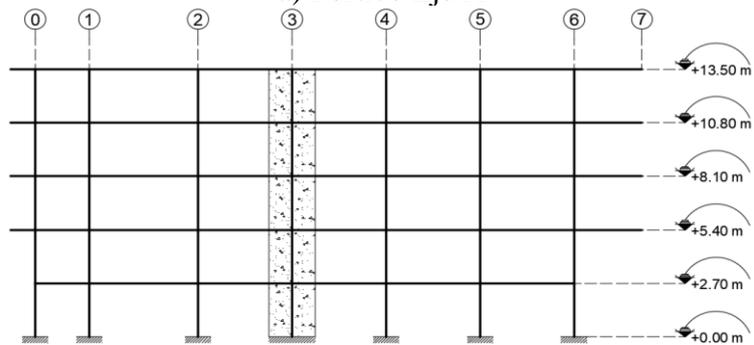
d) L7

Fuente: El autor

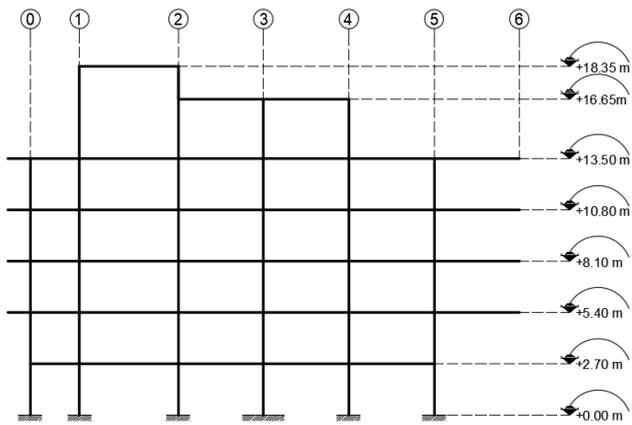
Figura 16. Configuración estructural en elevación



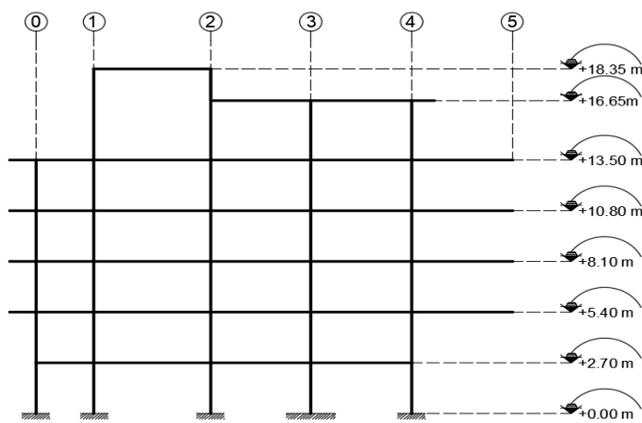
a) Pórtico Eje A



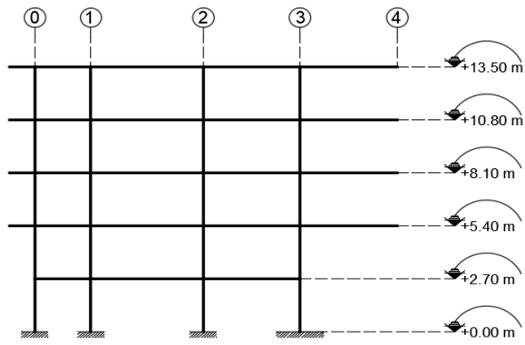
b) Pórtico Eje B



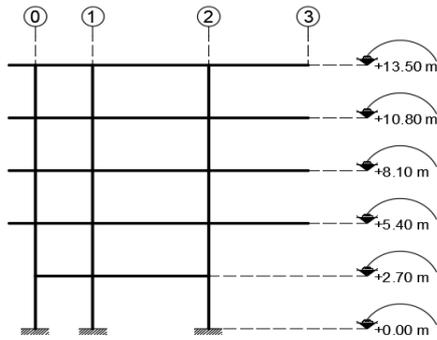
c) Pórtico Eje C



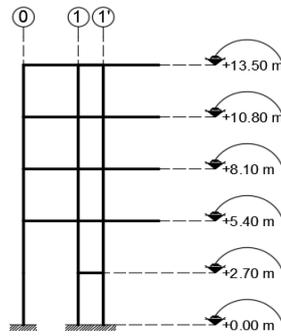
d) Pórtico Eje D



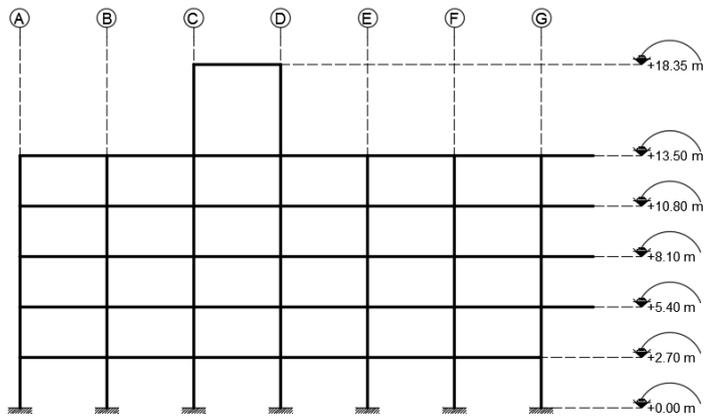
e) Pórtico Eje E



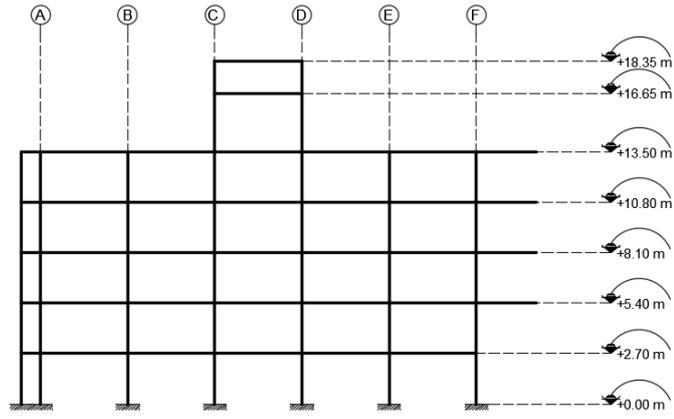
f) Pórtico Eje F



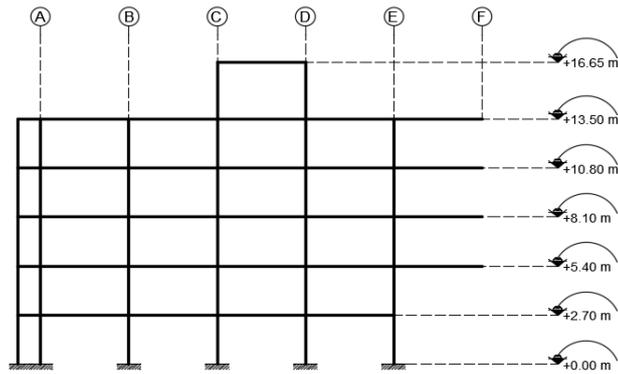
g) Pórtico Eje G



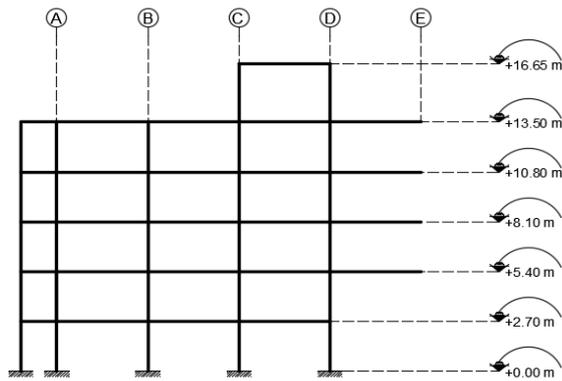
h) Pórtico Eje 1



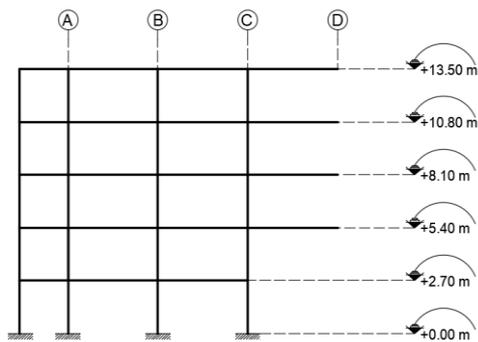
i) Pórtico Eje 2



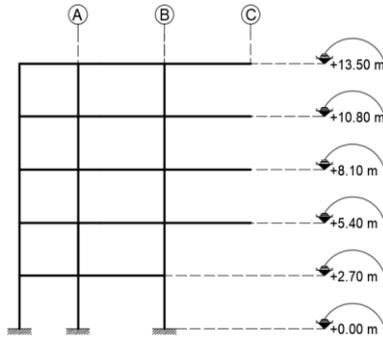
j) Pórtico Eje 3



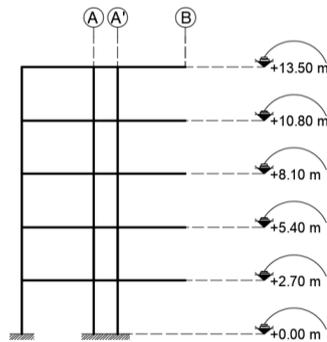
k) Pórtico Eje 4



l) Pórtico Eje 5



m) Pórtico Eje 6

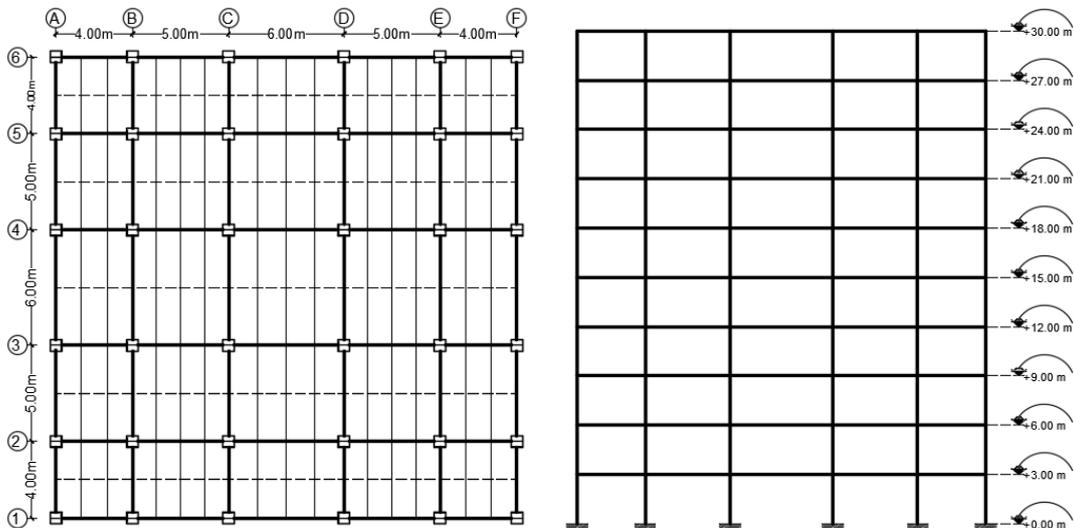


n) Pórtico Eje 7

Fuente: El autor

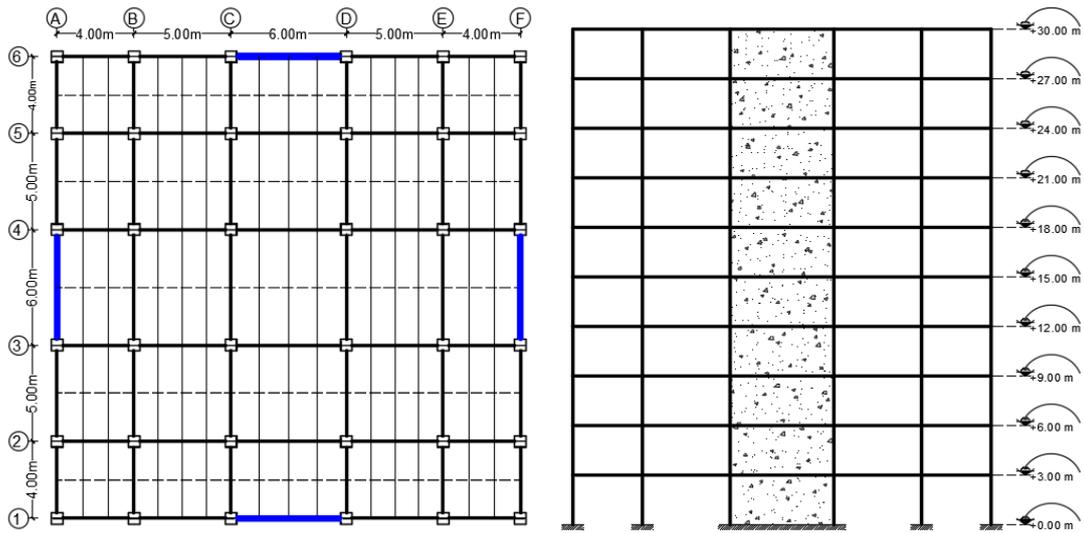
Las edificaciones de acero poseen diez pisos cada una con una altura de entrepiso de 3 m. La estructura dual de acero tiene cuatro muros de hormigón armado de 6 m de ancho, dos en ambas direcciones. La configuración estructural en planta y elevación de las estructuras se puede apreciar en las siguientes figuras:

Figura 17. Estructura aporricada de acero estructural



Fuente: El autor

Figura 18. Estructura dual de acero estructural



Fuente: El autor

3.5.1.3. Cargas

Como ya se especificó anteriormente las estructuras poseen diferentes usos, por lo cual, las cargas permanentes (carga muerta) y cargas vivas son las siguientes:

Tabla 5. Cargas utilizadas en las estructuras

Estructura de Hormigón Armado		
Piso	Carga Muerta	Carga Viva
	kgf/m ²	kgf/m ²
Mezanine	630	250
P2	630	250
P3	630	250
P4	630	250
Azotea	550	250
P6	550	250
P7	550	250

Estructura de Acero Estructural		
Piso	Carga Muerta	Carga Viva
	kgf/m ²	kgf/m ²
P1	450	250
P2	450	250
P3	450	250
P4	450	250
P5	450	250
P6	300	480
P7	300	480
P8	350	350
P9	450	250
P10	180	100

Fuente: El autor

Para la estructura de hormigón armado, la carga muerta mostrada en la tabla anterior contiene el peso de la losa aligerada de 25 cm, con un valor de $350 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$.

3.5.2 Análisis

En esta sección se detallará el proceso para realizar el análisis tiempo historia, y análisis complementarios como el análisis dinámico espectral, sísmico estático lineal

y no lineal, que servirán de referencia para comprender la respuesta estructural de las edificaciones.

3.5.2.1 Análisis dinámico espectral

El análisis dinámico espectral tiene como principal requerimiento el empleo del espectro de diseño en aceleraciones propuesto por la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Para su elaboración se deben tener en cuenta aspectos relacionados con el tipo de suelo en donde se encuentra la estructura, por lo que, la zona a considerar será la ciudad de Machala con un tipo de suelo D, al considerarse este por sus características como un suelo blando.

Para el tipo de suelo mencionado anteriormente, así como la zona de estudio se tendrán en cuenta los siguientes coeficientes de perfil del suelo:

Tabla 6. Coeficientes de perfil del suelo

Ciudad:	Machala
Tipo de suelo	D
Fa	1.20
Fd	1.19
Fs	1.28
Fuente: El autor	

Además, dado que según los criterios del diseño sismorresistente las estructuras deben ser capaces de disipar energía, el espectro de diseño elástico se lo reducirá a un espectro de diseño inelástico, teniendo en cuenta los factores de configuración en planta y elevación (ϕ_P, ϕ_E), coeficiente de importancia (I) y el factor de reducción de resistencia sísmica (R) propio de cada sistema estructural planteado en el presente documento.

El tipo de importancia que se les dará a las estructuras de acero será la de una estructura de ocupación especial ($I=1.30$). Los factores de configuración en planta y elevación les corresponderán un valor de 1, debido a la simetría que posee la estructura. Para el sistema estructural apertado se usará un factor de reducción de resistencia sísmica de 6, mientras que para la estructura dual se empleará un valor de 8.

Por otra parte, la estructura de hormigón armado al tratarse de una clínica se la considerará como una estructura de ocupación esencial ($I=1.50$) y debido a la irregularidad presentada en planta identificada como tipo 4 “Ejes estructurales no

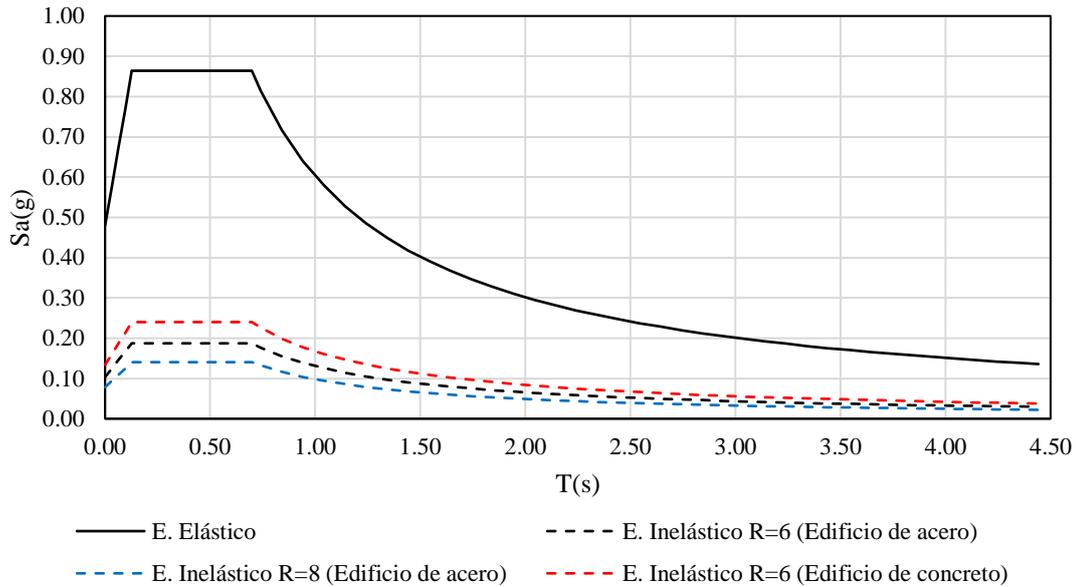
paralelos” según la NEC-SE-DS (Ver Anexo 8), el coeficiente de configuración en planta será de 0.90, mientras que el perteneciente a elevación tendrá un valor de 1. Además, dado que el sistema estructural de la edificación es aporticado, el valor a usar para el factor de reducción de resistencia sísmica es de 6

Tabla 7. Parámetros para elaboración del espectro de diseño inelástico en aceleraciones

Estructura aporticada de acero	
I	1.30
R	6
\emptyset_P	1
\emptyset_E	1
Estructura dual de acero	
I	1.30
R	8
\emptyset_P	1
\emptyset_E	1
Estructura aporticada de hormigón armado	
I	1.50
R	6
\emptyset_P	0.90
\emptyset_E	1
Fuente: El autor	

Con base a los parámetros descritos anteriormente, se procede a elaborar el espectro de diseño en aceleraciones para las estructuras planteadas, tal como se presenta a continuación:

Figura 19. Espectro elástico de diseño en aceleraciones de la ciudad de Machala – Suelo tipo D



Fuente: El autor

Otro de los parámetros a considerar en este tipo de análisis es la carga sísmica reactiva, para la cual se usará el 100% de la carga muerta, mientras que para la carga viva sólo el 25%.

$$W_R = D + 0.25L$$

Donde:

W_R : Carga sísmica reactiva.

D: Carga muerta

L: Carga Viva

Para el análisis modal, el cual también es parte de este tipo de análisis se considerarán para las estructuras de acero un total de 30 modos de vibración y para la estructura de hormigón armado un total de 21 modos de vibración, teniendo en cuenta que por cada piso existe un total de tres grados de libertad, asociados a cada modo de vibración.

Dentro de los controles que se deben de realizar a cada una de las estructuras, los periodos no deberán exceder en un 30% al periodo obtenido por el método 1, definido en la NEC-SE-DC de la siguiente manera:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

T: Período de vibración

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificación

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

α : Coeficiente que depende del sistema estructural

Tabla 8. Coeficientes C_t y α

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.80
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75
Fuente: NEC-SE-DS		

Otro de los controles a tener en cuenta es el límite de la deriva inelástica, cuyo valor se especifica en la siguiente tabla:

Tabla 9. Límites de derivas inelásticas de piso

Estructuras de:	Deriva inelástica
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01
Fuente: NEC-SE-DS	

3.5.2.2 Análisis sísmico estático lineal

El análisis sísmico estático lineal toma como punto de partida los valores obtenidos en el análisis modal con respecto a los periodos fundamentales de vibración, con el fin de determinar la distribución de fuerzas sísmicas laterales, las cuales serán las encargadas de generar los desplazamientos de la estructura.

Uno de los coeficientes a tener en cuenta, es el coeficiente k , el cual se relaciona de manera directa con el periodo de vibración de la estructura y según la NEC-SE-DS se lo puede determinar de la siguiente manera:

Tabla 10. Determinación del coeficiente k

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1

$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2
Fuente: NEC-SE-DS	

Asimismo, a partir de la expresión del cortante basal se puede obtener el coeficiente sísmico, el cual representa el porcentaje de la carga sísmica reactiva que se emplea en dicha fuerza.

$$V = C_s W_R = \frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E} W_R$$

Donde:

V: Cortante basal

C_s : Coeficiente sísmico

I: Factor de importancia

S_a : Obtenido del espectro de diseño en aceleraciones

ϕ_P, ϕ_E : Coeficientes de configuración en planta y elevación

R: Factor de reducción de resistencia sísmica

W_R : Carga sísmica reactiva

Finalmente, se verificará si la estructura requiere de un ajuste de cortante y para ello la NEC-SE-DS establece que para estructuras regulares la relación entre el cortante basal dinámico y el cortante basal estático no será menor del 80%, mientras que para estructuras irregulares poseen un valor mínimo de 85%.

3.5.2.3 Análisis sísmico estático no lineal (Pushover)

El procedimiento correspondiente al análisis sísmico estático no lineal se encuentra descrito en la (ASCE, 2017), sección 7.4.3, para lo cual se tomará en cuenta los siguientes aspectos:

- Primeramente, se validará la aplicación de este tipo de análisis teniendo en cuenta la influencia de los modos superiores de vibración. Para lo cual, la relación entre el cortante producido por el 90% de la masa participante entre el cortante obtenido por el modo fundamental de vibración, no deberá exceder el 130%. Caso contrario, el análisis no lineal estático será permitido siempre y cuando se lo complemente con un análisis no lineal dinámico.

- Además, se verificará si la relación de esfuerzos es menor a la relación máxima de esfuerzos, caso contrario se requerirá de un análisis no lineal dinámico, para lo cual se emplearán las siguientes expresiones:

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$$

Donde:

μ_{strength} : Relación de esfuerzos

S_a : Aceleración obtenida en el espectro de respuesta para el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis.

V_y : Fuerza de cortante elástica de la estructura en la dirección de análisis.

W : Carga reactiva

C_m : Factor de masa efectiva, obtenido a partir de la siguiente tabla:

Tabla 11. Factor de masa efectiva C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Note: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Fuente: ASCE 41-17

$$\mu_{\text{max}} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4}$$

Donde:

μ_{max} : Relación de esfuerzos máximos

Δ_d : No menor que el desplazamiento objetivo, δ_t , o el desplazamiento correspondiente al cortante máximo en la base.

Δ_y : Desplazamiento efectivo de la fuerza cortante de fluencia

$h = 1 + 0.15 \ln(T_e)$

α_e : Relación de pendiente post-rendimiento negativa efectiva

- Con el fin de tener en cuenta la no linealidad de los materiales, se asignarán rótulas plásticas concentradas en los extremos de cada elemento tipo frame, específicamente se ubicarán en el 5% y 95% de la longitud de los mismos, mientras que, para los elementos tipo área (muros de corte) se utilizará el método de las fibras.

- Para el control de los desplazamientos de la estructura, se ubicará un nodo de control en el centro de masa o cerca del mismo en el último nivel de la estructura.

3.5.2.4 Análisis dinámico lineal y no lineal tiempo historia

Tanto para llevar a cabo el análisis dinámico lineal y no lineal tiempo historia, se deberá emplear un conjunto de registros acelerográficos de sismos representativos de la zona de estudio. Como ya se mencionó anteriormente en el presente documento, según la ASCE 7-22, se requiere emplear como mínimo un total de 11 registros sísmicos, por tal motivo, para los análisis pertinentes se usarán 13. Los registros seleccionados han sido espectro-compatibilizados con respecto al espectro de diseño en aceleraciones especificado por la NEC.

Cabe recalcar que la información relacionada con los registros acelerográficos no son de autoría del presente documento, sin embargo, ha sido debidamente referenciada.

Los eventos sísmicos tomados en cuenta para la realización de los análisis correspondientes son los siguientes:

- 27 de febrero del 2010 en Maule, Chile (Mw=8.8).
- 1 de abril del 2014 en Iquique, Chile (Mw=8.2).
- 16 de abril del 2016 en Pedernales, Ecuador (Mw=7.8).
- 18 de marzo del 2023 en la isla Puná, Ecuador (Mw=6.8).

Tabla 12. Registros empleados en el análisis tiempo historia

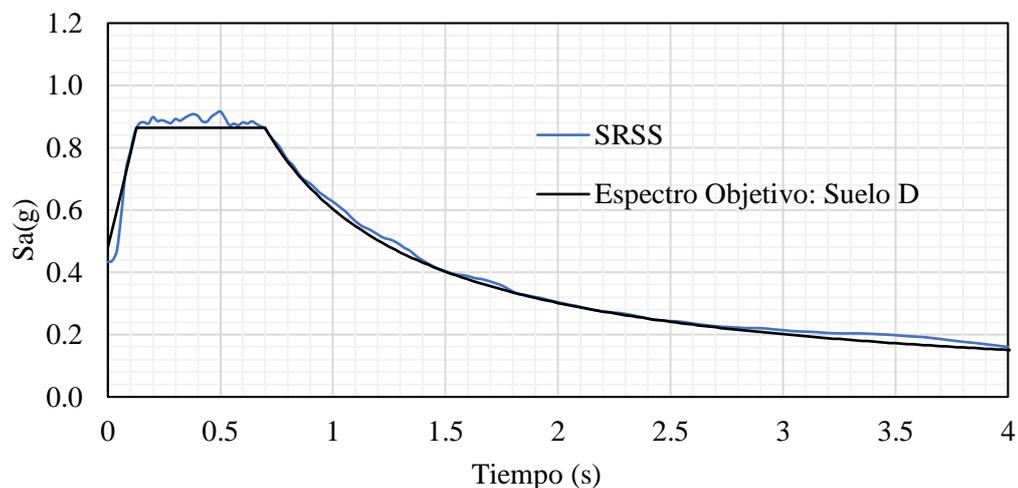
Estación	Fecha	Magnitud [Mw]	Distancia epicentral [km]	Profundidad [km]	PGA [cm/s ²]
AC07	18/3/2023	6.80	73.80	63.10	N 117.40
					E 118.50
GYKA	18/3/2023	6.80	62.49	63.10	N 155.72
					E 194.47
ACH1	18/3/2023	6.80	53.15	63.10	N 317.52
					E 185.38
ACH2	18/3/2023	6.80	53.61	63.10	N 148.50
					E 89.14
ARNL	18/3/2023	6.80	81.68	63.10	N 172.05
					E 33.22
APLA	18/3/2023	6.80	48.99	63.10	N 162.95
					E 98.19
AGYE	16/4/2016	7.80	269.91	20	N 23.04
					E 18.32
APED	16/4/2016	7.80	36.15	20	N 812.69

					E 1380.49
ASDO	16/4/2016	7.80	115.01	20	N 108.83
					E 202.22
APO1	16/4/2016	7.80	167.16	20	N 373.07
					E 311.62
VALLENAR	27/2/2010	8.80	805.44	35	N 18.14
					E 19.43
MATANZAS	27/2/2010	8.80	218.97	35	N 337.54
					E 234.6
TAC002	1/4/2014	8.20	188.51	38.90	N 65.27
					E 71.29
Fuente: Álvaro Dávila					

Cabe destacar que los registros a emplearse han sido escalados al espectro de diseño en aceleraciones para la ciudad de Machala, tomando en cuenta un suelo tipo D, es decir, suelos blandos.

Así pues, para determinar el empleo de tales registros acelerográficos, primeramente, se tiene que llevar a cabo una combinación direccional ortogonal de las componentes de cada una de las señales, para ello se empleó el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados o también conocido como SRSS, lo antes mencionado se encuentra detallado en la norma ASCE 7 en la sección 12.5.1.2. Además, una vez ejecutado dicho procedimiento, el resultado obtenido según la ASCE 7 en la sección 16.2.3.3, detalla que el espectro obtenido por medio del procedimiento de emparejamiento espectral debe ser al menos igual al espectro objetivo o excederlo en un 110% dentro del periodo definido entre $0.2T$ a $1.5T$, siendo T el periodo de la estructura a considerar, tal como se muestra en la Figura 20.

Figura 20. Espectro obtenido mediante SRSS



Fuente: Álvaro Dávila

Una vez definida la amenaza sísmica, para determinar la respuesta de la estructura se tiene que considerar según la ASCE 41-17 en la sección 7.2.5.1 los efectos sísmicos multidireccionales concurrentes. Para ello, dado que cada uno de los registros se encuentran conformados por sus componentes ortogonales, se toma en cuenta la dirección de análisis más desfavorable de la estructura y sobre dicha dirección se aplicará el 90% de la componente ortogonal con mayor magnitud, mientras que la segunda componente tendrá un valor del 44%. Si a los porcentajes antes mencionados se le aplica la combinación por medio del método SRSS, se obtiene el 100% de cada uno de los eventos sísmicos.

Figura 21. Combinación direccional.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ACH1-E-Dir1	882.603 0.90 · g
Acceleration	U1	ACH1-N-Dir2	427.47 0.44 · g

Fuente: El autor

En relación con las componentes ortogonales de cada una de las señales escogidas, únicamente se hará uso de aquellas componentes en dirección norte y este, descartando la influencia de la componente vertical. Además, la máxima deriva de piso obtenida en una de las direcciones por medio del análisis dinámico espectral, será el parámetro empleado para determinar la dirección de análisis más desfavorable y sobre la cual se realizará el análisis tiempo-historia.

Así pues, se ejecutará un análisis por cada uno de los registros sísmicos seleccionados, teniendo en cuenta emplear del total de la duración de las señales, el intervalo en donde se registren las mayores aceleraciones o su vez la duración significativa de las mismas. Posteriormente, se procederá a obtener las respuestas de cada una de las estructuras, entendiéndose como estas: desplazamientos absolutos por piso, desplazamientos relativos, derivas de entrepiso y fuerzas cortantes. Además, debido a que las señales a emplear han sido espectro compatibilizados con el espectro propuesto por la NEC, las respuestas dinámicas obtenidas no serán reducidas por ningún tipo de factor.

Finalmente, y tal como se especifica en la ASCE 7-22 sección 16.2.2 se realizará un promedio de las respuestas obtenidas. Además, con base al promedio de respuestas obtenido en base a las derivas de piso y empleando la normativa HAZUS 99 se

determina el nivel de desempeño de las estructuras, en función del tipo de importancia de cada una de ellas.

3.6 Métodos empíricos con los materiales utilizados

3.6.1 Medición

Dado que una de las edificaciones especificadas corresponde a una estructura real, la cual hace referencia a la clínica ubicada en la ciudad de Pasaje, se realizará el levantamiento de información para conocer el dimensionamiento de los elementos vigas, columnas y losas. Además, se identificará el acero de refuerzo colocado en cada uno de los elementos presentes, puesto que, dicha información será de utilidad para los análisis no lineales a realizar. Por otra parte, se llevó a cabo pruebas de vibración ambiental, con el fin de determinar el periodo de la estructura, así como también, el factor de amortiguamiento de la edificación. Todo lo mencionado anteriormente se evidencia en el Anexo 10.

Por otra parte, también se contó con planos estructurales de la edificación por medio de los cuales se contrastaron las medidas obtenidas durante el trabajo de campo realizado (Ver Anexo 11).

CAPÍTULO IV ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Análisis de resultados

Una vez definidos los parámetros y lineamientos a tener en cuenta de cada uno de los análisis a realizar, a continuación, se presentan los resultados obtenidos de los análisis realizados para cada una de las estructuras planteadas:

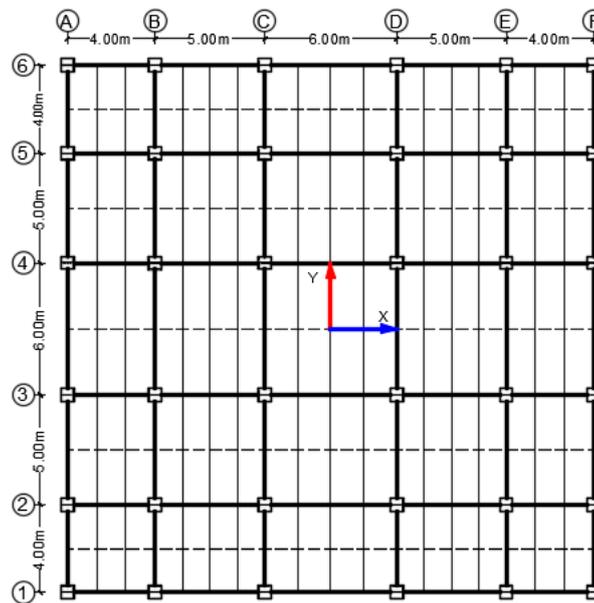
4.1.1 Edificación de acero

4.1.1.1 Análisis dinámico espectral y sísmico estático

En primer lugar, se llevó a cabo un análisis dinámico espectral para la estructura de acero, para lo cual se tuvo en cuenta el espectro de diseño en aceleraciones para la ciudad de Machala considerando un suelo blando catalogado como tipo D.

Puesto que la edificación de acero cuenta con un total de diez pisos, se optó por emplear un total de treinta modos de vibración, los cuales se asocian con los tres grados de libertad presentados en cada una de las plantas.

Figura 22. Direcciones de análisis - Edificio de acero



Fuente: El autor

Tabla 13. Modos de Vibración y masa efectiva - Edif. de acero

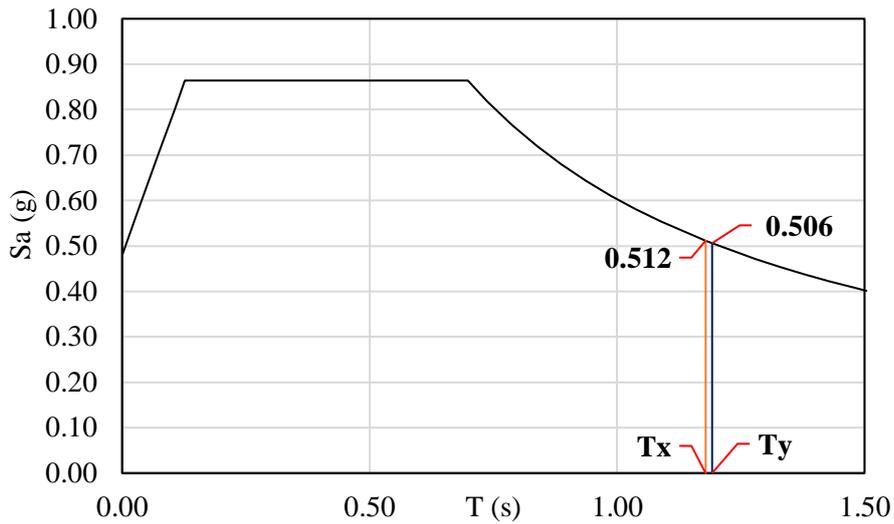
Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1.192	0	0.7777	0	0.7777	0
2	1.179	0.7755	0	0.7755	0.7777	0
3	0.969	0	0	0.7755	0.7777	0.7801
4	0.378	0	0.1103	0.7755	0.888	0
5	0.372	0.1108	0	0.8863	0.888	0
6	0.308	0	0	0.8863	0.888	0.108

7	0.200	0	0.0441	0.8863	0.9321	0
8	0.196	0.0445	0	0.9308	0.9321	0
9	0.163	0	0	0.9308	0.9321	0.0439
10	0.128	0	0.0253	0.9308	0.9574	0
11	0.124	0.0256	0	0.9565	0.9574	0
12	0.105	0	0	0.9565	0.9574	0.0252
13	0.089	0	0.0164	0.9565	0.9738	0
14	0.086	0.0166	0	0.9731	0.9738	0
15	0.073	0	0	0.9731	0.9738	0.0164
16	0.067	0	0.011	0.9731	0.9848	0
17	0.064	0.0112	0	0.9843	0.9848	0
18	0.054	0	0	0.9843	0.9848	0.0111
19	0.052	0	0.0077	0.9843	0.9925	0
20	0.050	0.0079	0	0.9922	0.9925	0
21	0.044	0	0.0046	0.9922	0.9971	0
22	0.043	0	0	0.9922	0.9971	0.0078
23	0.041	0.0048	0	0.997	0.9971	0
24	0.038	0	0.0026	0.997	0.9997	0
25	0.036	0.0027	0	0.9997	0.9997	0
26	0.035	0	0	0.9997	0.9997	0.0047
27	0.035	0	0.0003	0.9997	1	0
28	0.033	0.0003	0	1	1	0
29	0.031	0	0	1	1	0.0026
30	0.028	0	0	1	1	0.0003
Fuente: El autor						

De los resultados obtenidos, el periodo fundamental de vibración en dirección “Y” fue de 1.192 s, mientras que en la dirección “X” fue de 1.179 s, denotando de esta manera que el comportamiento de la estructura en los primeros modos de vibración es traslacional. Por otra parte, a partir del octavo modo de vibración se cumple el 90% de la masa participante satisfaciendo de esta manera uno de los requerimientos de la NEC para este tipo de análisis.

Con base a los valores obtenidos correspondientes a los periodos de vibración fundamentales, con respecto al análisis sísmico estático se procede a determinar el coeficiente sísmico (C), así como el coeficiente k.

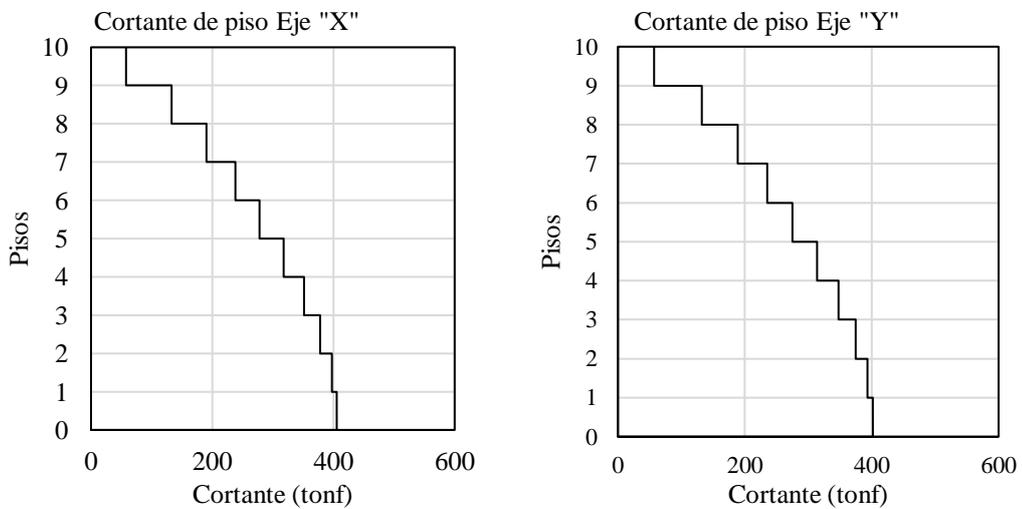
Figura 23. Determinación de S_a - Edificio de acero



Fuente: El autor

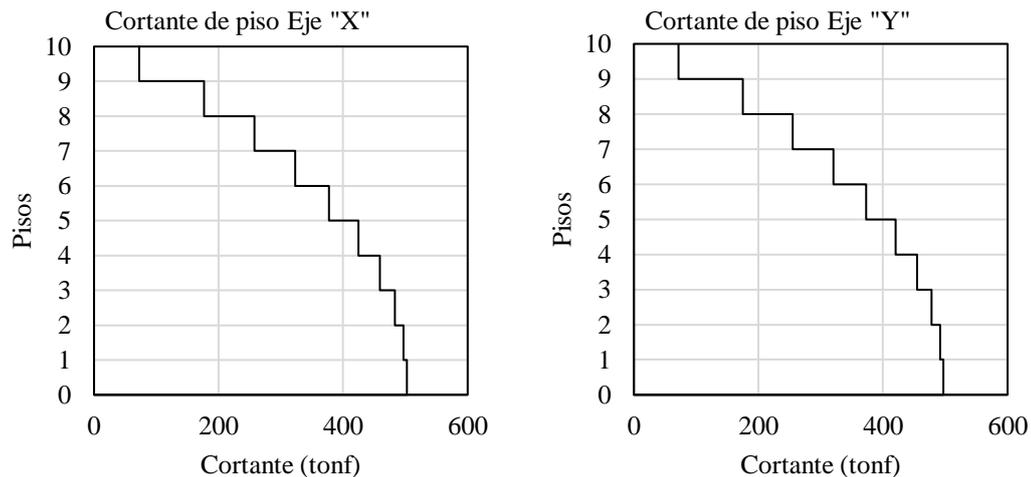
Por medio de los periodos fundamentales de vibración en cada dirección de análisis y tal como se muestra en la Figura 23, se obtuvieron los valores de aceleración espectral con los cuales se determinó que el coeficiente sísmico y coeficiente k para la dirección de análisis en “X” fue de 0.111 y 1.340, respectivamente, mientras que, para la dirección de análisis en “Y” el coeficiente sísmico fue de 0.110 y el coeficiente k con un valor de 1.346. A partir de los valores mencionados anteriormente se distribuirán las fuerzas sísmicas para el análisis sísmico estático.

Figura 24. Cortantes de piso de la estructura de acero - Análisis dinámico espectral



Fuente: El autor

Figura 25. Cortante de piso de la estructura de acero - Análisis sísmico estático



Fuente: El autor

Posteriormente, con ayuda del cortante basal dinámico y estático determinado en la base de la estructura, tal como se muestra en la Figura 25, se verificará el requerimiento o no del ajuste de cortante establecido en la NEC.

Tabla 14. Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas - Estructura de acero

Análisis en "X"		
Sx	502.41	tonf
Sdx	405.42	tonf
Análisis en "Y"		
Sy	496.96	tonf
Sdy	401.91	Tonf
Fuente: El autor		

A partir de la Tabla 14 se determinó la relación entre el cortante dinámico y el cortante estático con un valor de 81% en ambas direcciones de análisis y dado que la edificación es una estructura regular, no se requiere realizar ajuste de cortante.

Además del control realizado anteriormente, según la NEC otro de los parámetros a verificar será el periodo de vibración de la estructura, para lo cual el mismo no deberá exceder el 30% del periodo calculado por el método 1, el cual se describe a continuación, teniendo en cuenta que esto se realizará para ambas direcciones de análisis:

$$T = C_t h_n^\alpha \text{ (Método 1)}$$

$$T = (0.072)(30)^{0.8}$$

$$T = 1.094 \text{ s}$$

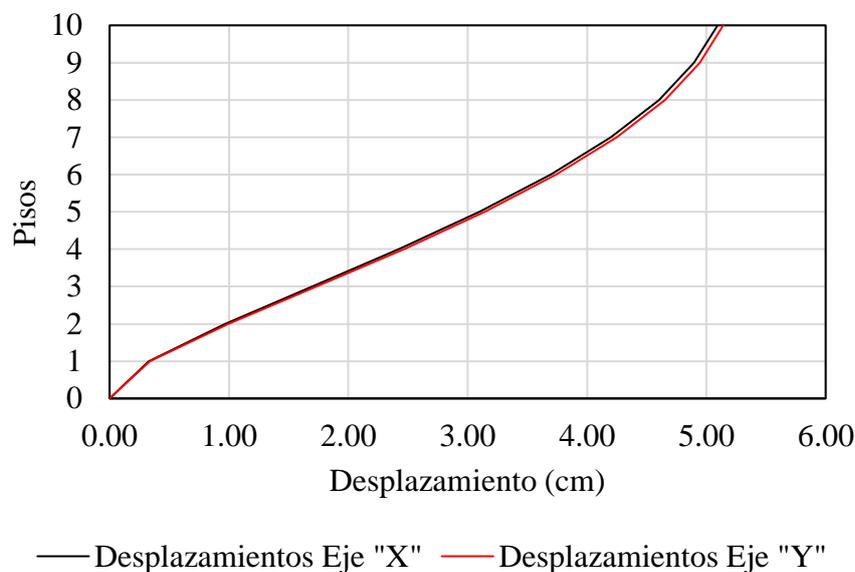
1.179 s < 1.3T (1.42s) Periodo de vibración en dirección “X”

1.192 s < 1.3T (1.42s) Periodo de vibración en dirección “Y”

Como se puede apreciar, los periodos correspondientes a las direcciones de análisis no superan el valor del periodo obtenido por el método 1, cumpliendo de esta manera dicha verificación y dándonos a conocer a su vez que la estructura presenta una adecuada rigidez en cada una de las direcciones de estudio.

Una vez realizadas las verificaciones descritas anteriormente, se procedió a determinar la respuesta dinámica de la estructura en términos de sus desplazamientos por piso y consecuentemente la determinación de derivas elásticas de cada uno de ellos, para posteriormente obtener las derivas inelásticas y así poder establecer una comparación con el límite permisible de la NEC.

Figura 26. Desplazamientos de la estructura de acero - Análisis dinámico espectral



Fuente: El autor

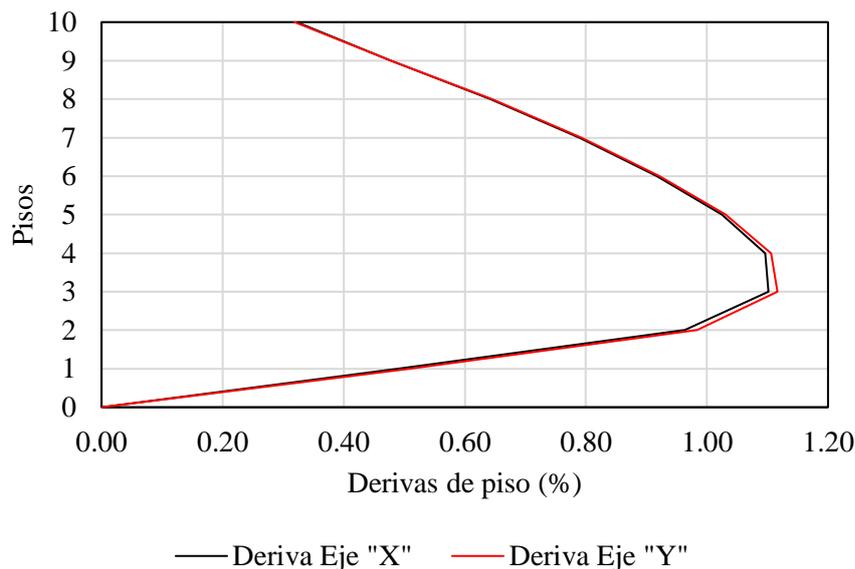
Debido a la configuración simétrica tanto en planta como elevación en ambas direcciones de análisis, los desplazamientos máximos por piso obtenidos son similares, teniendo como valor máximo de 5.14 cm en la dirección “Y”, ligeramente superior al mostrado en la dirección “X” de 5.09 cm.

Tabla 15. Derivas inelásticas de la estructura de acero - Análisis dinámico espectral

Piso	Análisis dinámico eje “X”		Análisis dinámico eje “Y”	
	Δ_E	R=6	Δ_E	R=6
		$0.75R\Delta_E$		$0.75R\Delta_E$
10	0.0007	0.0032	0.0007	0.0032
9	0.0011	0.0048	0.0011	0.0048

8	0.0014	0.0064	0.0014	0.0064
7	0.0018	0.0079	0.0018	0.0079
6	0.0020	0.0092	0.0020	0.0092
5	0.0023	0.0102	0.0023	0.0103
4	0.0024	0.0110	0.0025	0.0111
3	0.0024	0.0110	0.0025	0.0112
2	0.0021	0.0096	0.0022	0.0098
1	0.0011	0.0049	0.0011	0.0051
Fuente: El autor				

Figura 27. Derivas inelásticas de la estructura de acero - Análisis dinámico espectral



Fuente: El autor

Al igual que los desplazamientos obtenidos, las derivas de piso son similares en ambas direcciones de análisis, determinándose de esta manera una deriva máxima del 1.12% presentada en el tercer piso, cumpliendo de esta manera el límite del 2% propuesto por la NEC para este tipo de estructuras.

4.1.1.2 Análisis lineal dinámico tiempo historia

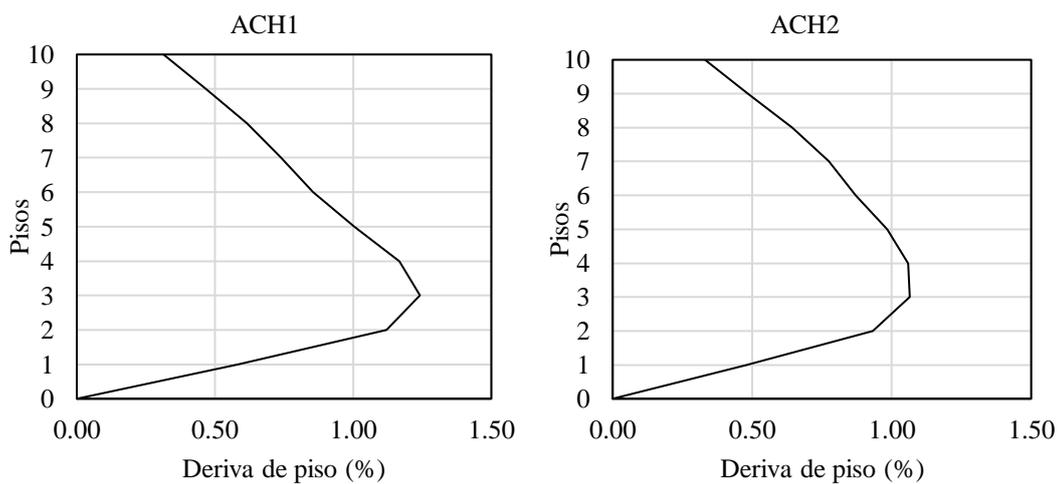
En cuanto al análisis dinámico lineal tiempo historia es importante aclarar que, debido a la simetría presentada en la estructura únicamente se tomó en cuenta una de las direcciones de análisis, siendo esta la dirección del eje "Y", ya que, con una leve diferencia con respecto al otro eje se presenta como la dirección más desfavorable de la edificación en términos de derivas de piso determinadas anteriormente para el análisis dinámico espectral.

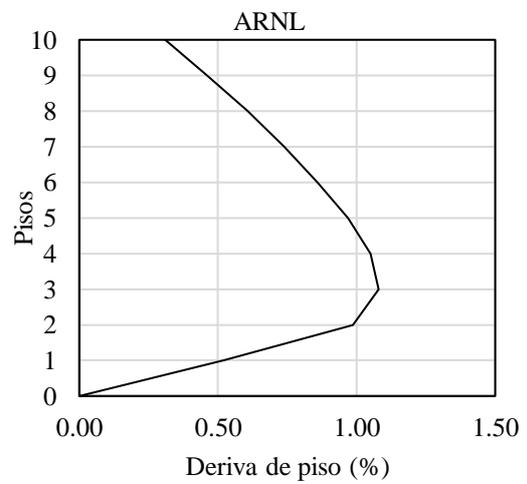
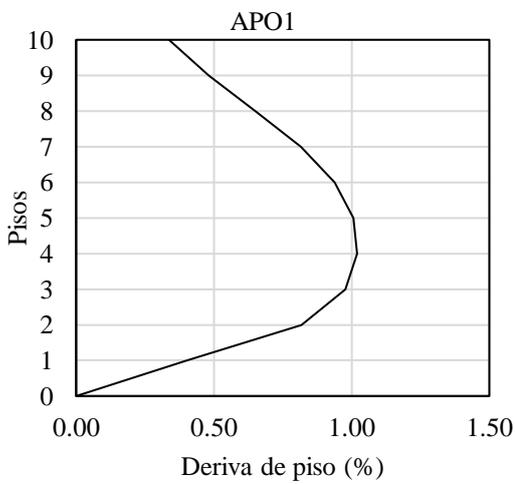
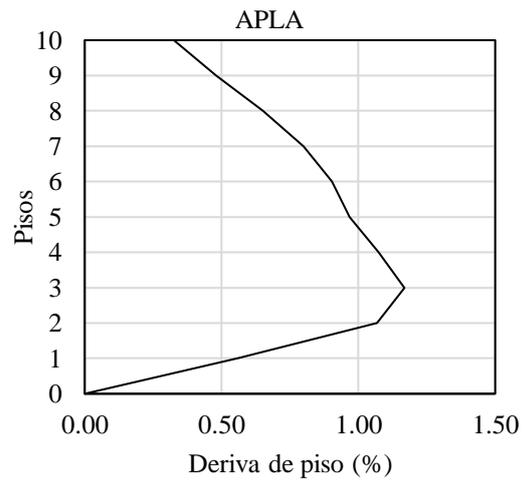
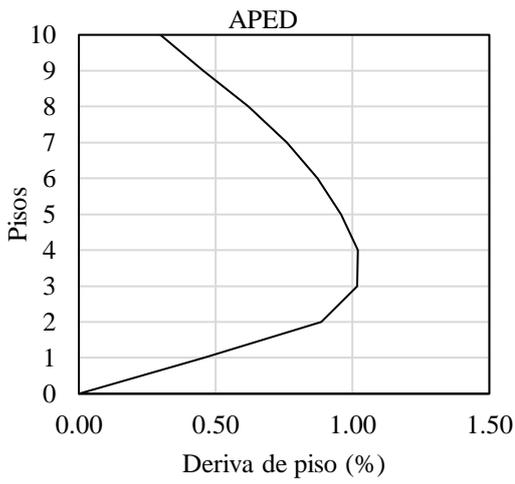
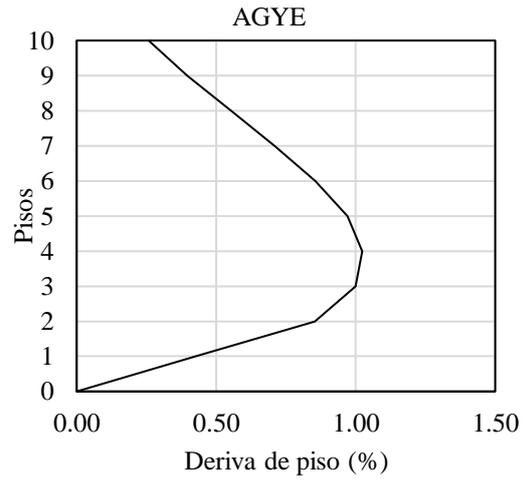
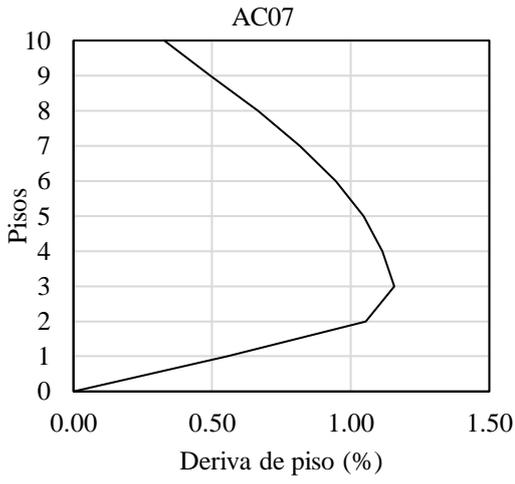
El análisis lineal dinámico tiempo historia tiene como punto de partida la inclusión de registros acelerográficos de eventos representativos de la zona de estudio, para lo cual como ya se mencionó en el capítulo 3 se tomaron en consideración trece registros correspondientes a cuatro eventos sísmicos.

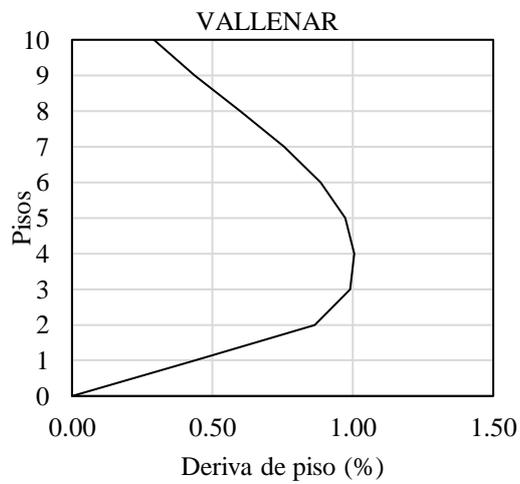
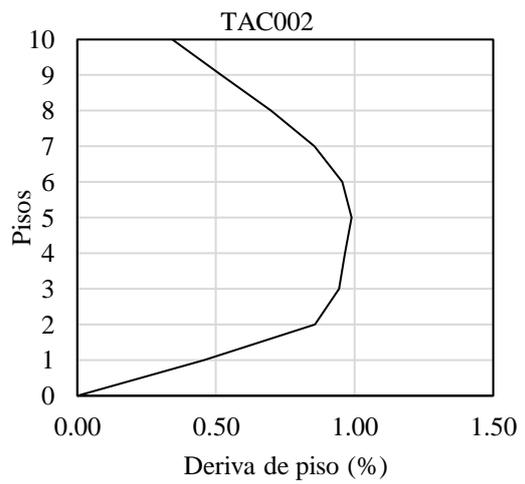
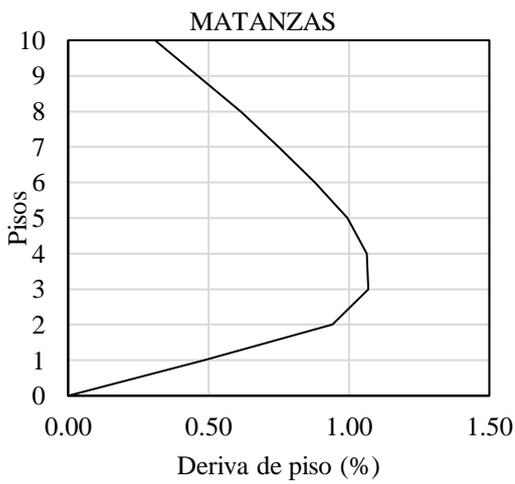
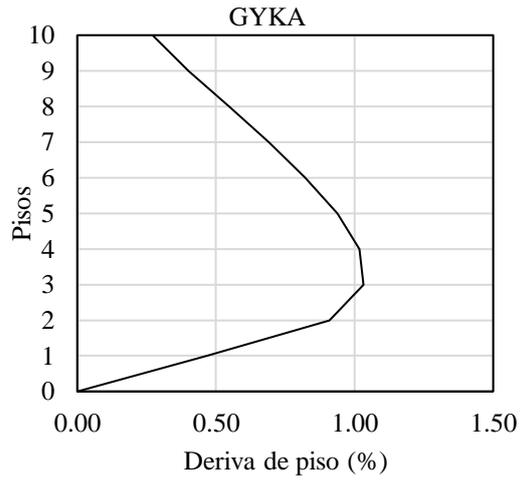
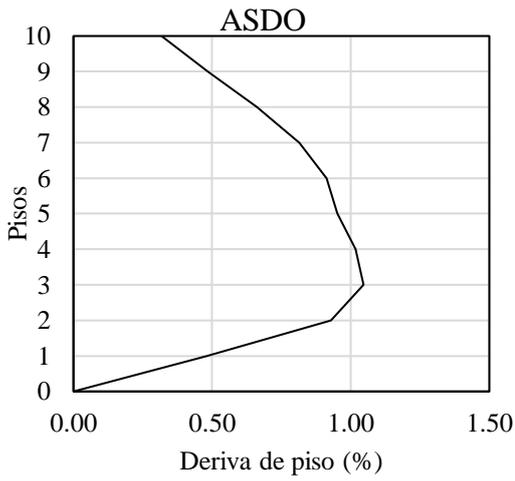
Dado que para llevar a cabo este proceso únicamente se consideró una de las direcciones de análisis, se aplicó una combinación direccional para cada uno de los registros acelerográficos, con el fin de analizar los efectos producidos por estos en una misma dirección. Para lo cual se le asignó el 90% de una de la componentes ortogonales de la señal para el eje de análisis más crítico, mientras que un 44% para el otro eje de análisis. Puesto que en las diferentes señales seleccionadas una de sus componentes posee una intensidad mayor a la otra, la que presentó la mayor intensidad, es decir, haciendo referencia a la aceleración producida durante el evento sísmico, se aplicó en la dirección principal de análisis.

A continuación se presenta la respuesta dinámica de la estructura en términos de sus deriva de piso, desplazamientos máximos y fuerzas cortantes para cada una de las señales seleccionadas:

Figura 28. Derivas de piso para la estructura de acero - Análisis dinámico lineal tiempo-historia







Fuente: El autor

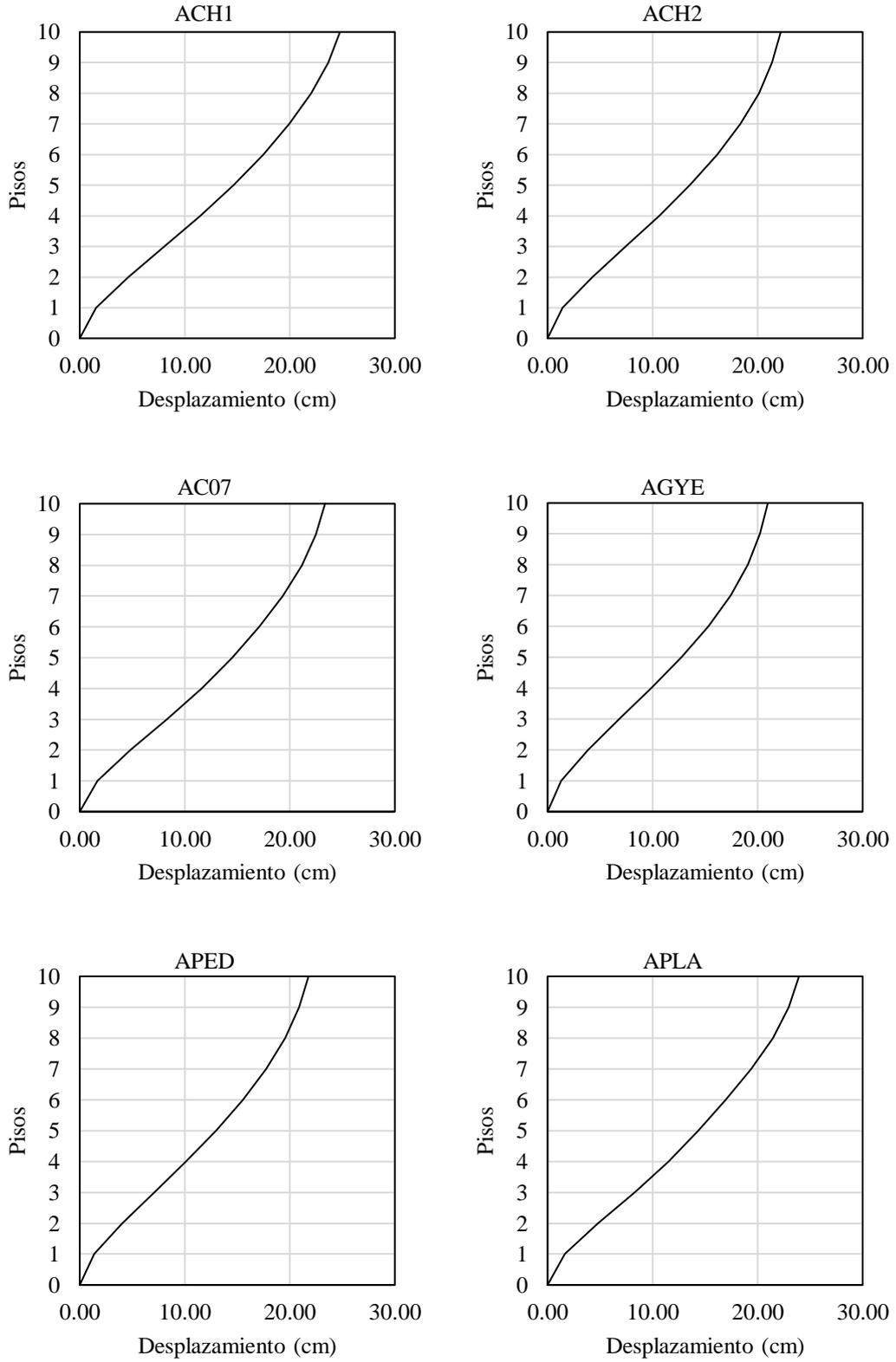
Tabla 16. Resumen de derivas de piso de la estructura de acero - Análisis lineal dinámico tiempo historia

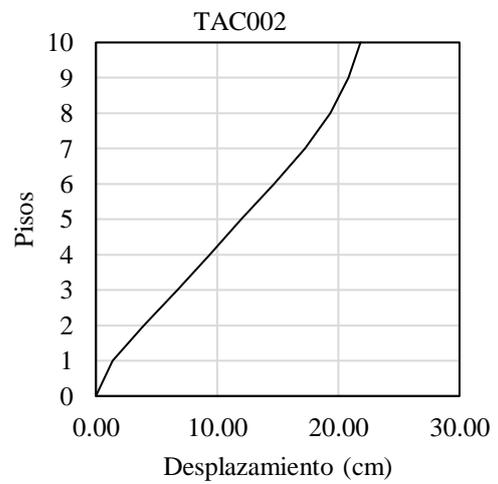
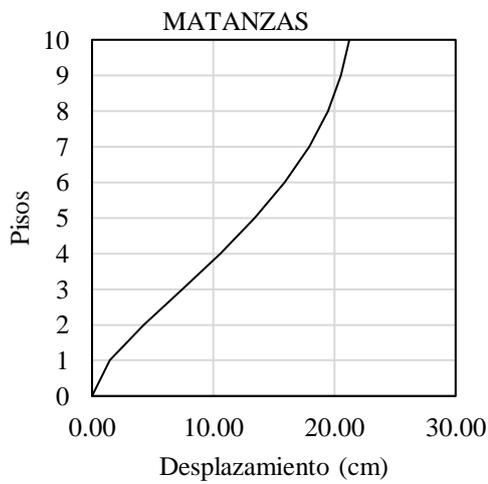
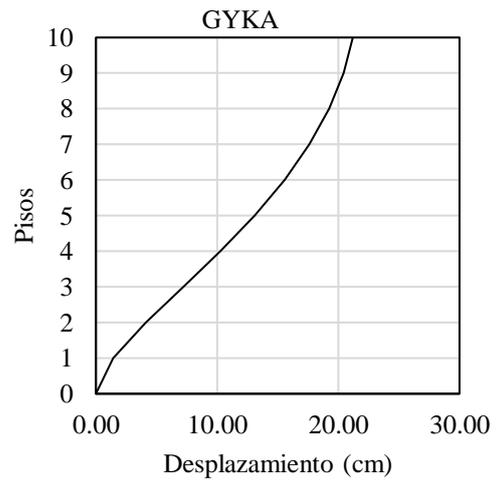
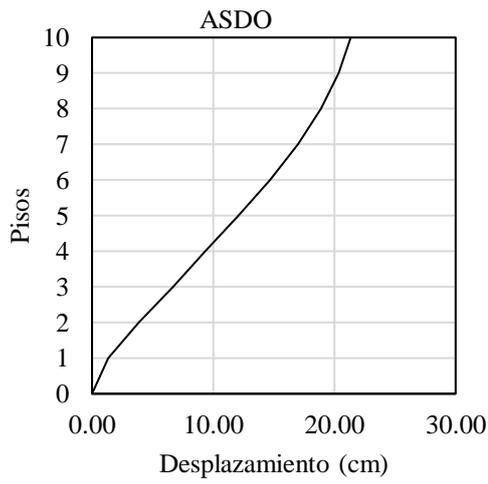
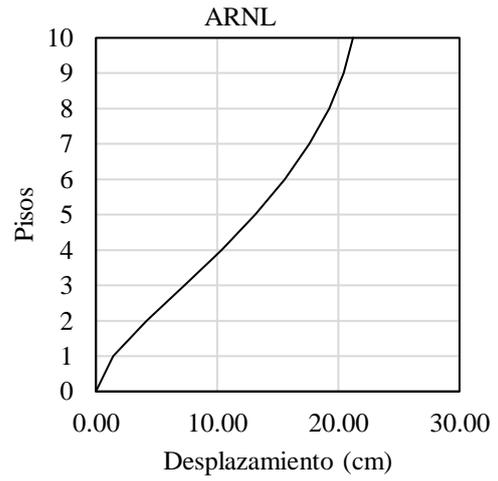
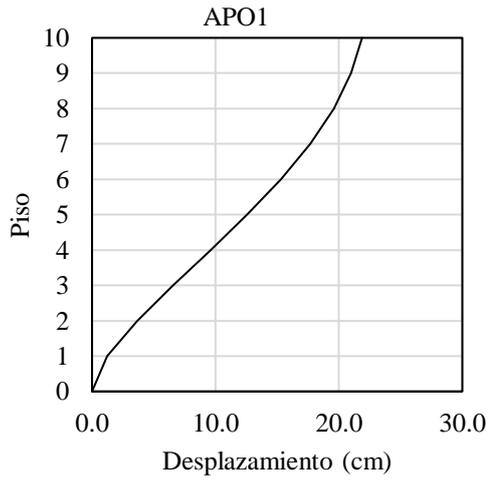
Estación	Δy (%)
ACH1	1.24
ACH2	1.06
AC07	1.16
AGYE	1.02
APED	1.02
APLA	1.17
APO1	1.02
ARNL	1.08
ASDO	1.05
GYKA	1.03
MATANZAS	1.07
TAC002	0.99
VALLENAR	1.01
Deriva min.	0.99
Deriva máx.	1.24
Fuente: El autor	

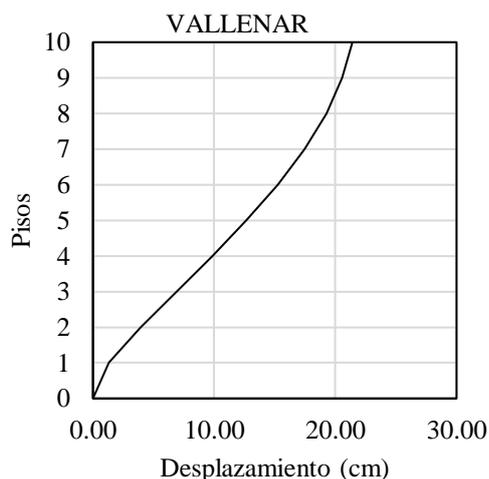
A partir de las derivas de piso obtenidas por cada una de las señales, se puede evidenciar que la señal TAC002 presentó la menor deriva de piso con un valor de 0.99% ubicada en el quinto piso de la estructura. Mientras que, por otra parte, la señal ACH1 con 1.24% presentó la deriva máxima de piso y con respecto a la anterior señal, para este caso la deriva se presentó en el tercer piso.

De los resultados presentados, las señales a las que les pertenecen las mayores derivas de piso se encuentran ubicados a la altura del tercer piso, por el contrario, para el resto de señales estas se sitúan a la altura del cuarto piso. Y, únicamente la deriva de piso correspondiente a la estación TAC002 se encuentra situada en el quinto piso, denotando de esta manera un comportamiento variado entre cada uno de las mismas. Así pues, ninguna de las derivas de piso producidas por cada una de las señales sobrepasa el límite del 2%, aunque lo dicho anteriormente corresponde a un primer análisis de los resultados obtenidos, ya que, la respuesta final de la estructura se la contrasta con el valor promedio de los resultados mostrados.

Figura 29. Desplazamientos de la estructura de acero - Análisis lineal dinámico tiempo historia







Fuente: El autor

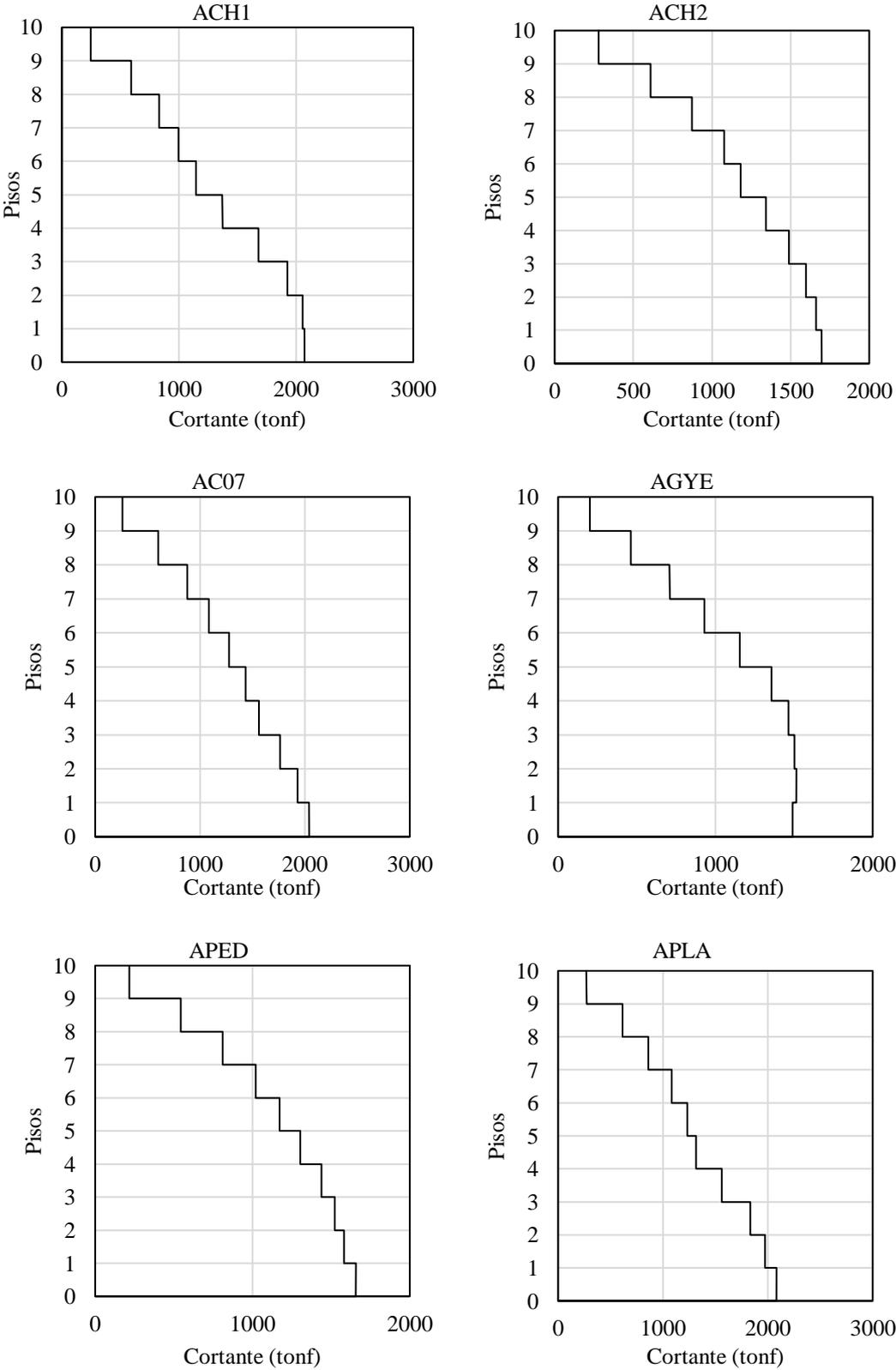
Tabla 17. Resumen de desplazamientos máximos de la estructura de acero - Análisis lineal dinámico tiempo historia

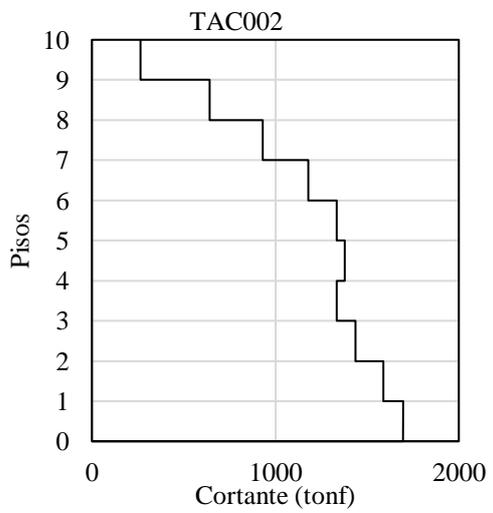
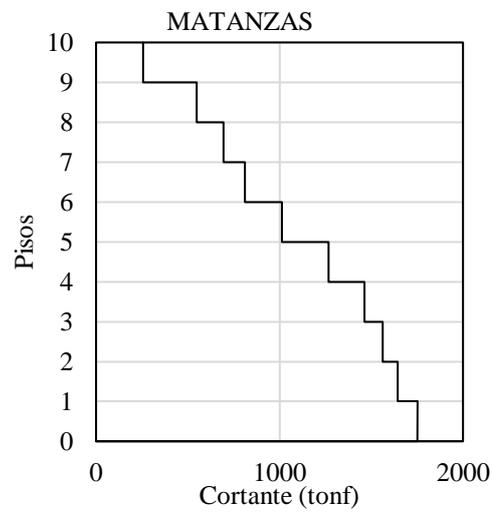
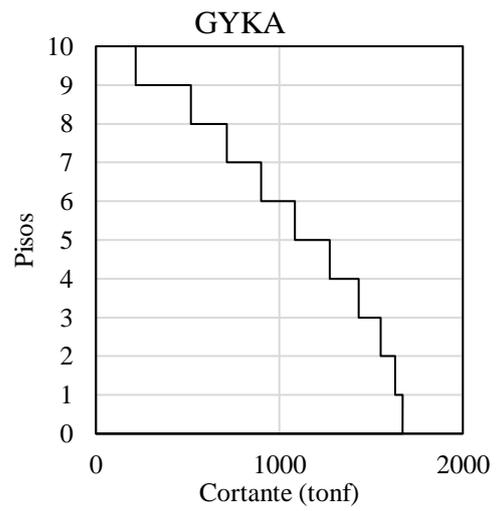
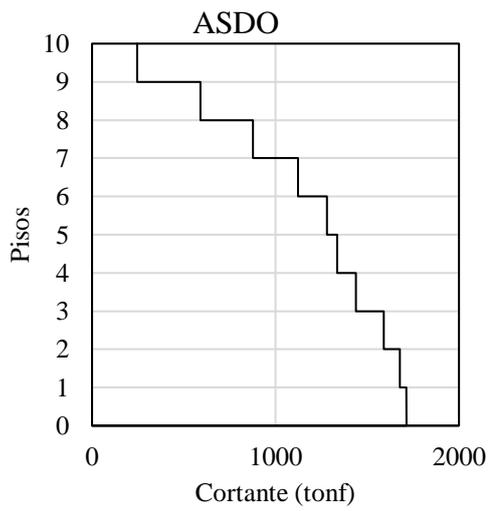
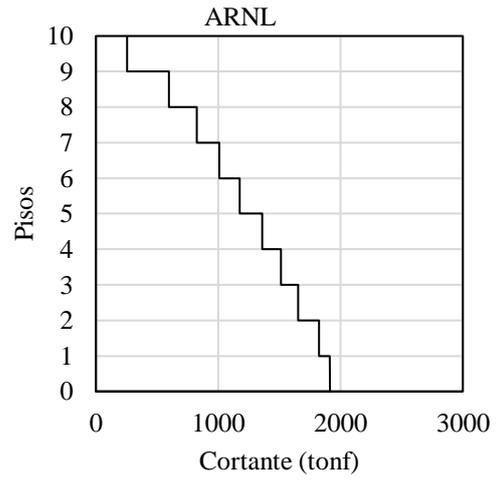
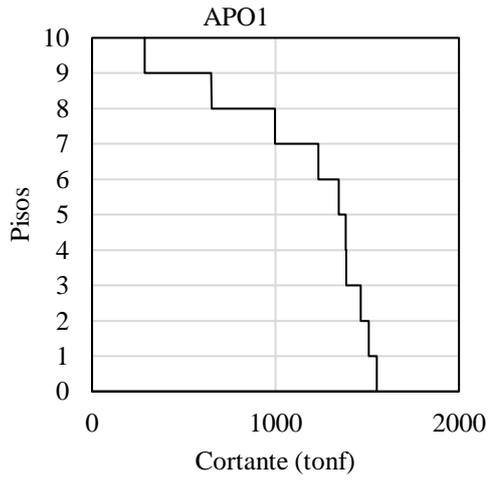
Estación	Despl. Y (cm)
ACH1	24.78
ACH2	22.21
AC07	23.36
AGYE	20.98
APED	21.79
APLA	23.95
APO1	21.88
ARNL	21.21
ASDO	21.35
GYKA	21.20
MATANZAS	21.23
TAC002	21.831
VALLENAR	21.41
Despl máx.	24.78
Despl min.	20.98

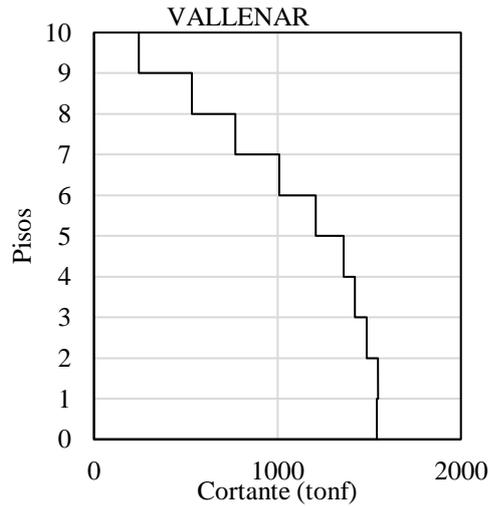
Fuente: El autor

Según los resultados obtenidos en función de los desplazamientos, tal como lo presentado en la Tabla 17 al igual que lo manifestado con las derivas de piso, la señal ACH1 presentó el mayor desplazamiento con un valor de 24.78 cm, no obstante, el desplazamiento mínimo del conjunto de registros le pertenece a la señal de AGYE con 20.98 cm. Cabe recalcar que los desplazamientos obtenidos son con respecto al último piso de la edificación.

Figura 30. Fuerzas cortantes de piso de la estructura de acero - Análisis dinámico
lineal tiempo historia







Fuente: El autor

Tabla 18. Resumen de fuerzas cortantes de la estructura de acero - Análisis lineal dinámico tiempo historia.

Estación	Cortante Y (tonf)
ACH1	2071.90
ACH2	1697.83
AC07	2040.70
AGYE	1514.95
APED	1656.22
APLA	2082.04
APO1	1552.01
ARNL	1913.89
ASDO	1713.98
GYKA	1671.44
MATANZAS	1751.24
TAC002	1695.73
VALLENAR	1548.57
Cortante máx.	2082.04
Cortante min.	1514.95

Fuente: El autor

En cuanto a las fuerzas cortantes obtenidas para la estructura de acero, la señal APLA registró el valor máximo de 2082.04 tonf ubicado en la base de la estructura. Por otro lado, y con un valor de 1514.95 tonf la señal AGYE presentó la menor fuerza cortante, sin embargo, es importante señalar que esta no se ubica en la base de la estructura sino a la altura del primer piso.

Con esto se ha podido evidenciar que a pesar de que la señal ACH1 genera la mayor deriva de piso y así mismo el mayor desplazamiento, con el cortante no sucede lo

mismo, pero debido a la intensidad de la señal el valor de la fuerza cortante es muy cercana a la definida como máxima con un valor de 2071.90 tonf.

4.1.1.3 Análisis no lineal estático (Pushover)

Para llevar a cabo en análisis no lineal estático se definieron sobre la estructura rótulas plásticas, los cuales actúan como mecanismos para disipar la energía generada por un evento sísmico, para lo cual se tuvo en consideración la teoría de plastificación concentrada. Tanto para vigas como para columnas se asignaron estos mecanismos a 5% y 95% de la longitud del elemento.

Según lo antes mencionado por parte de la ASCE 41-17, en la sección 7.3.2.1, en la cual se establecen los requerimientos para llevar a cabo un análisis no lineal estático, primeramente, se verificó la influencia de los modos superiores de vibración sobre la estructura planteada. A partir de aquello, se tomó como punto de partida los resultados obtenidos del análisis modal y se determinó lo siguiente:

Tabla 19. Verificación acerca de la influencia de los modos superiores de vibración - Edificio de acero

Modos	Periodos (s)	UX	UY	SumUX	SumUY	Sa (g)	Vx (tonf)	Vy (tonf)
1	1.192	0	0.7777	0	0.7777	0.506	0.000	387.875
2	1.179	0.7755	0	0.7755	0.7777	0.512	391.066	0.000
4	0.378	0	0.1103	0.7755	0.888	0.864	0.000	93.933
5	0.372	0.1108	0	0.8863	0.888	0.864	94.359	0.000
7	0.2	0	0.0441	0.8863	0.9321	0.864	0.000	37.556
8	0.196	0.0445	0	0.9308	0.9321	0.864	37.897	0.000
Total							523.321	519.365
Relación (%)							133.819	133.900

Fuente: El autor

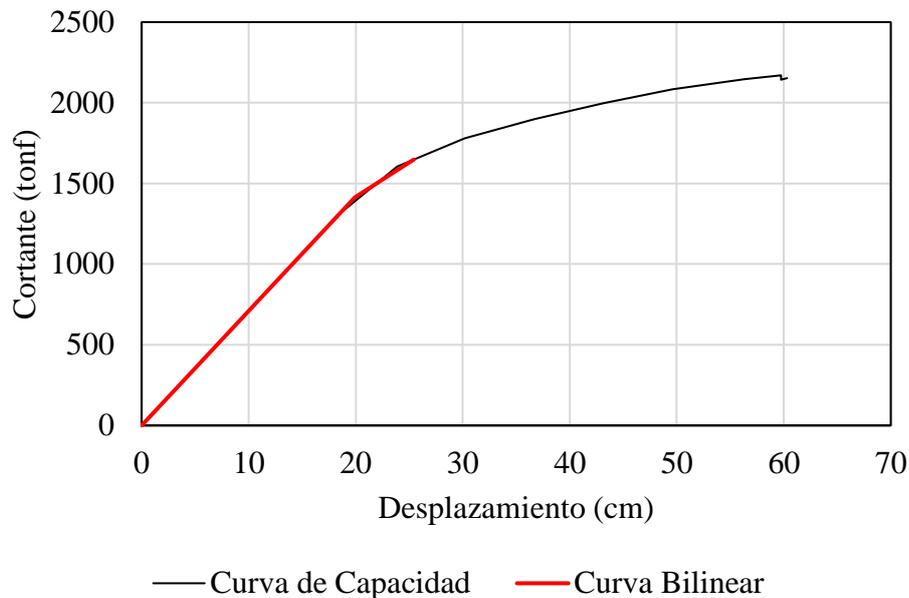
Para el análisis de la influencia de los modos superiores de vibración, únicamente se tomaron en cuenta los modos de vibración hasta los cuales se tiene un 90% de la masa participante, por otra parte, en la Tabla 19 se han omitido los modos de vibración torsionales, debido a que, en estos modos de vibración no se presenta masa participante en ninguna de las direcciones de análisis.

Con base a los resultados obtenidos para un 133.82% y 133.90% en la dirección “X” e “Y” respectivamente, ambas direcciones de análisis sobrepasan el límite del 130%.

Para la segunda verificación se tomaron valores obtenidos del análisis no lineal realizado en la dirección “Y”, por lo que, se determinó la curva de capacidad de la

estructura y con ayuda del software computacional se identificaron los valores a emplearse:

Figura 31. Curva de capacidad en dirección "Y" - Edificio de acero



Fuente: El autor

De la figura anterior y con ayuda del software computacional, se obtuvo como desplazamiento elástico “ Δ_y ” un valor de 19.91 cm, mientras que, el cortante elástico correspondiente a dicho valor fue de 1412.18 tonf. Además, el desplazamiento máximo alcanzado en la curva de capacidad fue de 59.73 cm “ Δ_d ”. Con ayuda de la información descrita anteriormente junto con la aceleración espectral en función el periodo fundamental tomado en consideración, la carga reactiva de la estructura y el factor de masa efectiva “ C_m ”, se determinó la relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de límite elástico:

$$S_a = 0.506$$

$$V_y = 1412.18 \text{ tonf}$$

$$C_m = 1 \text{ (Para periodos mayor a un segundo)}$$

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{\frac{V_y}{W}} \cdot C_m$$

$$\mu_{\text{strength}} = 1.63$$

El valor calculado se lo comparó con la relación máxima de esfuerzo, para lo cual, dado que para el análisis realizado no se tomaron en cuenta los efectos P-delta, se encontró el siguiente resultado:

$$\mu_{\max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = 3$$

$$\mu_{\text{strength}} < \mu_{\max}$$

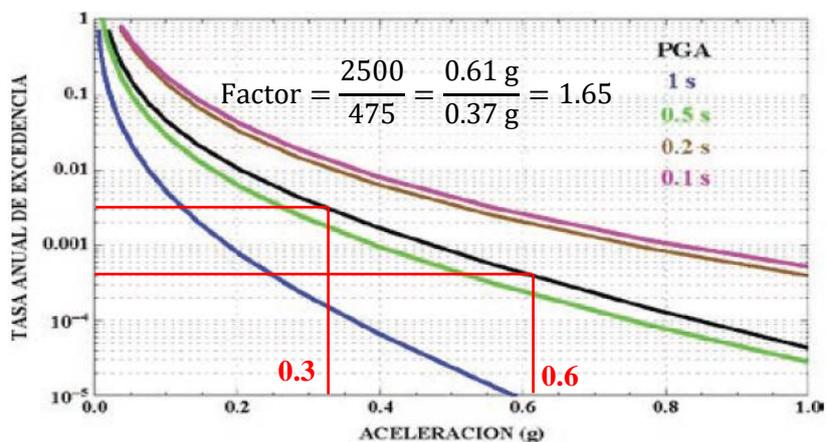
De lo anterior podemos mencionar que la relación de esfuerzos y la relación máxima de los mismos es inferior, de manera que solo bastaría realizar un análisis no lineal estático para la presenta estructura, pero, debido al incumplimiento de la primera verificación, se tiene que incluir el análisis no lineal dinámico. Este se lo realizó tomando en cuenta la colección de registros acelerográficos empleados en el análisis lineal dinámico tiempo historia.

4.1.1.4 Análisis no lineal dinámico tiempo historia

La estructura de acero planteada ha sido caracterizada como estructura esencial, de manera que, en base a lo especificado en la NEC, este tipo de estructuras debe garantizar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico. Para lo cual establece que, para un evento sísmico de 2500 años, la estructura deberá encontrarse en un nivel de prevención de colapso. Por tal motivo, para el presente análisis se ha optado por hacer uso de un sismo para un periodo de retorno de 2500 años o también conocido como sismo máximo posible, para lo cual, y debido a que los registros acelerográficos se encuentran escalados con respecto al espectro de diseño de la NEC, es decir, para un periodo de retorno de 475 años se determinará un factor de escalamiento.

Para ello, primero se determinó un nuevo factor Z a través de las curvas de peligro sísmico, siendo para el presente caso de estudio la ciudad de Machala. La tasa anual de excedencia no es más que la relación entre la unidad y el periodo de retorno deseado, con este valor y empleando la curva de aceleración máxima esperada en roca (Peak Ground Acceleration) se determinó el nuevo factor Z de 0.61.

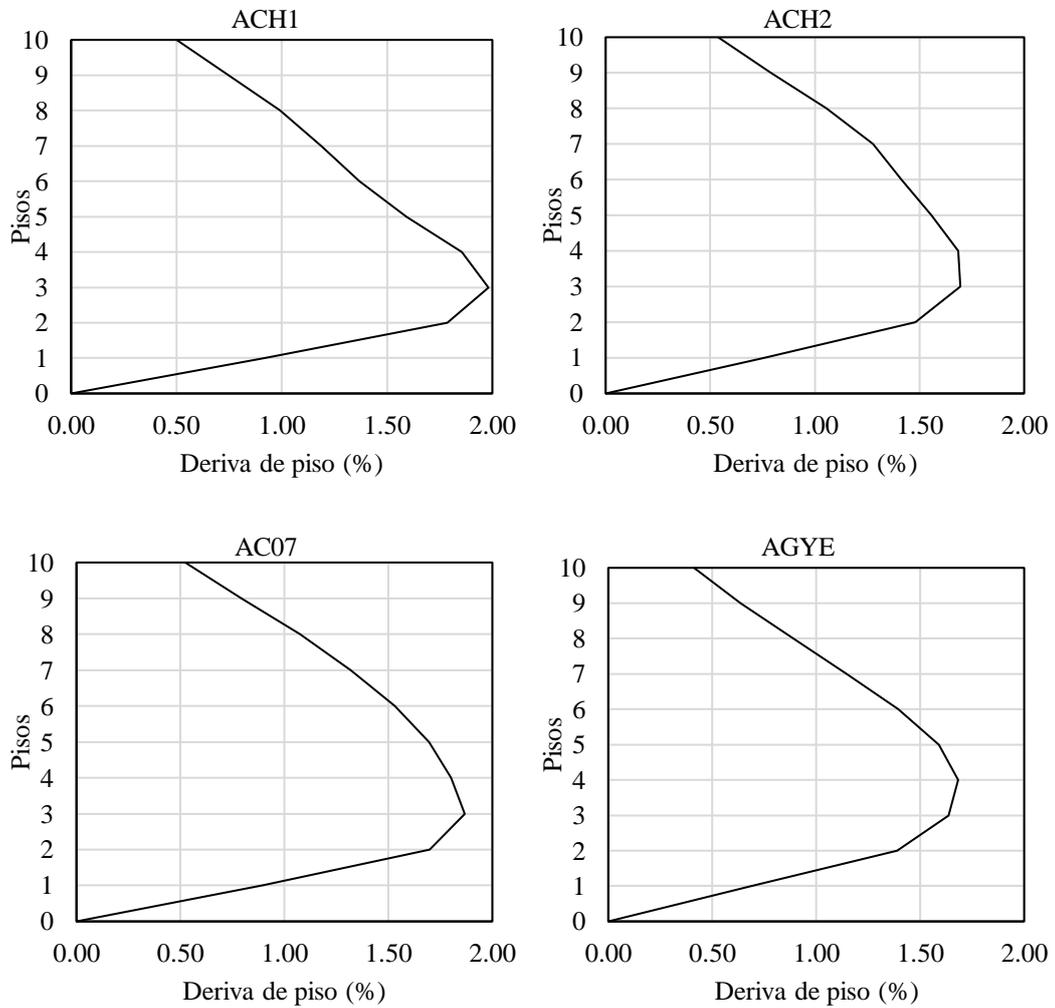
Figura 32. Curva de peligro sísmico para Machala

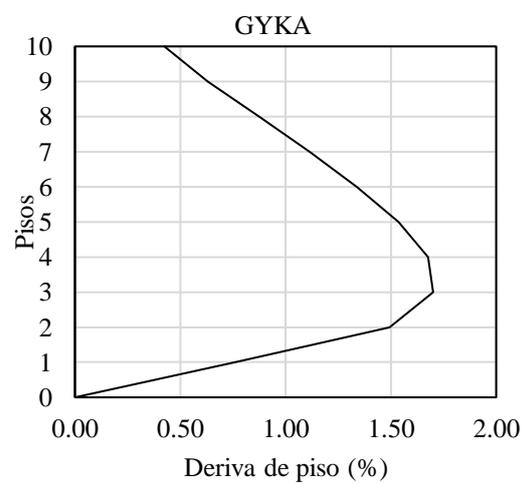
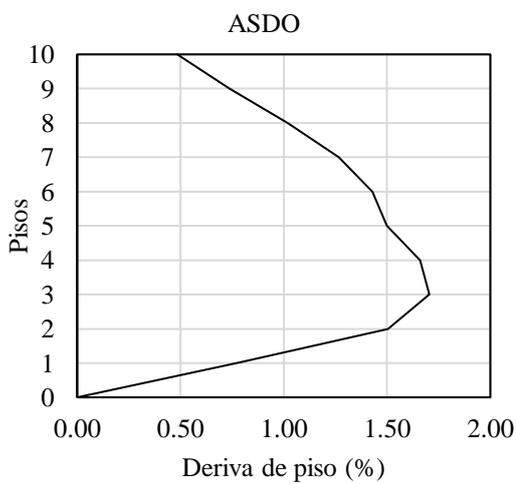
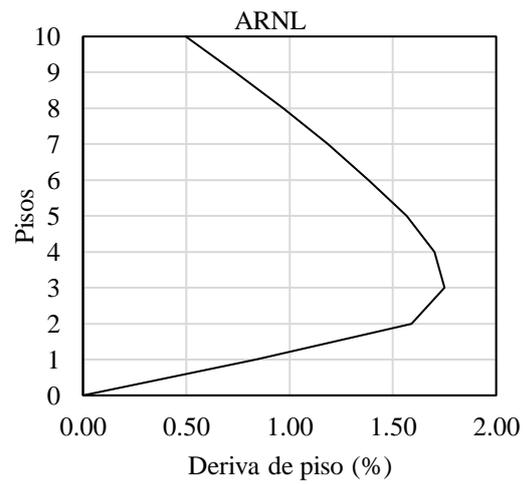
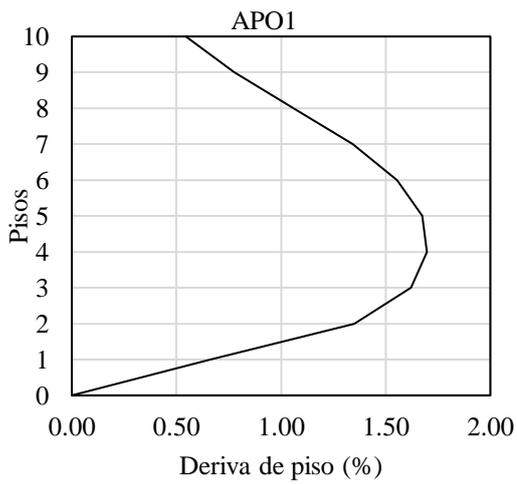
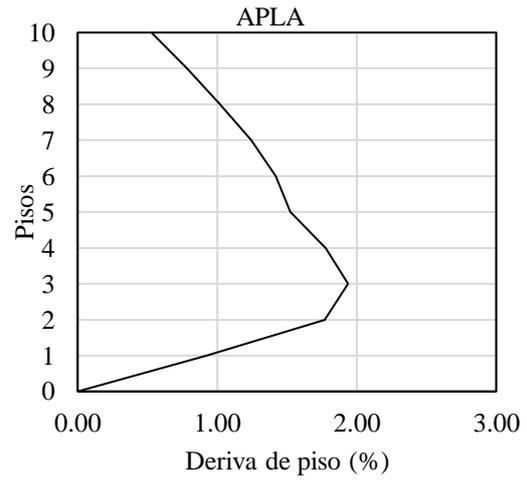
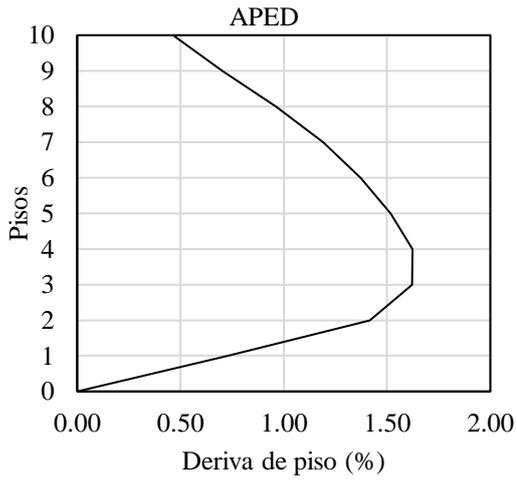


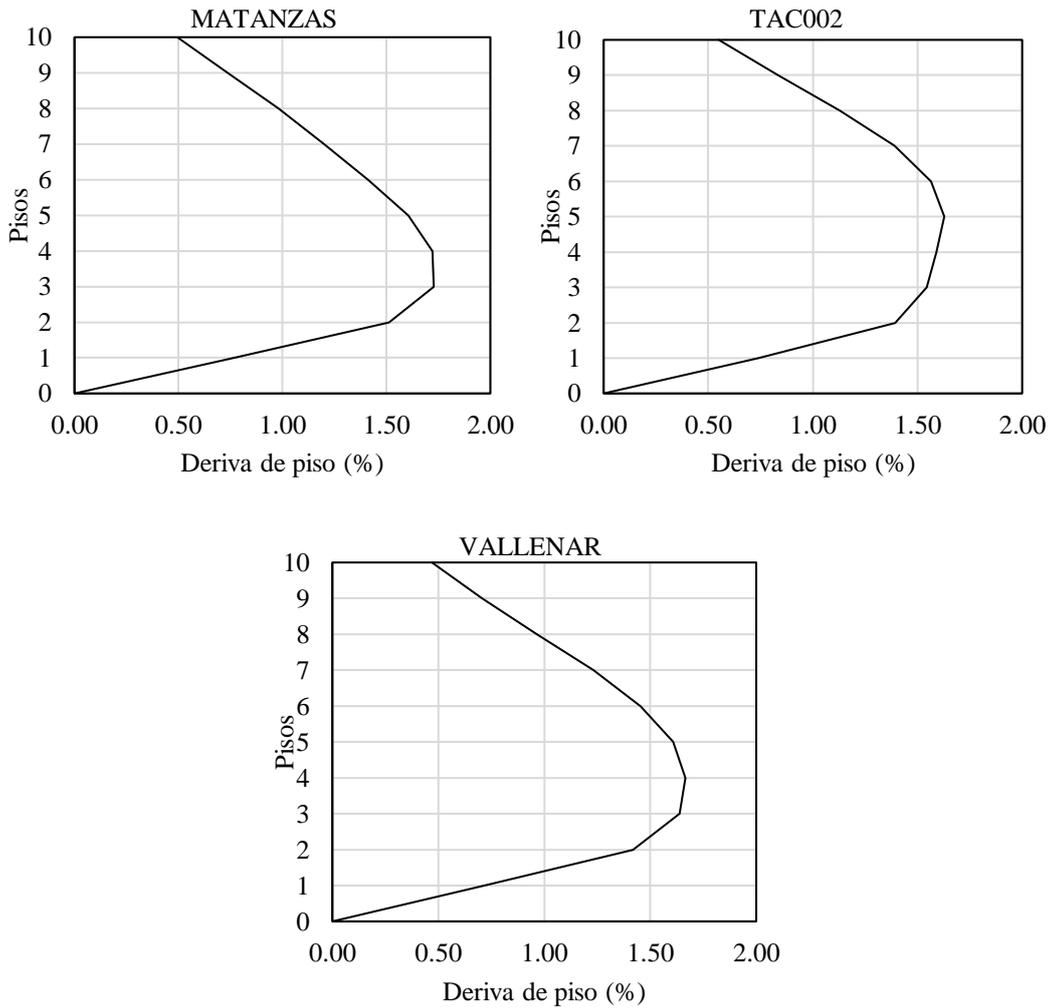
Fuente: NEC-DS-SE

Luego, una vez descrito los parámetros a tener en cuenta para este tipo de análisis, se presentan las respuestas dinámicas obtenidas para la estructura de acero en términos de su desplazamiento, derivas de piso y fuerzas cortantes:

Figura 33. Derivas de piso de la estructura de acero - Análisis dinámico no lineal tiempo-historia (sismo de $T_r=2500$ años)







Fuente: El autor

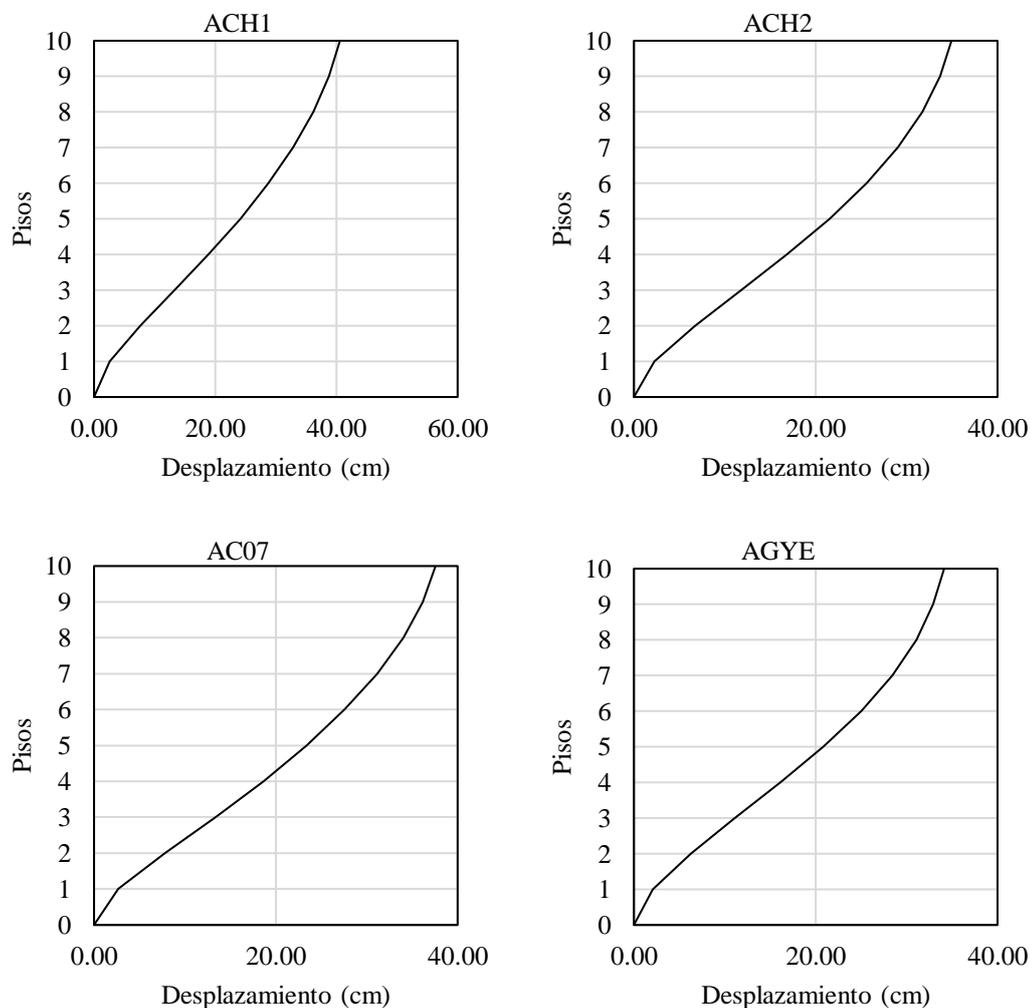
Tabla 20. Resumen de derivas de piso de la estructura de acero - Análisis no lineal dinámico tiempo historia

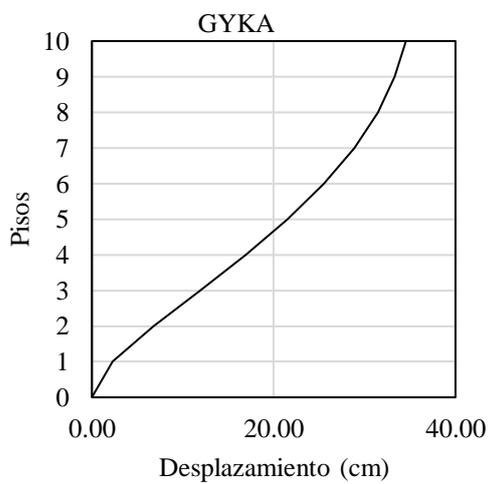
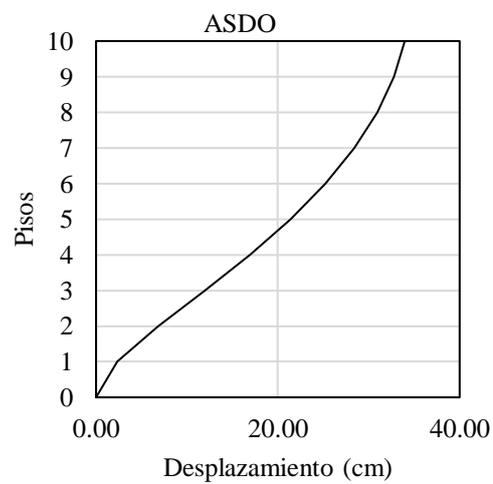
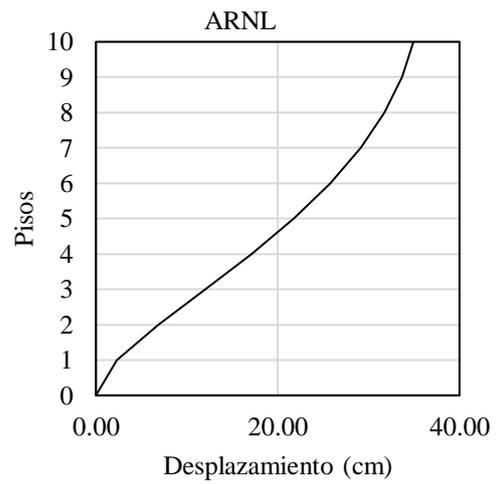
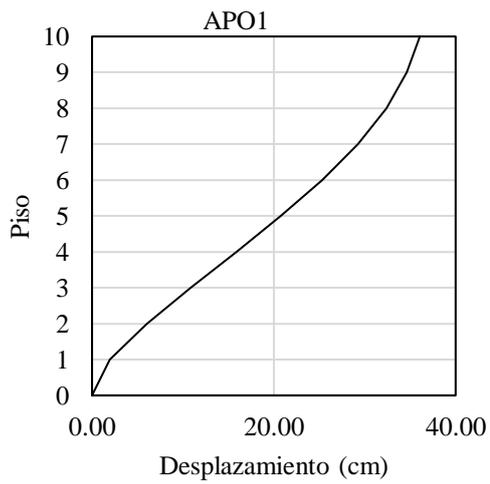
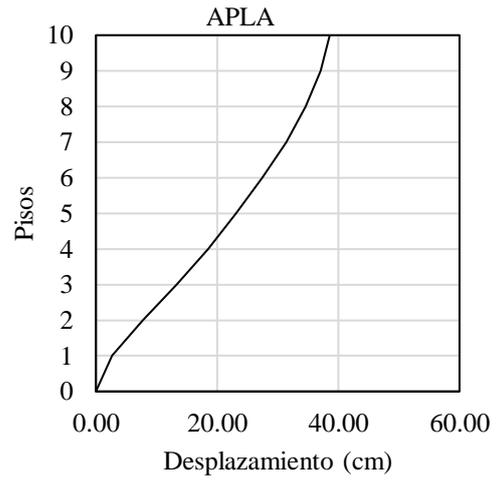
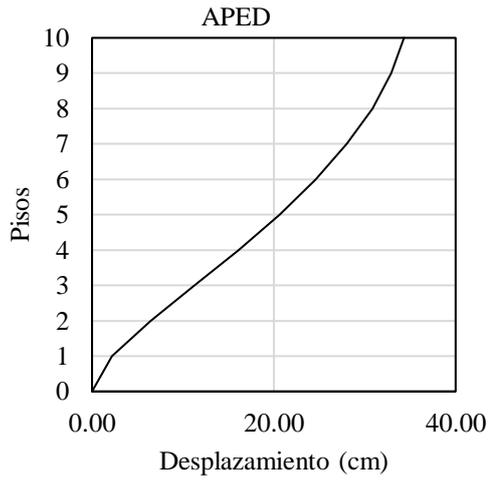
Estación	Δy (%)
ACH1	1.98
ACH2	1.70
AC07	1.87
AGYE	1.68
APED	1.62
APLA	1.94
APO1	1.70
ARNL	1.75
ASDO	1.70
GYKA	1.70
MATANZAS	1.73
TAC002	1.63
VALLENAR	1.67

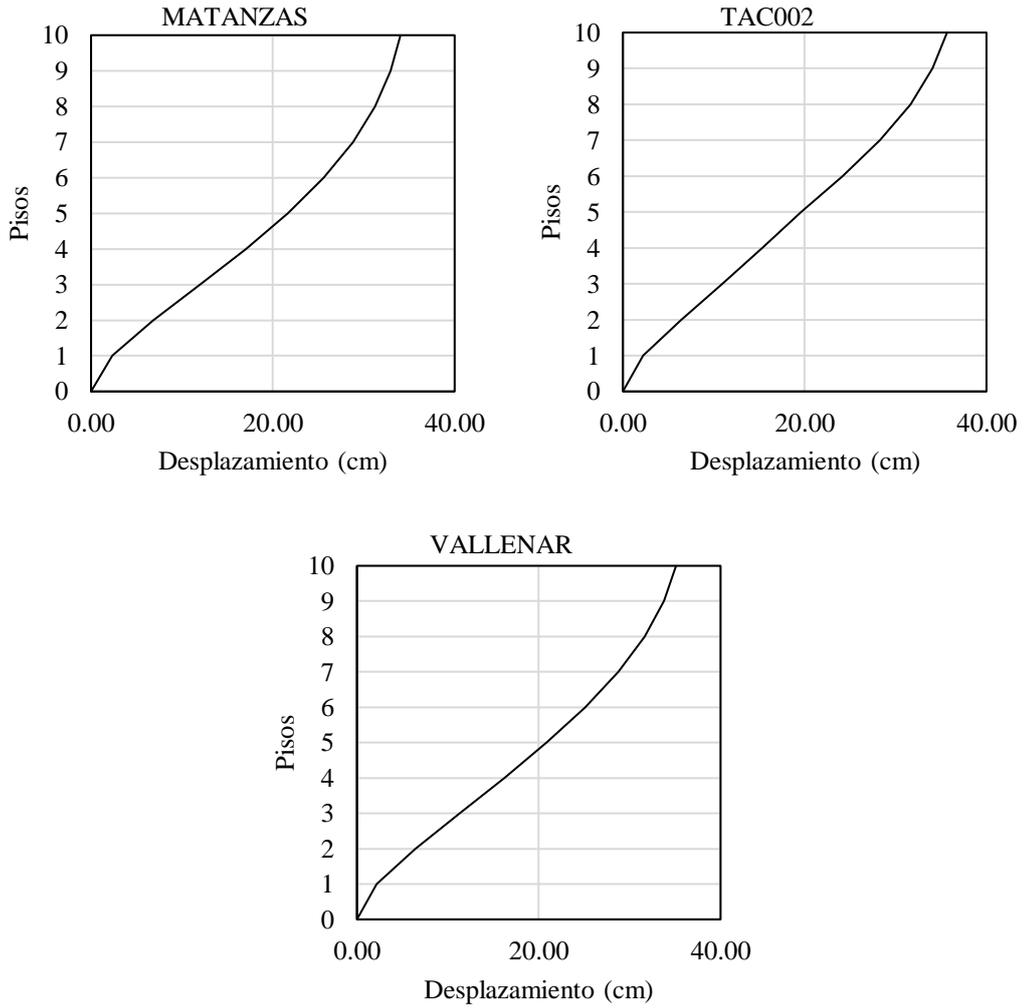
Deriva máx.	1.98
Deriva mín.	1.62
Fuente: El autor	

Los resultados obtenidos para el análisis no lineal dinámico tiempo historia muestran una clara diferencia con respecto al análisis lineal. En primera instancia se tiene que la deriva máxima posee un valor de 1.98% por parte de la señal ACH1 y se presenta en el tercer piso de la edificación. Además, la señal APED muestra la deriva mínima con un valor de 1.62% manifestada en el cuarto piso. Por otro lado, al igual que en el análisis lineal dinámico tiempo historia, la señal TAC002 presenta la deriva de piso en el quinto nivel de la estructura, ya que, esta se encuentra entre las señales de menor intensidad del conjunto de registros acelerográficos.

Figura 34. Desplazamientos de la estructura de acero – Análisis no lineal dinámico tiempo historia (sismo de $T_r=2500$ años)







Fuente: El autor

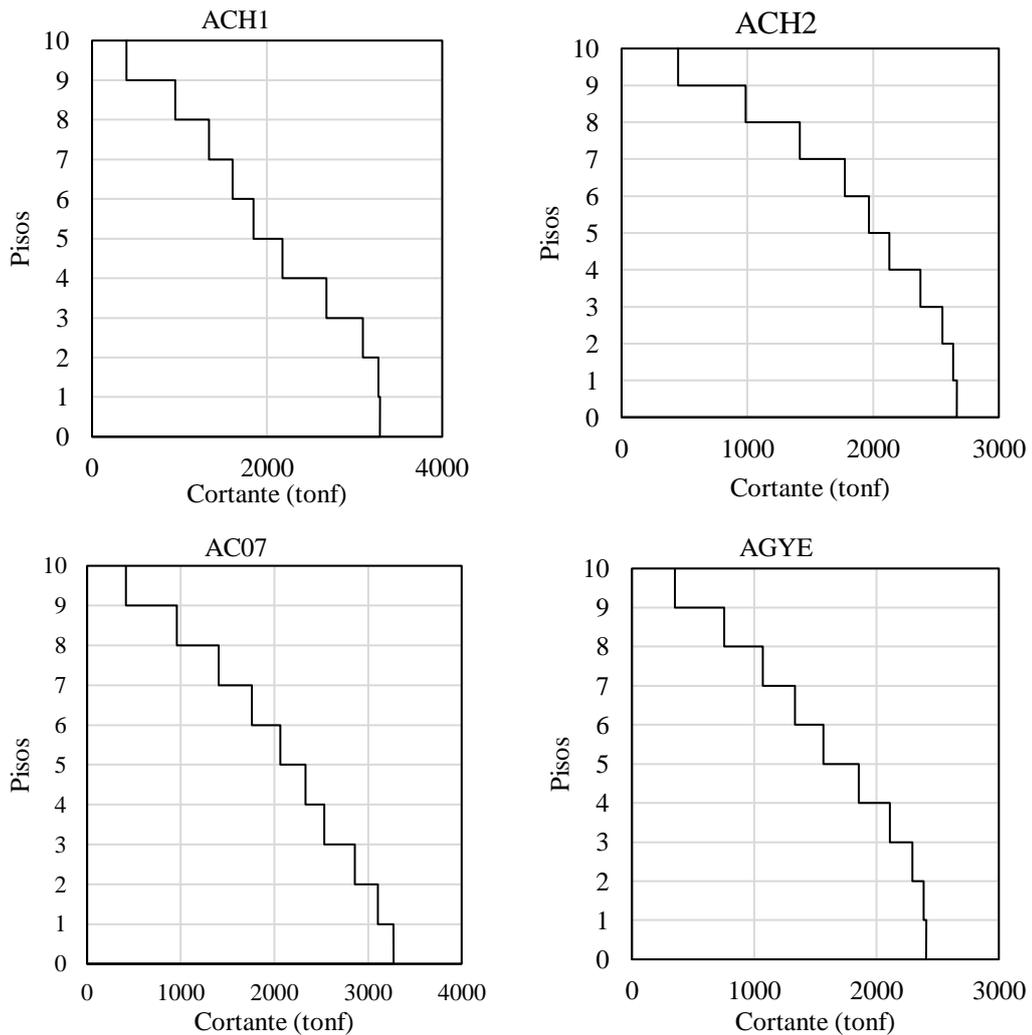
Tabla 21. Resumen de desplazamientos de la estructura de acero - Análisis no lineal dinámico tiempo historia

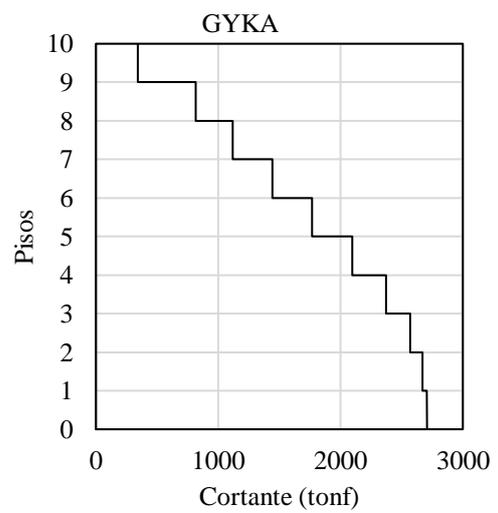
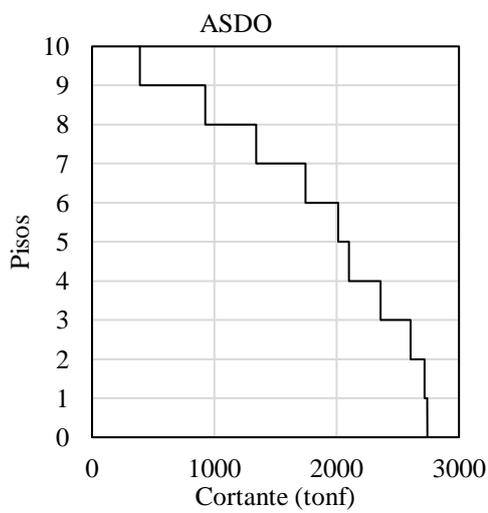
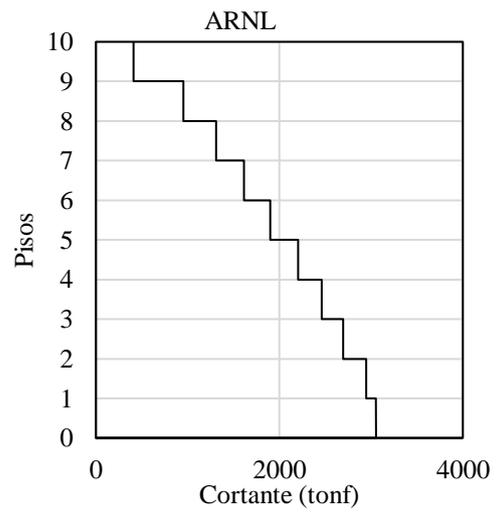
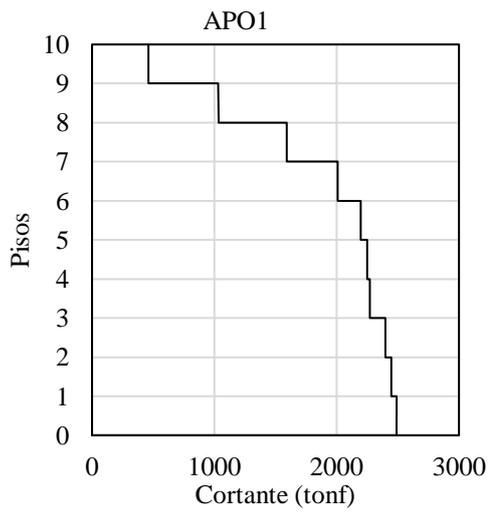
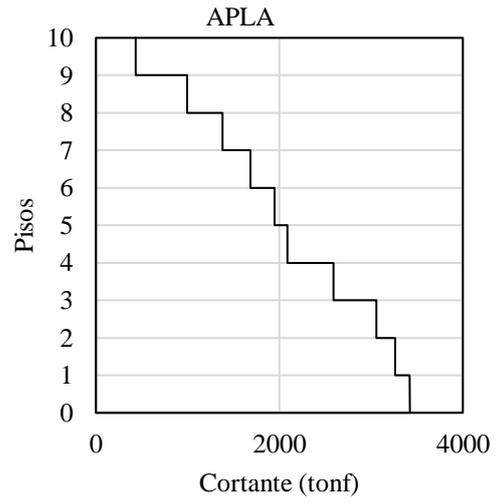
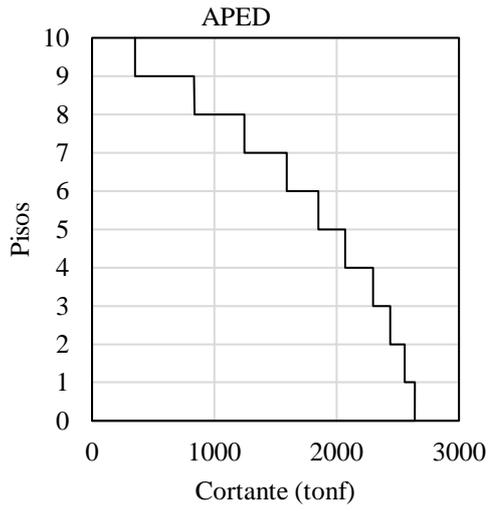
Estación	Despl. Y (cm)
ACH1	40.58
ACH2	34.94
AC07	37.57
AGYE	34.13
APED	34.32
APLA	38.59
APO1	36.07
ARNL	34.94
ASDO	33.96
GYKA	34.55
MATANZAS	34.04
TAC002	35.67

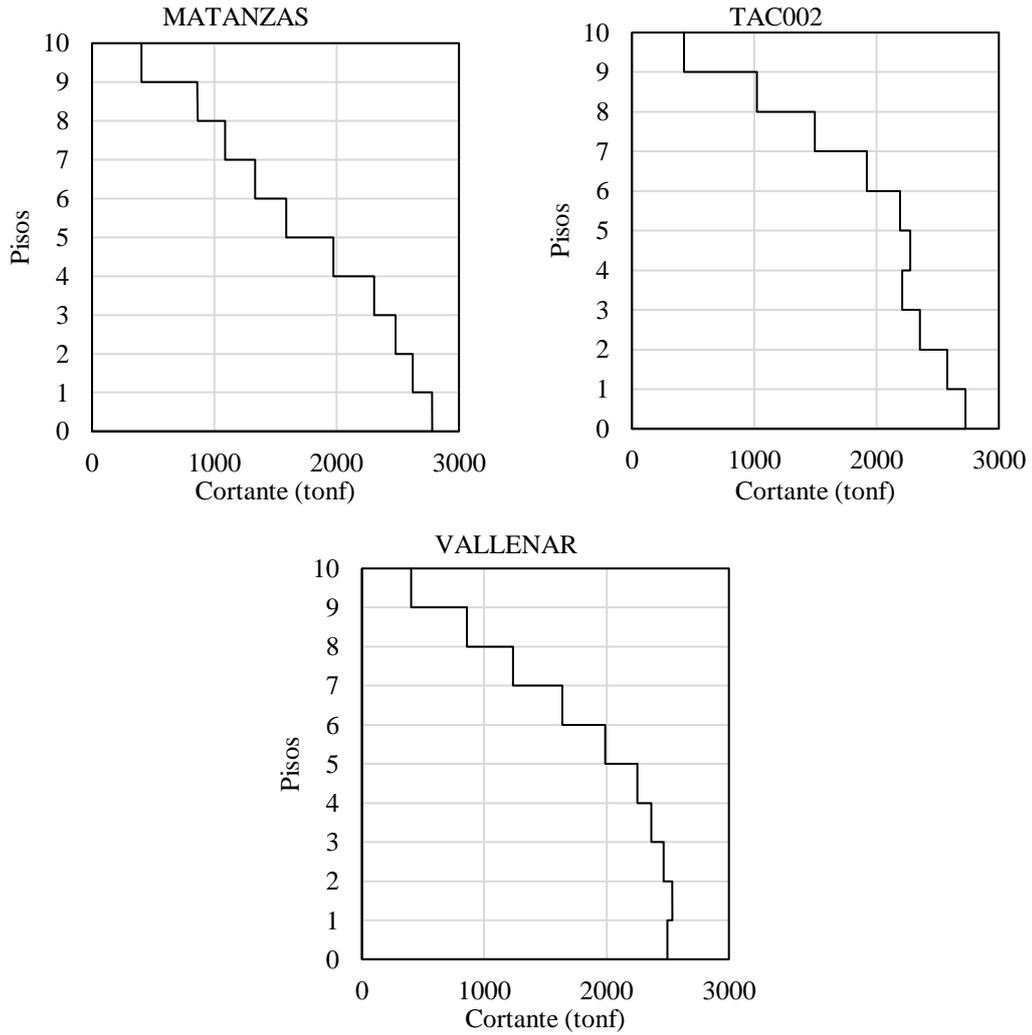
VALLENAR	35.11
Despl máx.	40.58
Despl min.	33.96
Fuente: El autor	

El desplazamiento máximo obtenido para el presente análisis fue de 40.58 cm con respecto a la señal ACH1. Así mismo, el desplazamiento mínimo de 33.96 cm por parte de la señal ASDO.

Figura 35. Cortantes de piso de la estructura de acero - Análisis no lineal dinámico tiempo-historia (sismo de $T_r=2500$ años)







Fuente: El autor

Tabla 22. Resumen de las fuerzas cortantes de la estructura de acero - Análisis no lineal dinámico tiempo historia

Estación	Cortante Y (tonf)
ACH1	3288.18
ACH2	2665.46
AC07	3273.17
AGYE	2405.74
APED	2638.57
APLA	3422.77
APO1	2489.47
ARNL	3053.94
ASDO	2741.55
GYKA	2707.11
MATANZAS	2781.36
TAC002	2727.25
VALLENAR	2537.65

Cortante máx.	3422.77
Cortante min.	2405.74
Fuente: El autor	

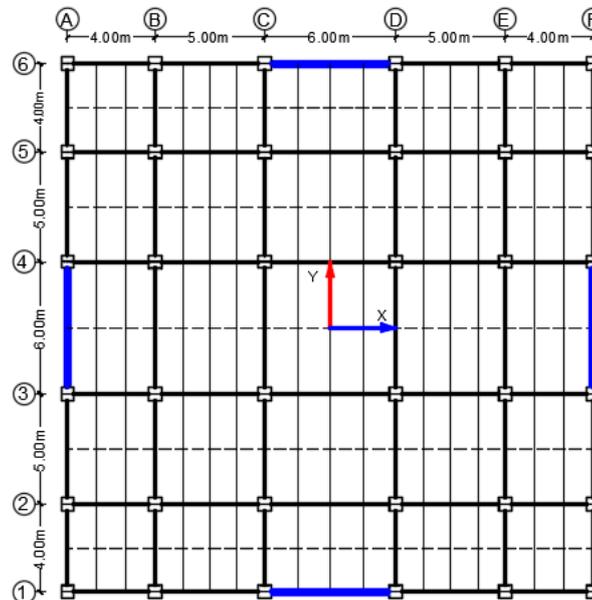
El cortante máximo le corresponde a la señal APLA con un valor de 3422.77 tonf, mientras que, el cortante mínimo de 2405.74 tonf es producido por la señal AGYE. Ambos valores de cortante son con respecto a la base de la estructura.

4.1.2 Edificación de acero dual

4.1.2.1 Análisis dinámico espectral y sísmico estático

En cuanto al análisis dinámico espectral realizado a la estructura de acero dual, al igual que en la estructura anterior, se emplearon la misma cantidad de modos de vibración obteniendo de esta manera para el análisis modal los siguientes resultados:

Figura 36. Direcciones de análisis - Edificio de acero dual



Fuente: El autor

Tabla 23. Modos de Vibración y masa efectiva - Edif. de acero dual

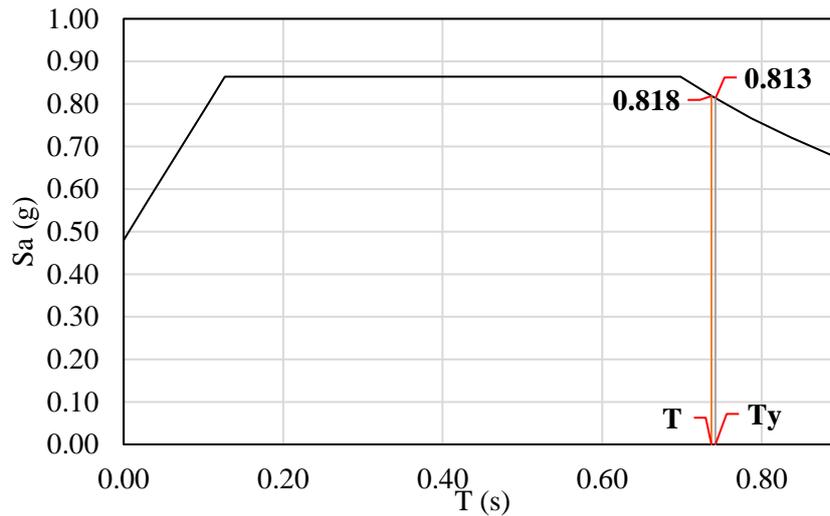
Modos	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.742	0	0.6809	0	0.6809	0
2	0.737	0.6815	0	0.6815	0.6809	0
3	0.500	0	0	0.6815	0.6809	0.0171
4	0.176	0	0.1829	0.6815	0.8638	0
5	0.175	0.1822	0	0.8638	0.8638	0
6	0.113	0	0	0.8638	0.8638	0
7	0.076	0	0.068	0.8638	0.9317	0
8	0.075	0.0678	0	0.9316	0.9317	0.0089

9	0.048	0	0	0.9316	0.9317	0
10	0.045	0	0.0331	0.9316	0.9648	0
11	0.045	0.033	0	0.9646	0.9648	0.005
12	0.032	0	0.0172	0.9646	0.982	0.0023
13	0.032	0.0172	0	0.9818	0.982	0.0011
14	0.028	0	0	0.9818	0.982	0.0001
15	0.025	0	0.0091	0.9818	0.991	0
16	0.025	0.0091	0	0.9909	0.991	0
17	0.021	0	0.0052	0.9909	0.9962	0.0171
18	0.021	0.0052	0	0.9962	0.9962	0
19	0.020	0	0	0.9962	0.9962	0
20	0.018	0	0.0024	0.9962	0.9987	0
21	0.018	0.0025	0	0.9987	0.9987	0
22	0.017	0	0.0012	0.9987	0.9999	0.0089
23	0.016	0.0013	0	0.9999	0.9999	0
24	0.016	0	0	0.9999	0.9999	0
25	0.016	0	0.0001	0.9999	1	0.005
26	0.015	0.0001	0	1	1	0.0023
27	0.013	0	0	1	1	0.0011
28	0.012	0	0	1	1	0.0001
29	0.011	0	0	1	1	0
30	0.010	0	0	1	1	0
Fuente: El autor						

A partir de estos resultados se puede evidenciar el comportamiento traslacional de la estructura, con un periodo fundamental de vibración de 0.742 s en la dirección “Y”, mientras que, en la dirección “X” se determinó un periodo de vibración de 0.737 s. Además, se puede evidenciar que a partir del octavo modo de vibración la estructura alcanza el 90% de la masa participante.

Seguidamente, de la información obtenida se determinan los coeficientes sísmicos y coeficientes k para cada una de las direcciones de análisis. Para la determinación del coeficiente sísmico se usó el espectro de diseño en aceleraciones para la ciudad de Machala con un suelo tipo D.

Figura 37. Determinación de S_a - Edificio de acero dual



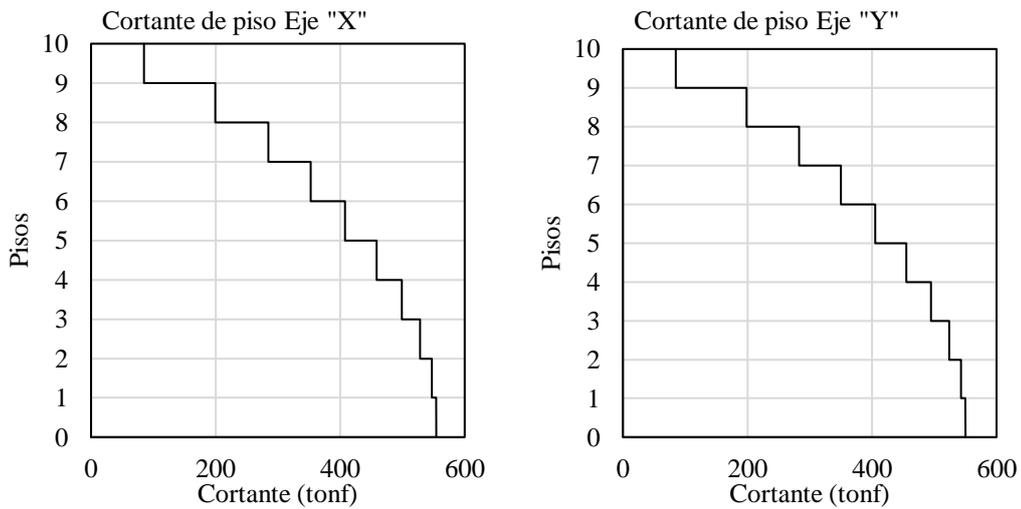
Fuente: El autor

De la Figura 37 y teniendo en cuenta los periodos fundamentales de vibración para cada una de las direcciones de análisis, los valores de 0.133 y 1.119 le corresponden al coeficiente sísmico y coeficiente k respectivamente. Para la dirección de análisis en “Y” el coeficiente sísmico tuvo un valor de 0.132 y para el coeficiente k de 1.121. Es importante señalar que para el cálculo del coeficiente sísmico y de igual manera para la caracterización de la fuerza sísmica, para la estructura de acero se empleó un valor de reducción de resistencia sísmica igual a 8, debido a que, la estructura cuenta con muros de corte.

Los coeficientes definidos anteriormente para las direcciones de análisis, intervendrán en la distribución de fuerzas sísmicas para el análisis sísmico estático.

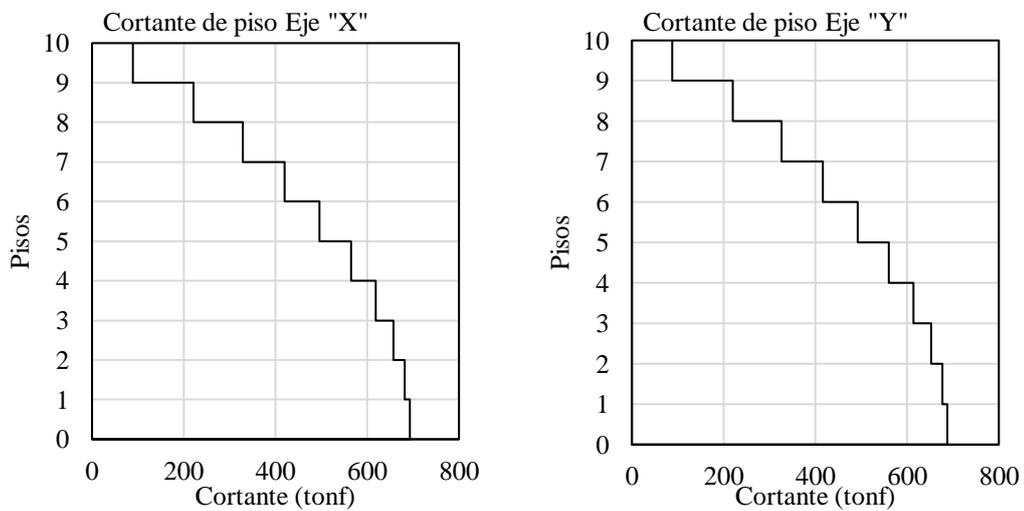
En primera instancia se determinó que la estructura requería de realizar un ajuste de cortante, debido a que, la relación de los mismos fue del 72% tomando como ejemplo el cortante estático de 692.96 tonf obtenido en la dirección “X” y el cortante dinámico de 495.61 tonf. Una vez realizado el ajuste de cortante, a continuación, se presentan los cortantes dinámico ajustados:

Figura 38. Cortante de piso de la estructura de acero dual - Análisis dinámico espectral



Fuente: El autor

Figura 39. Cortante de piso de la estructura de acero dual - Análisis sísmico estático



Fuente: El autor

A partir de las figuras anteriores que muestran la distribución de cortantes en cada uno de los pisos de la edificación para los diferentes tipos de análisis, en resumen, se tienen las siguientes fuerzas cortantes en la base de la estructura:

Tabla 24. Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas - Estructura de acero dual

Análisis en "X"		
Sx	692.96	tonf
Sdx	554.37	tonf
Análisis en "Y"		
Sy	687.75	tonf

Sdy	550.20	Tonf
Fuente: El autor		

Por otra parte, dado que no todas las estructuras que posean muros de corte se consideran como estructuras duales, se verificó el cortante que recibían los mismos para cada dirección y se determinó que la estructura se la considera como dual, ya que, los muros son capaces de absorber el 85% del cortante en la base de la estructura.

Tabla 25. Verificación de cortantes para estructura dual

Comprobación edificio dual		
Cortante (tonf)		
Muro	X	Y
P1	235.84	236.15
P2	235.85	236.14
Total	471.69	472.29
%	85.09	85.84
Fuente: El autor		

Seguidamente, se verificó los periodos de vibración de la estructura obteniendo así los siguientes resultados:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T = (0.072)(30)^{0.8}$$

$$T = 1.094 \text{ s}$$

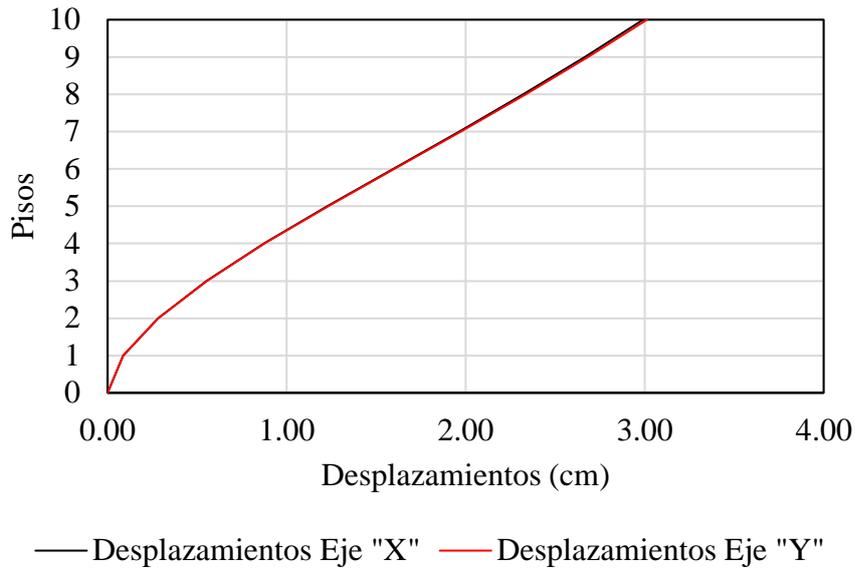
$$0.737 \text{ s} < 1.3T (1.42\text{s}) \text{ Periodo de vibración en dirección "X"}$$

$$0.742 \text{ s} < 1.3T (1.42\text{s}) \text{ Periodo de vibración en dirección "Y"}$$

Los periodos de vibración para cada una de las direcciones de análisis cumplen de manera satisfactoria el requerimiento de la NEC, haciendo notar la presencia de una adecuada rigidez de la estructura en ambas direcciones.

Luego, se procedió a determinar los máximos desplazamientos de la estructura, así como sus derivas de piso, dando como resultado lo siguiente:

Figura 40. Desplazamientos de la estructura de acero dual - Análisis dinámico espectral



Fuente: El autor

El máximo desplazamiento se produce en la dirección “Y” con un valor de 3.01 cm, con respecto al valor de 2.99 cm obtenido en la dirección “X”. Los resultados presentados reflejan un igual comportamiento en ambas direcciones, debido a la configuración estructural de la edificación.

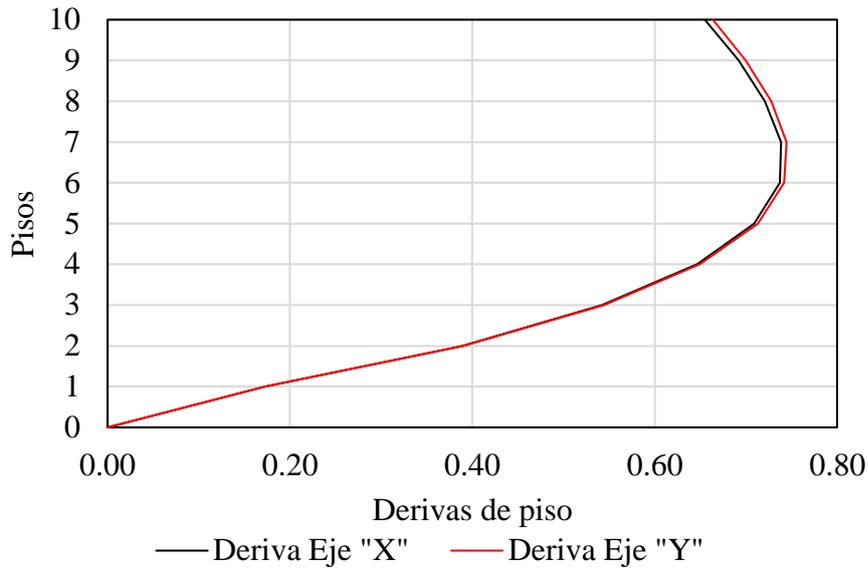
Una vez determinados los valores de desplazamientos máximos en ambas direcciones de análisis, se procedió con el cálculo de las derivas inelásticas:

Tabla 26. Derivas inelásticas de la estructura de acero dual - Análisis dinámico espectral

Piso	Análisis dinámico eje “X”		Análisis dinámico eje “Y”	
	Δ_E	R=8	Δ_E	R=8
		$0.75R\Delta_E$		$0.75R\Delta_E$
10	0.0011	0.0066	0.0011	0.0066
9	0.0012	0.0069	0.0012	0.0070
8	0.0012	0.0072	0.0012	0.0073
7	0.0012	0.0074	0.0012	0.0074
6	0.0012	0.0074	0.0012	0.0074
5	0.0012	0.0071	0.0012	0.0071
4	0.0011	0.0065	0.0011	0.0065
3	0.0009	0.0054	0.0009	0.0054
2	0.0006	0.0039	0.0007	0.0039
1	0.0003	0.0017	0.0003	0.0017

Fuente: El autor

Figura 41. Derivas inelásticas de la estructura de acero dual - Análisis dinámico espectral



Fuente: El autor

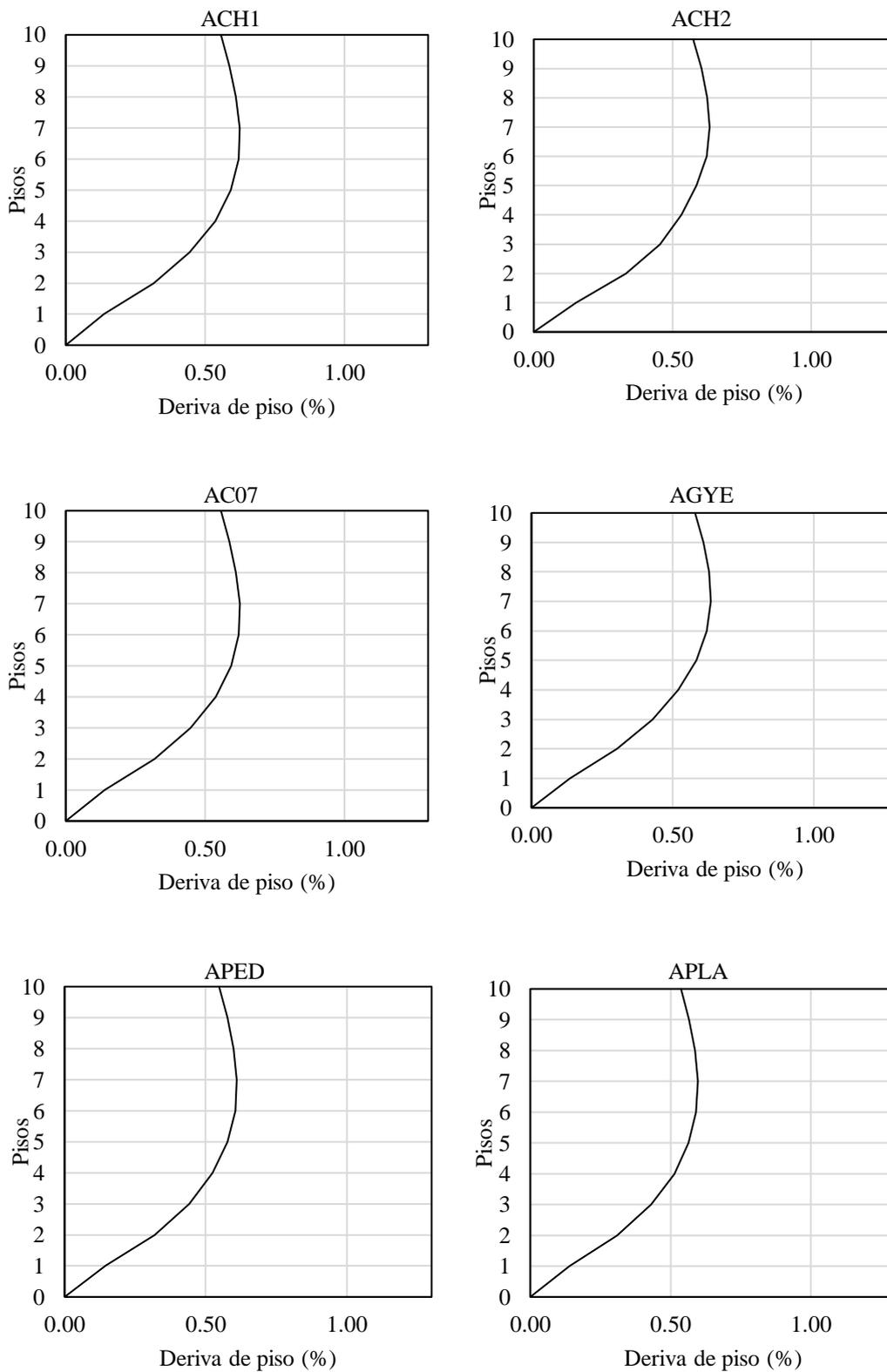
Como se puede evidenciar, se obtuvo una deriva inelástica máxima de 0.74% manifestada sobre el eje "Y" presentada en el séptimo piso, misma que cumple con el valor predeterminado por la NEC del 2%. Esta situación se presenta en la otra dirección de análisis debido al ser una estructura simétrica.

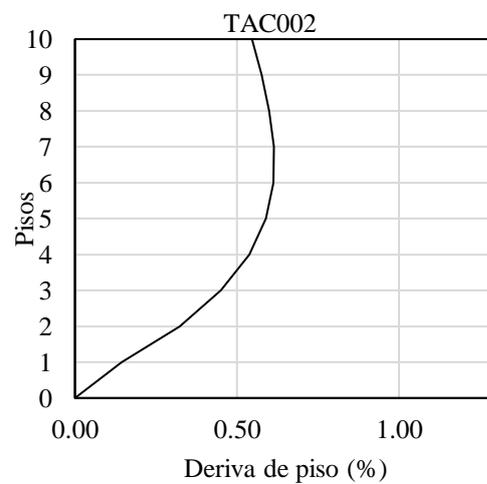
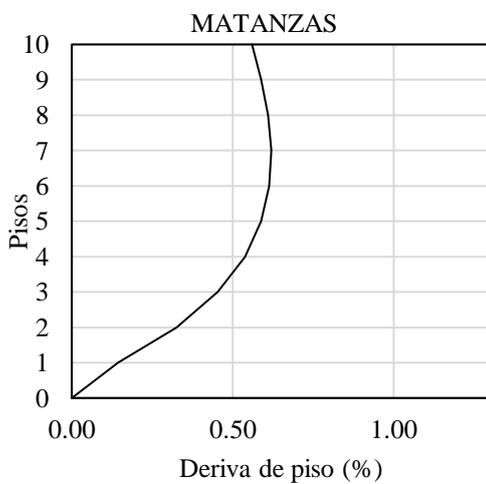
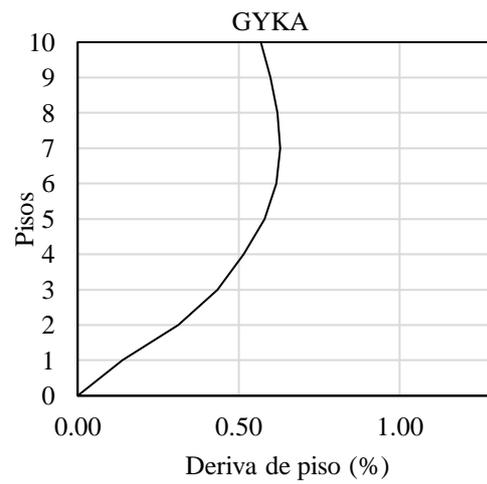
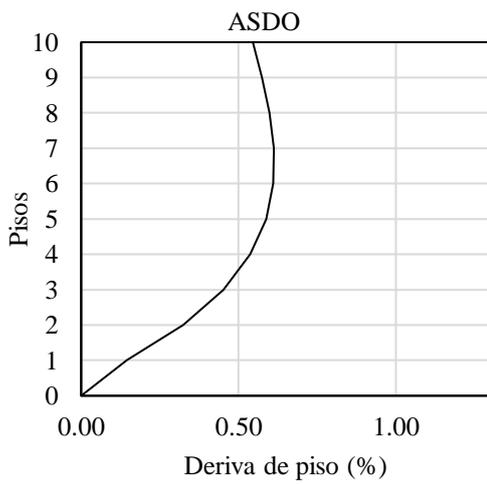
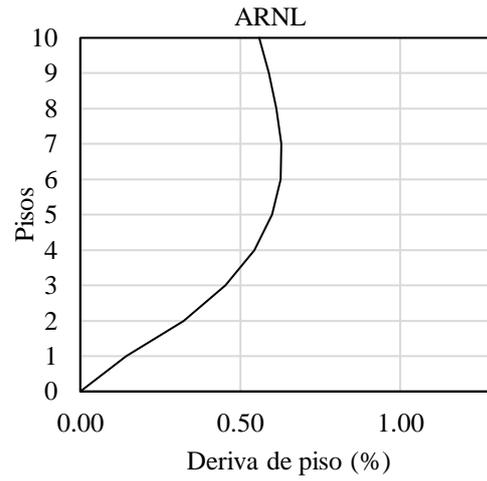
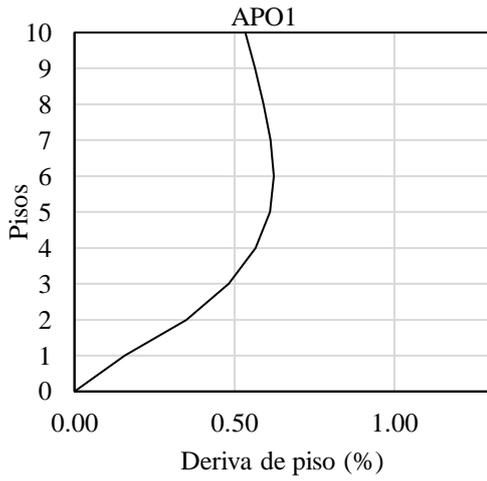
4.1.2.2 Análisis lineal dinámico tiempo historia

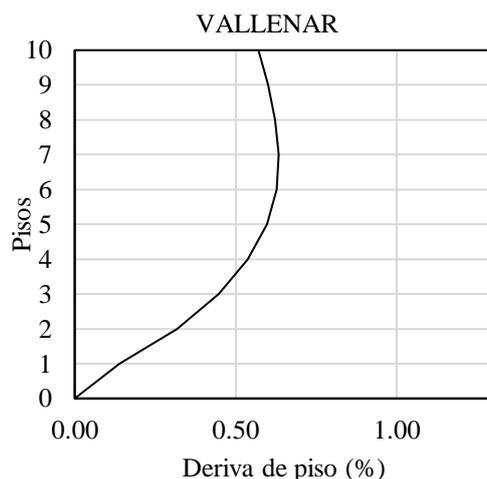
A partir de la información obtenida en el análisis dinámico espectral se determinó que la dirección para el presente análisis fue el eje "Y", debido a que, bajo esta dirección se presentó la mayor deriva de piso con una leve diferencia con respecto al otro eje de análisis. Así mismo, se debe tener en cuenta que se realizó una combinación direccional de las señales a utilizar, con el fin de contemplar los efectos de las componentes ortogonales de los registros acelerográficos

A continuación se presenta la respuesta dinámica de la estructura en términos de sus deriva de piso, desplazamientos máximos y fuerzas cortantes:

Figura 42. Derivas de piso de la estructura de acero dual - Análisis dinámico lineal
tiempo historia







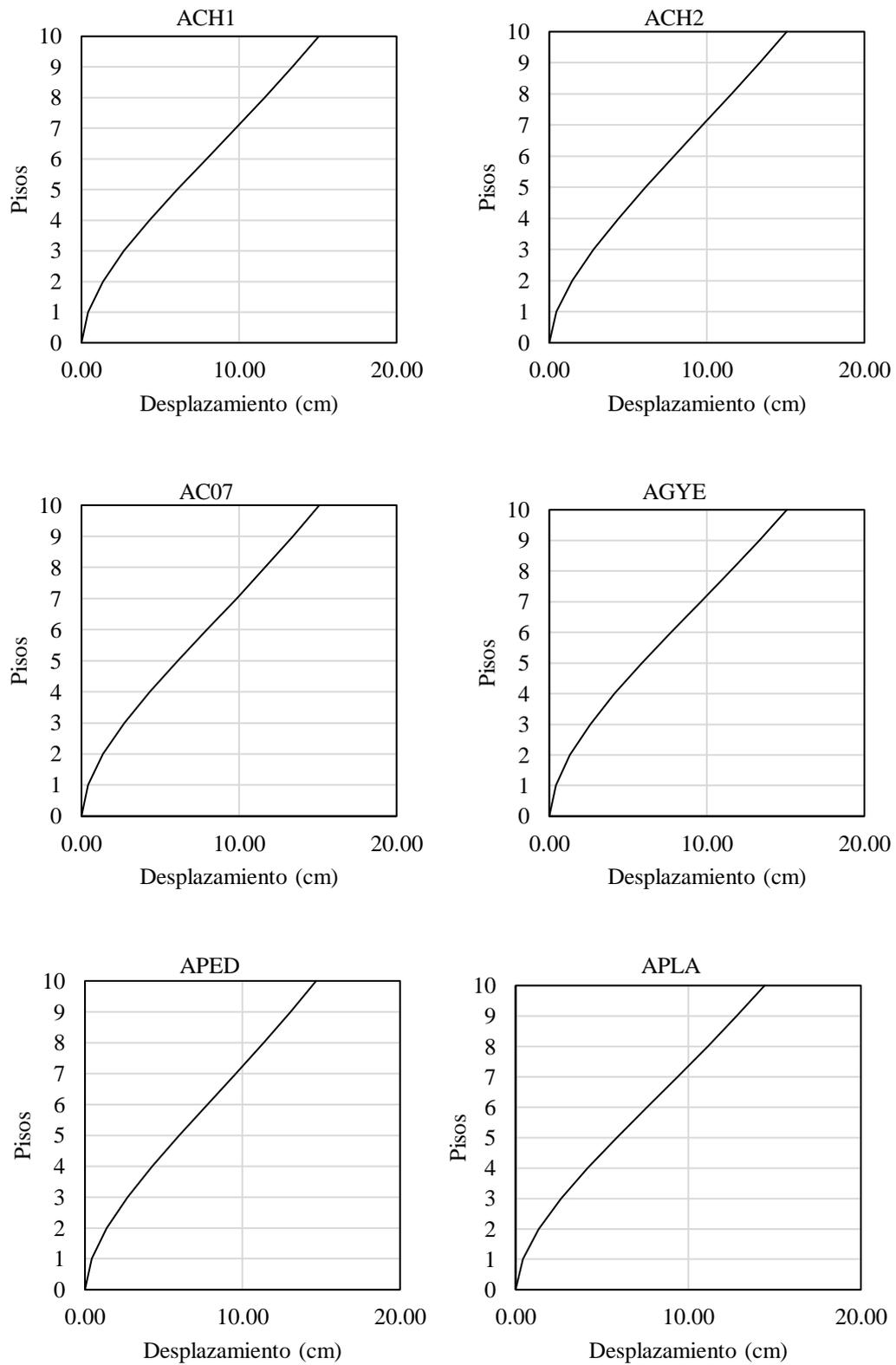
Fuente: El autor

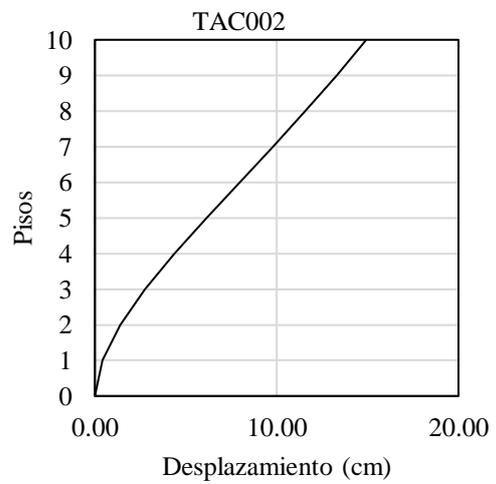
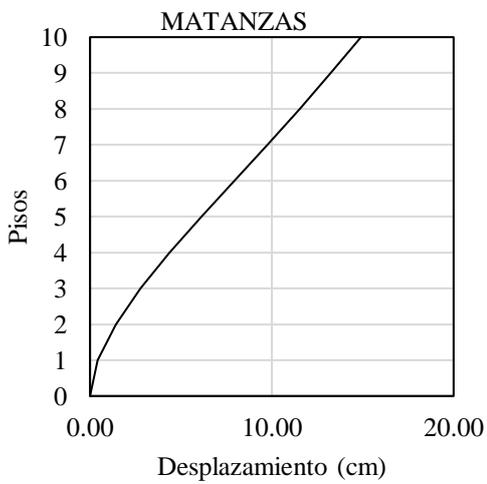
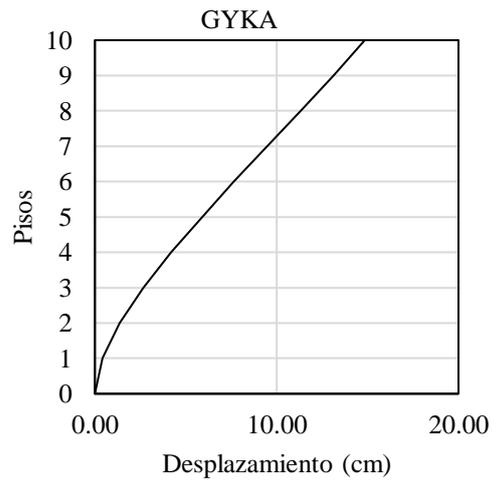
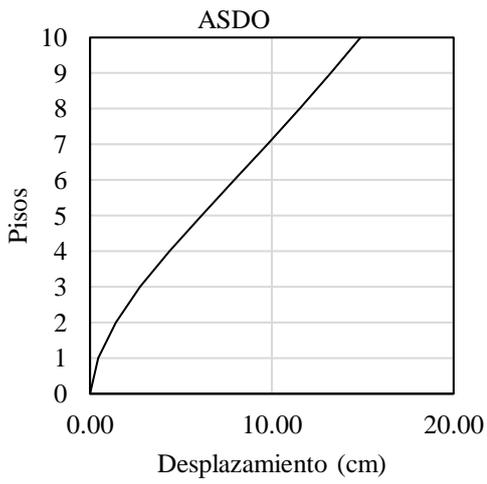
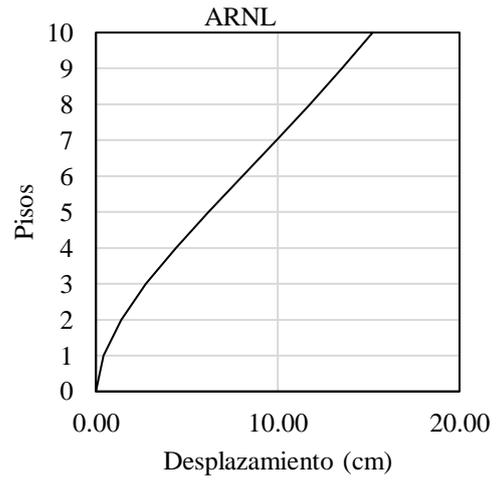
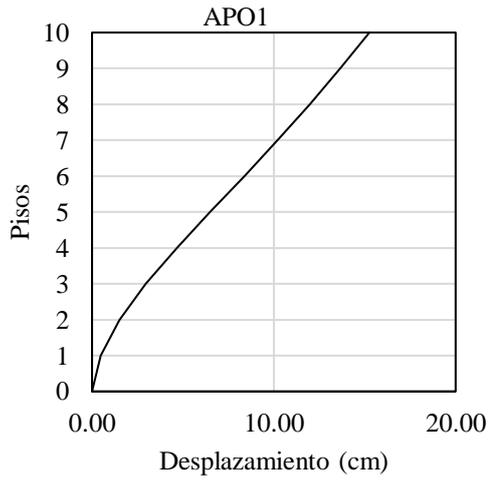
Tabla 27. Resumen de derivas de piso de la estructura de acero dual - Análisis lineal dinámico tiempo historia

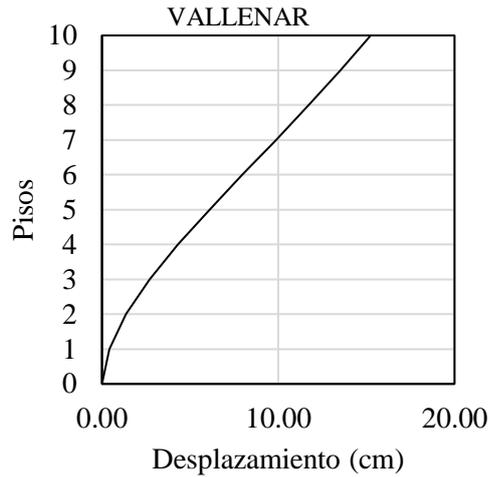
Estación	Δy (%)
ACH1	0.62
ACH2	0.63
AC07	0.62
AGYE	0.64
APED	0.61
APLA	0.60
APO1	0.62
ARNL	0.63
ASDO	0.61
GYKA	0.63
MATANZAS	0.62
TAC002	0.61
VALLENAR	0.63
Deriva máx.	0.64
Deriva mín.	0.60
Fuente: El autor	

En los resultados presentados en la Tabla 27 se pudo evidenciar que la deriva máxima de piso fue del 0.64% para la señal de AGYE, mientras que, el 0.60% le corresponde a la deriva mínima de la señal APLA. Debido a la configuración estructural presentada al tratarse de una edificación dual, se pudo observar que las derivas de piso están en relación con la rigidez de la estructura. Además, que para cada una de las derivas de piso presentadas están no superan el límite del 2%.

Figura 43. Desplazamientos de la estructura de acero dual - Análisis dinámico lineal tiempo historia







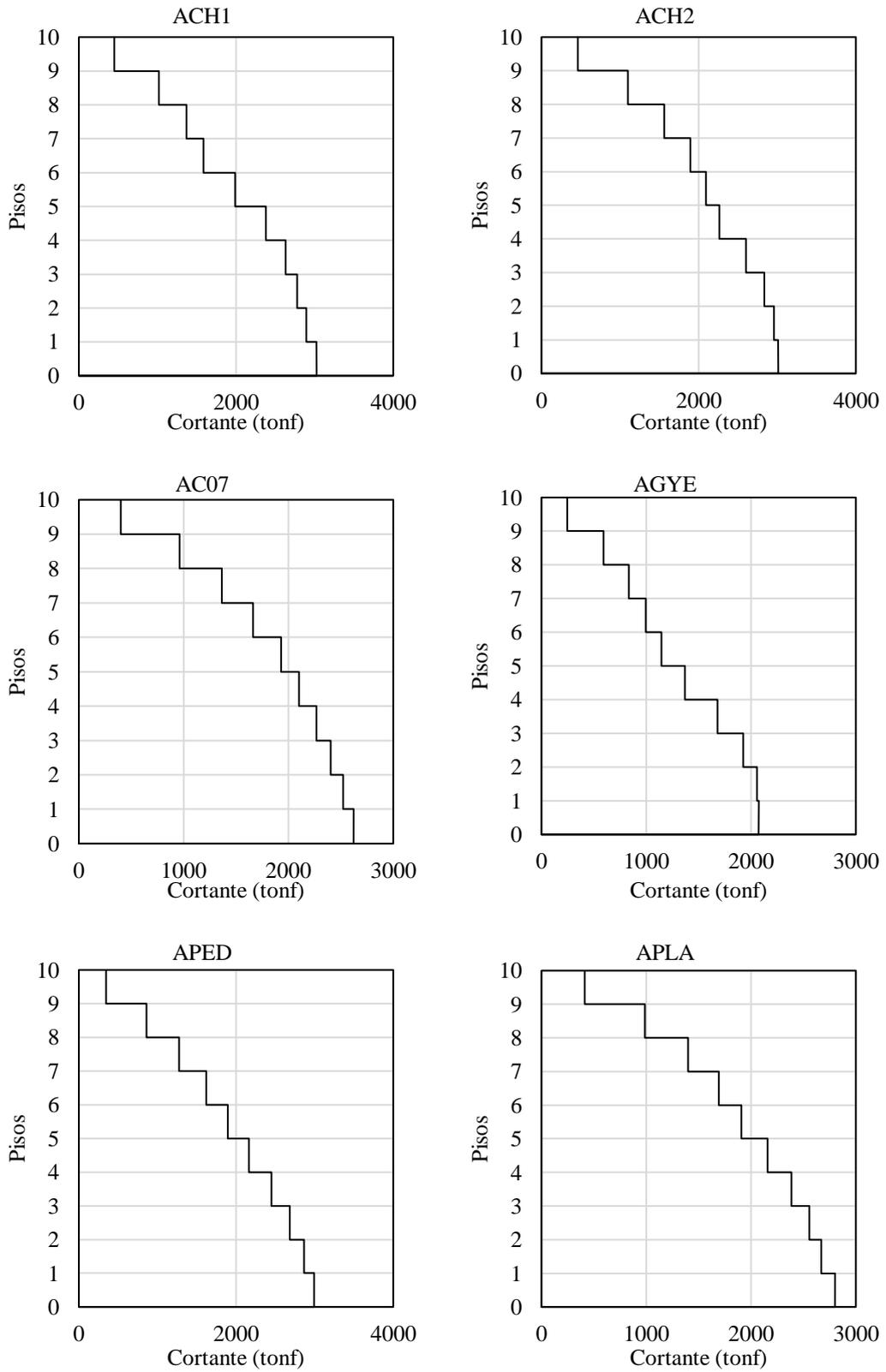
Fuente: El autor

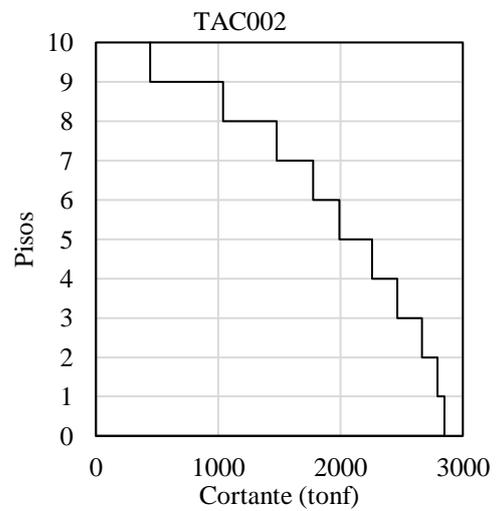
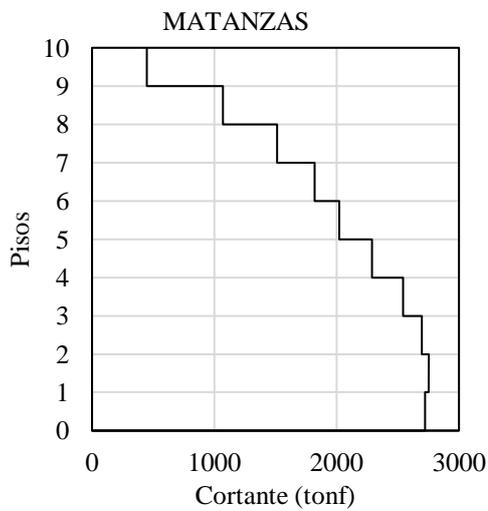
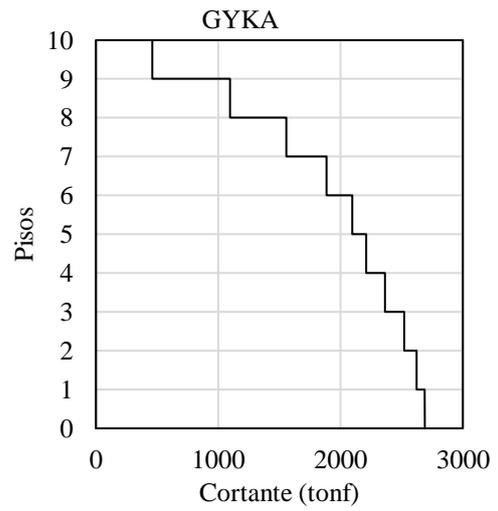
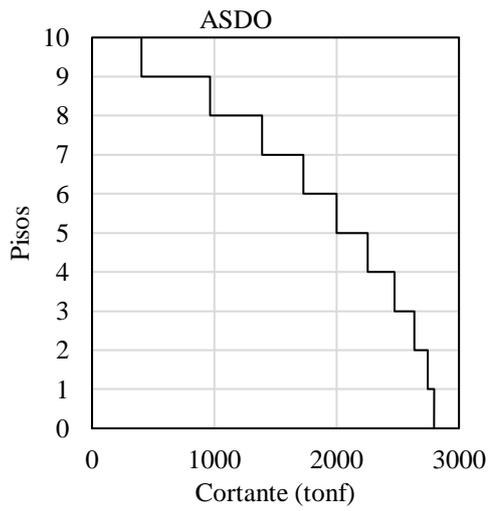
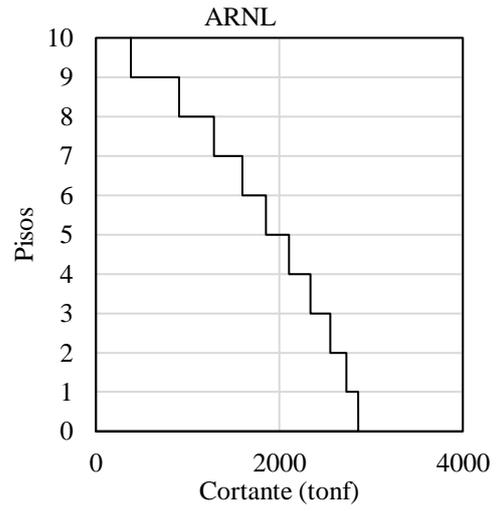
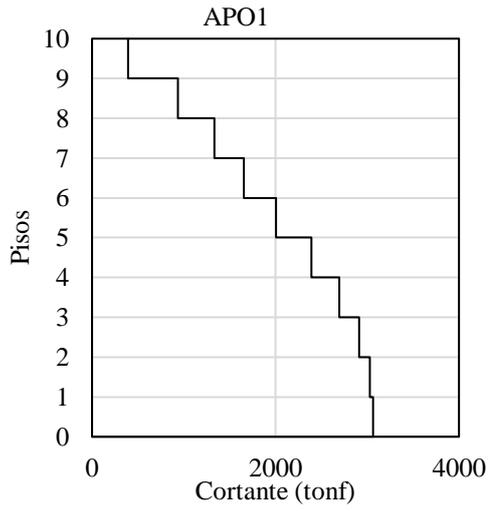
Tabla 28. Resumen de desplazamientos de la estructura de acero dual - Análisis lineal dinámico tiempo historia

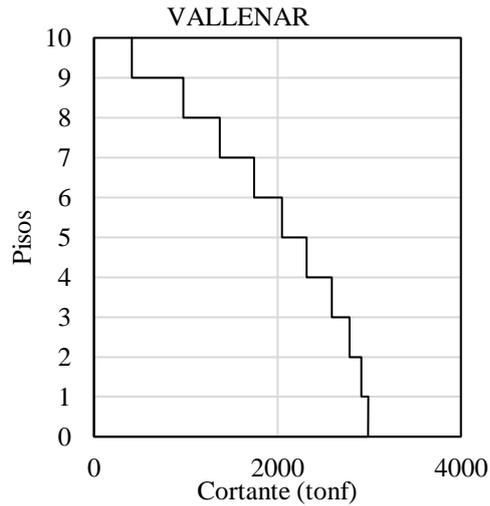
Estación	Despl y (cm)
ACH1	15.07
ACH2	15.07
AC07	15.10
AGYE	15.08
APED	14.67
APLA	14.42
APO1	15.26
ARNL	15.22
ASDO	14.88
GYKA	14.85
MATANZAS	14.91
TAC002	14.93
VALLENAR	15.24
Despl máx.	15.26
Despl mín.	14.42
Fuente: El autor	

Una vez ejecutado el análisis lineal dinámico tiempo historia se logró identificar que la señal APO1 presentó el mayor desplazamiento de la estructura de 15.26 cm, por otra parte, para la señal APLA su desplazamiento fue de 14.42 cm, lo cual hace referencia al desplazamiento mínimo del conjunto de señales espectro compatibles. Importante aclarar que los desplazamientos tomados en cuenta anteriormente, son con respecto al último nivel de la edificación.

Figura 44. Fuerzas cortantes de piso de la estructura de acero dual -Análisis dinámico lineal tiempo historia







Fuente: El autor

Tabla 29. Resumen de fuerzas cortantes de la estructura de acero dual - Análisis lineal dinámico tiempo historia

Estación	Cortante Y (tonf)
ACH1	3025.15
ACH2	3013.13
AC07	2620.93
AGYE	2071.90
APED	2993.18
APLA	2800.94
APO1	3063.39
ARNL	2859.94
ASDO	2796.27
GYKA	2689.27
MATANZAS	2751.90
TAC002	2849.53
VALLENAR	2988.23
Cortante máx.	3063.39
Cortante min	2071.90
Fuente: El autor	

Al igual que los resultados con respecto a desplazamientos, la señal APO1 obtuvo la mayor fuerza cortante en la base de la estructura de 3063.39 tonf, mientras que, con un valor de 2071.90 de la señal AGYE se presentó como la fuerza cortante mínima generada.

La señal APO1 influenció a que la estructura alcanzará su desplazamiento máximo a nivel de azotea, así como también, produzca el cortante basal máximo. Sin embargo, en cuanto a derivas nos referimos la señal predominante es la AGYE.

4.1.2.3 Análisis no lineal estático (Pushover)

Para tomar en cuenta el comportamiento no lineal de los elementos, sobre la estructura se asignaron rotulas plásticas a los elementos vigas y columnas siguiendo la teoría de plastificación concentrada, situadas al 5% y 95% de la longitud total del elemento. Además, la estructura al presentar muros de corte la asignación de rótulas plásticas se realizó mediante el método de fibras.

Antes de llevar a cabo el análisis no lineal estático, se verificará la influencia de los modos superiores de vibración, para lo cual únicamente tomaremos en cuenta de la información obtenida en el análisis modal de la estructura los modos que garanticen el 90% de la masa participante, teniendo como resultado lo siguiente:

Tabla 30. Verificación acerca de la influencia de los modos superiores de vibración - Edificio de acero dual

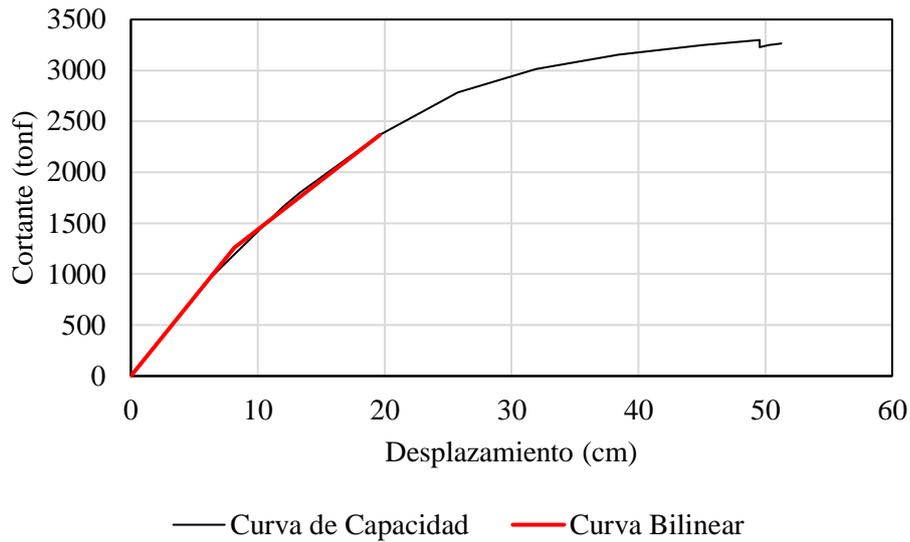
Modos	Periodos (s)	UX	UY	SumUX	SumUY	Sa	Vx (ton)	Vy (tonf)
1	0.742	0	0.6809	0	0.6809	0.813	0.000	473.226
2	0.737	0.6815	0	0.6815	0.6809	0.818	476.556	0.000
4	0.176	0	0.1829	0.6815	0.8638	0.864	0.000	135.090
5	0.175	0.1822	0	0.8638	0.8638	0.864	134.573	0.000
7	0.076	0	0.068	0.8638	0.9317	0.710	0.000	41.273
8	0.075	0.0678	0	0.9316	0.9317	0.707	40.977	0.000
Total							652.106	649.588
Relación (%)							136.837	137.268

Fuente: El autor

De la Tabla 30 se puede evidenciar que para el análisis en la dirección “X” excede el límite permisible del 130%, mientras que, para la dirección en “Y” el resultado se mantiene dentro del rango permitido. Para lo cual y como se ha realizado con el resto de análisis, sólo se llevará a cabo este tipo de procesos bajo la dirección del eje “Y”.

Una vez definida la dirección de análisis sobre esta se llevó el análisis estático no lineal para de esta manera obtener algunos de los parámetros para continuar con las demás verificaciones.

Figura 45. Curva de capacidad en dirección "Y" - Edificio de acero dual



Fuente: El autor

Con ayuda del software computacional, se obtuvo como desplazamiento elástico “ Δ_y ” de 8.129 cm y el cortante elástico correspondiente a dicho valor fue de 1261.154 tonf. También, el desplazamiento máximo alcanzado en la curva de capacidad fue de 49.54 cm “ Δ_d ”. Con base a la información proporcionada se determinó la relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de límite elástico:

$$S_a = 0.8129$$

$$V_y = 1261.1539 \text{ tonf}$$

$$C_m = 1 \text{ (Para periodos mayor a un segundo)}$$

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{\frac{V_y}{W}} \cdot C_m$$

$$\mu_{\text{strength}} = 3.391$$

Dicho valor se lo comparó con la relación máxima de esfuerzo, para lo cual, dado que para el análisis realizado no se tomaron en cuenta los efectos P-delta, se encontró el siguiente resultado:

$$\mu_{\text{max}} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = 6.094$$

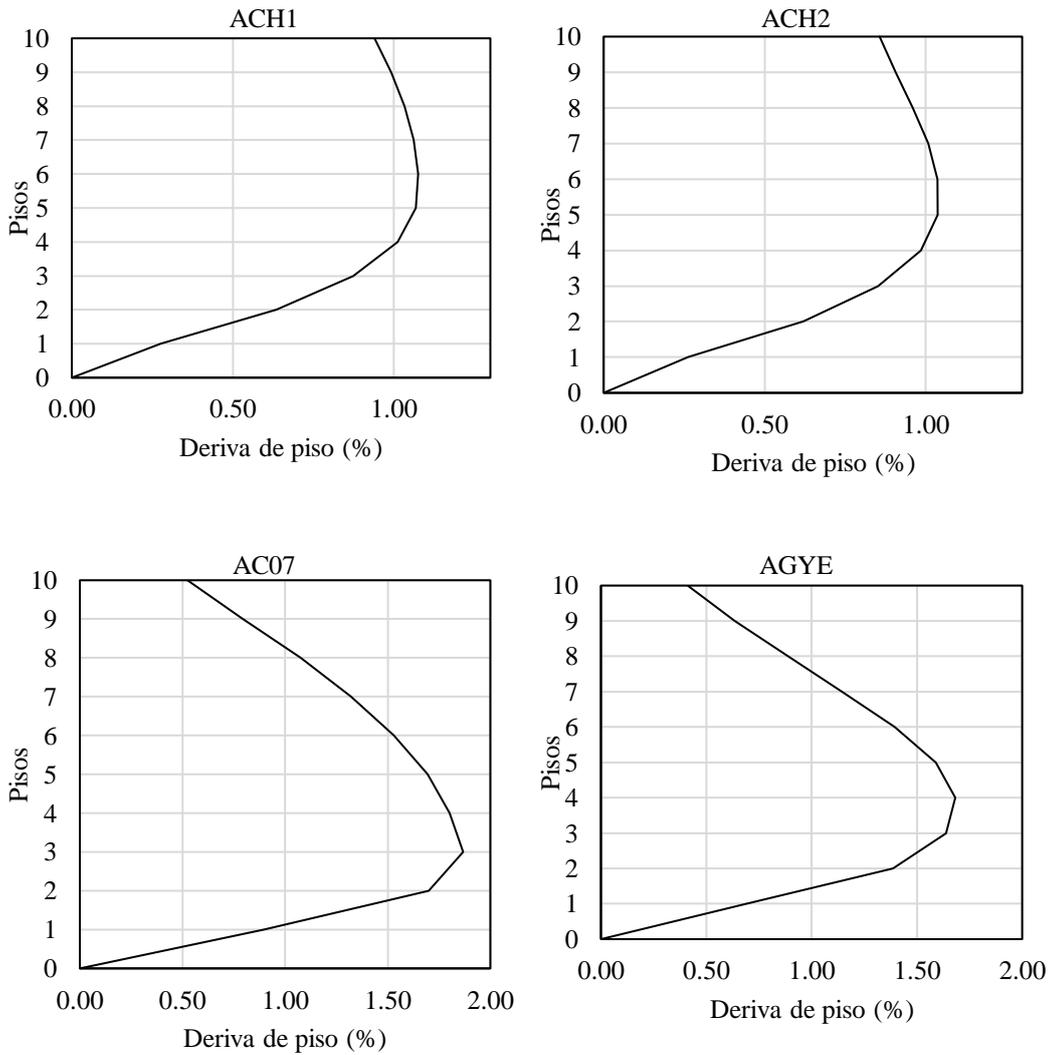
Dado que la relación de esfuerzos es menor a la relación máxima de esfuerzos, se permite llevar a cabo un análisis no lineal estático sin necesidad de tener en cuenta un análisis complementario dinámico. Sin embargo, para objeto del presente trabajo se ha decidido implementar el análisis no lineal dinámico tiempo historia.

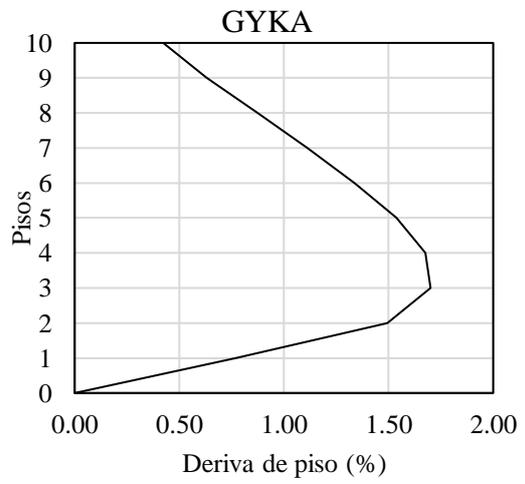
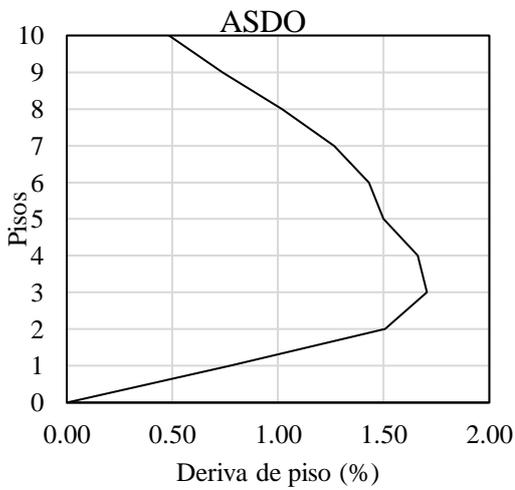
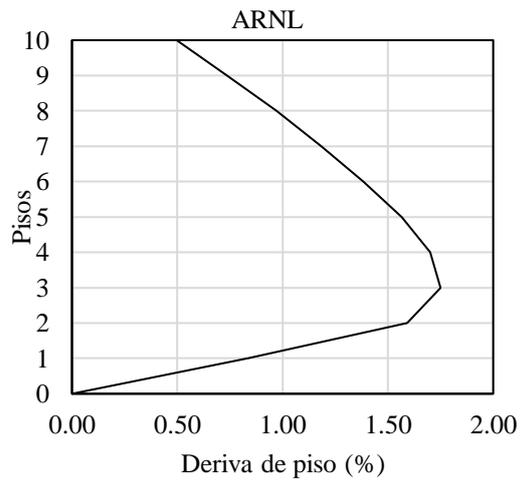
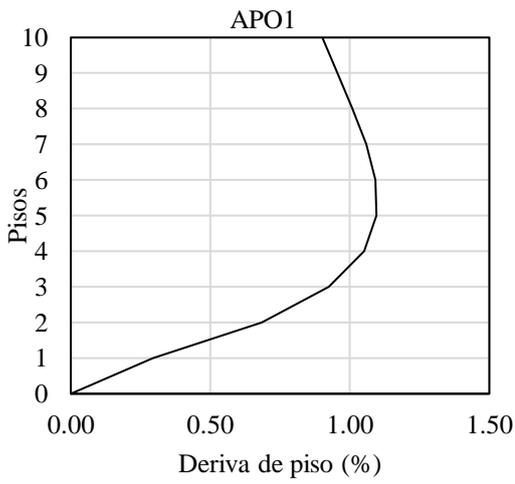
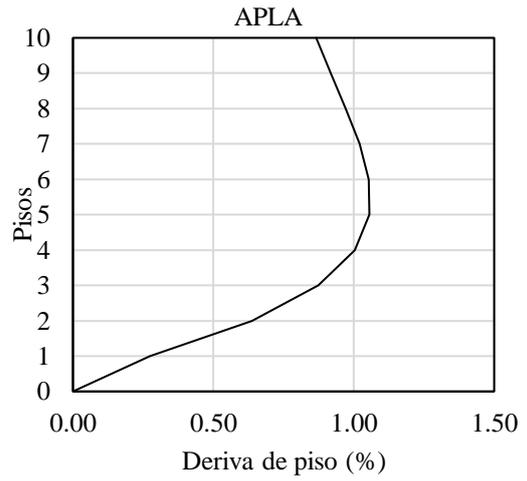
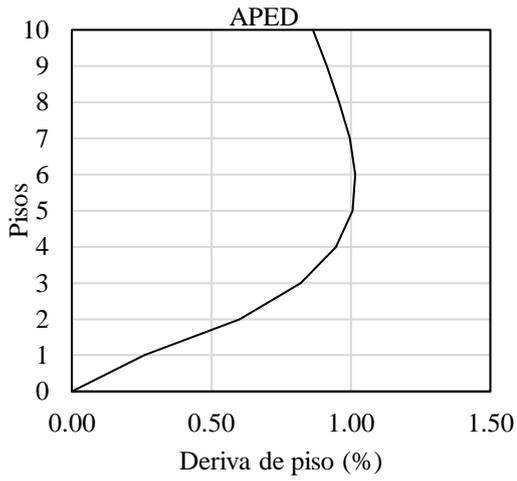
4.1.2.4 Análisis no lineal dinámico tiempo-historia

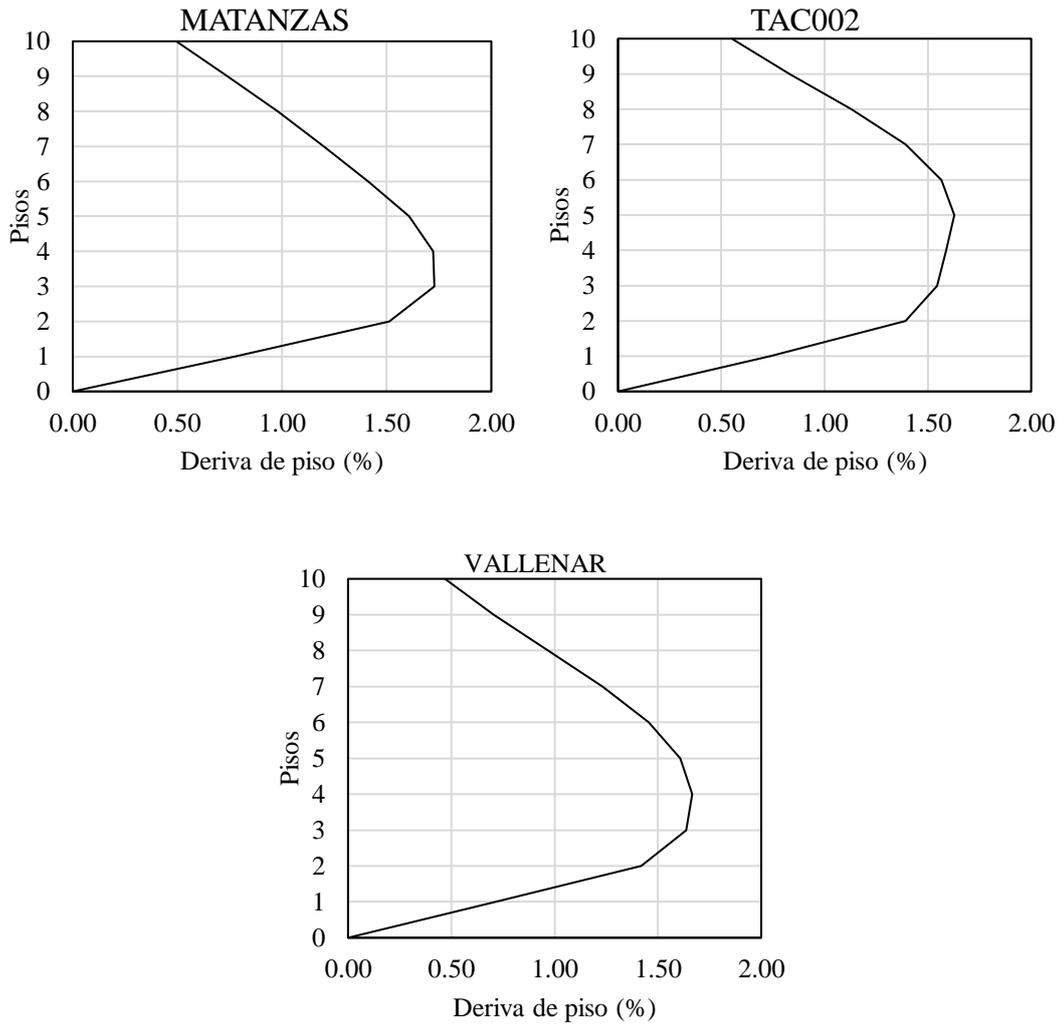
Al igual que con la estructura de acero sin muros de corte, para el presente análisis también se consideró que la estructura al tratarse de una estructura esencial, sea capaz de tener un nivel de desempeño para un evento sísmico de 2500 años de prevención de colapso. Además, se empleará el mismo factor de escalamiento para los registros acelerográficos usados en análisis previos.

Una vez determinado tales parámetros la respuesta de la estructura en función de las derivas de piso, desplazamientos y fuerzas cortantes es la siguiente:

Figura 46. Derivas de piso para la estructura de acero dual - Análisis no lineal dinámico tiempo-historia (sismo de $T_r=2500$ años)







Fuente: El autor

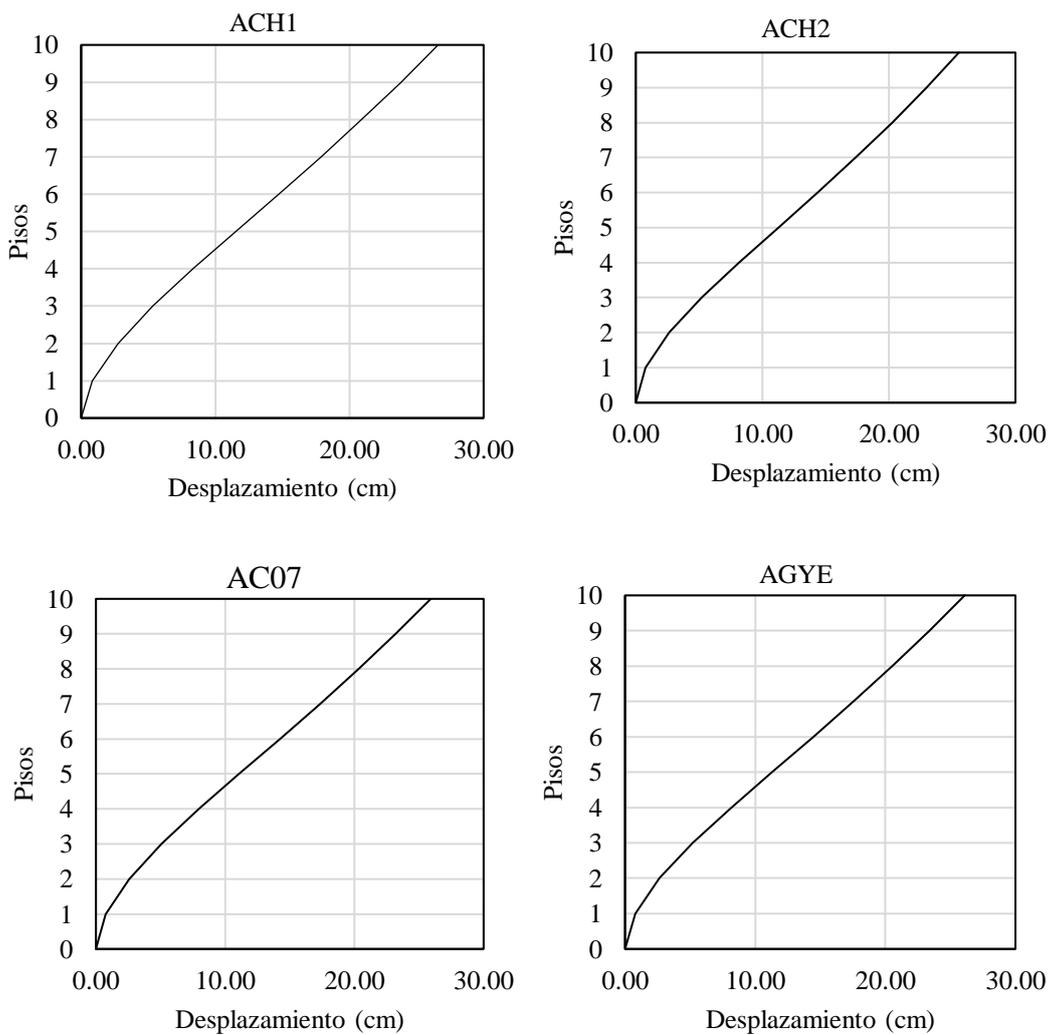
Tabla 31. Resumen de derivas de piso de la estructura de acero dual - Análisis no lineal dinámico tiempo historia (sismo de $T_r=2500$ años)

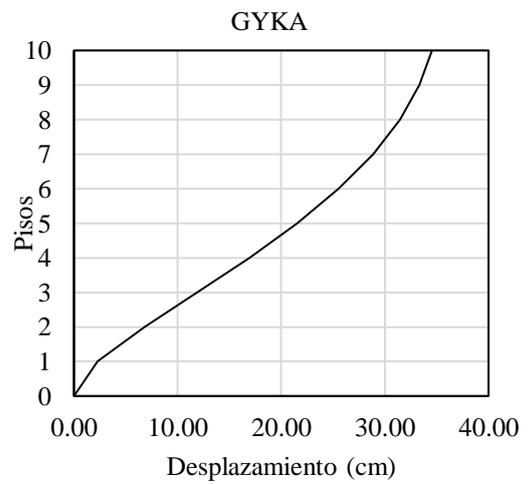
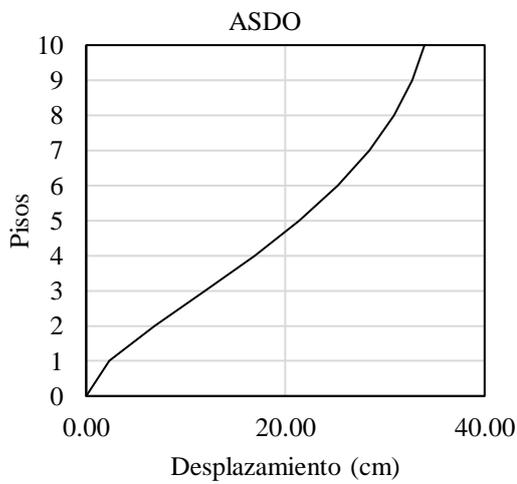
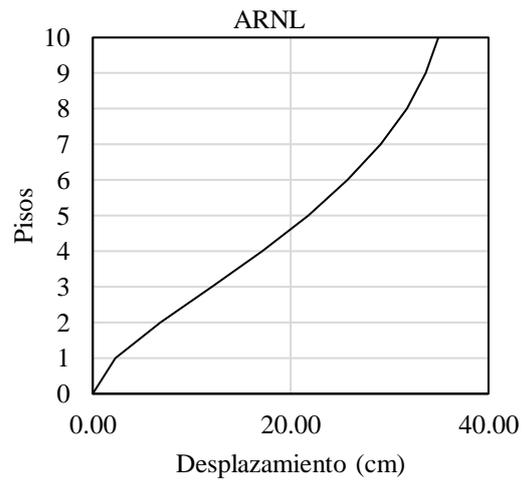
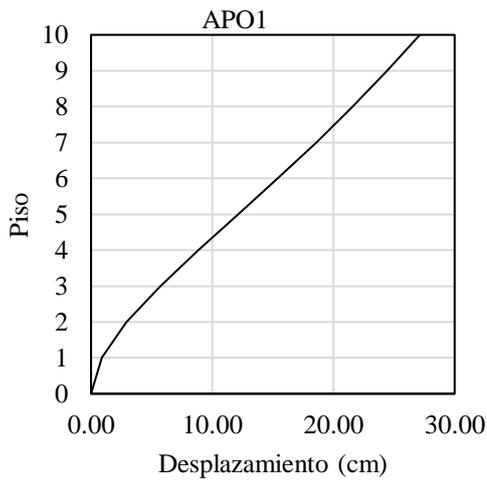
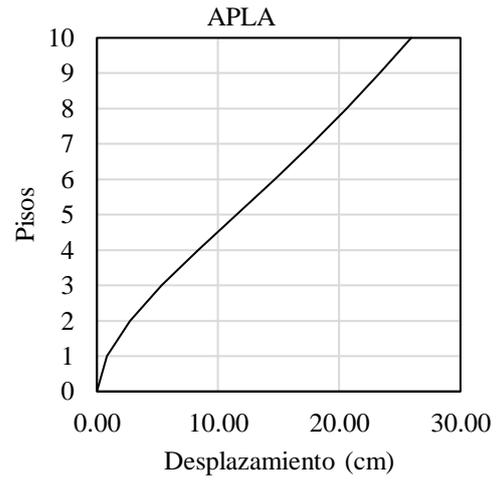
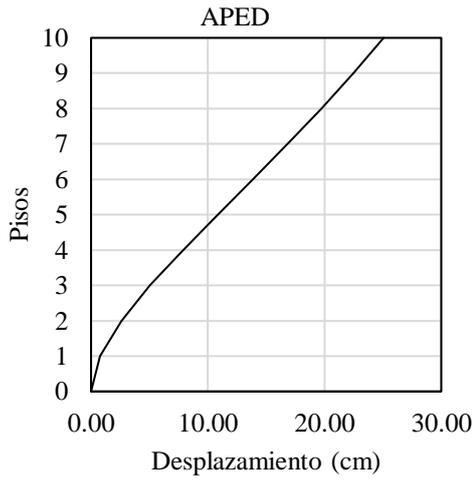
Estación	Δy (%)
ACH1	1.08
ACH2	1.04
AC07	1.05
AGYE	1.06
APED	1.02
APLA	1.06
APO1	1.10
ARNL	1.75
ASDO	1.70
GYKA	1.70
MATANZAS	1.73
TAC002	1.63
VALLENAR	1.67

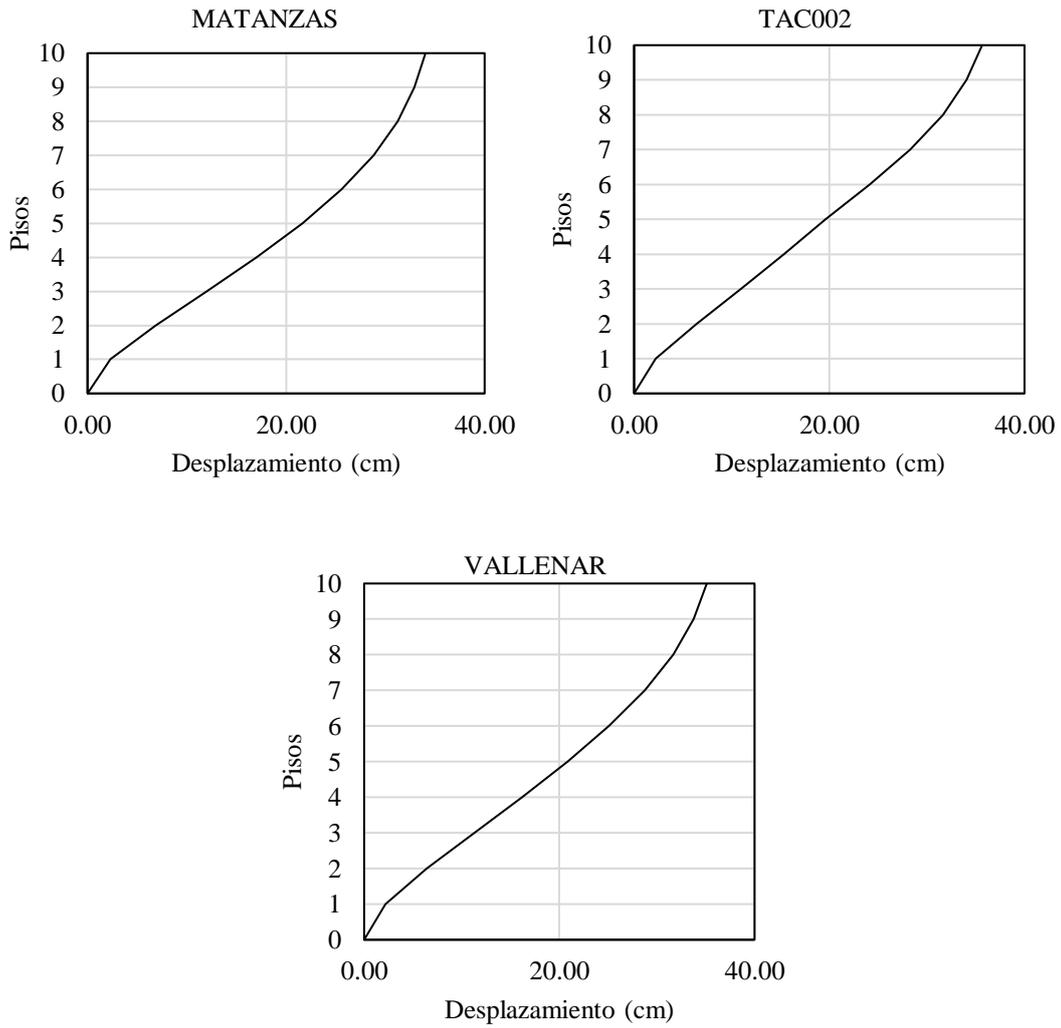
Deriva máx.	1.75
Deriva mín.	1.02
Fuente: El autor	

De la Tabla 31 la deriva máximo de piso tuvo un valor de 1.75% para la señal ARNL a la altura del tercer piso, mientras que, por el otro lado el valor de 1.02% de la señal APED la corresponde a la deriva mínima a la altura del sexto piso del conjunto de trece registros acelerográficos.

Figura 47. Desplazamientos de la estructura de acero dual - Análisis no lineal dinámico tiempo historia







Fuente: El autor

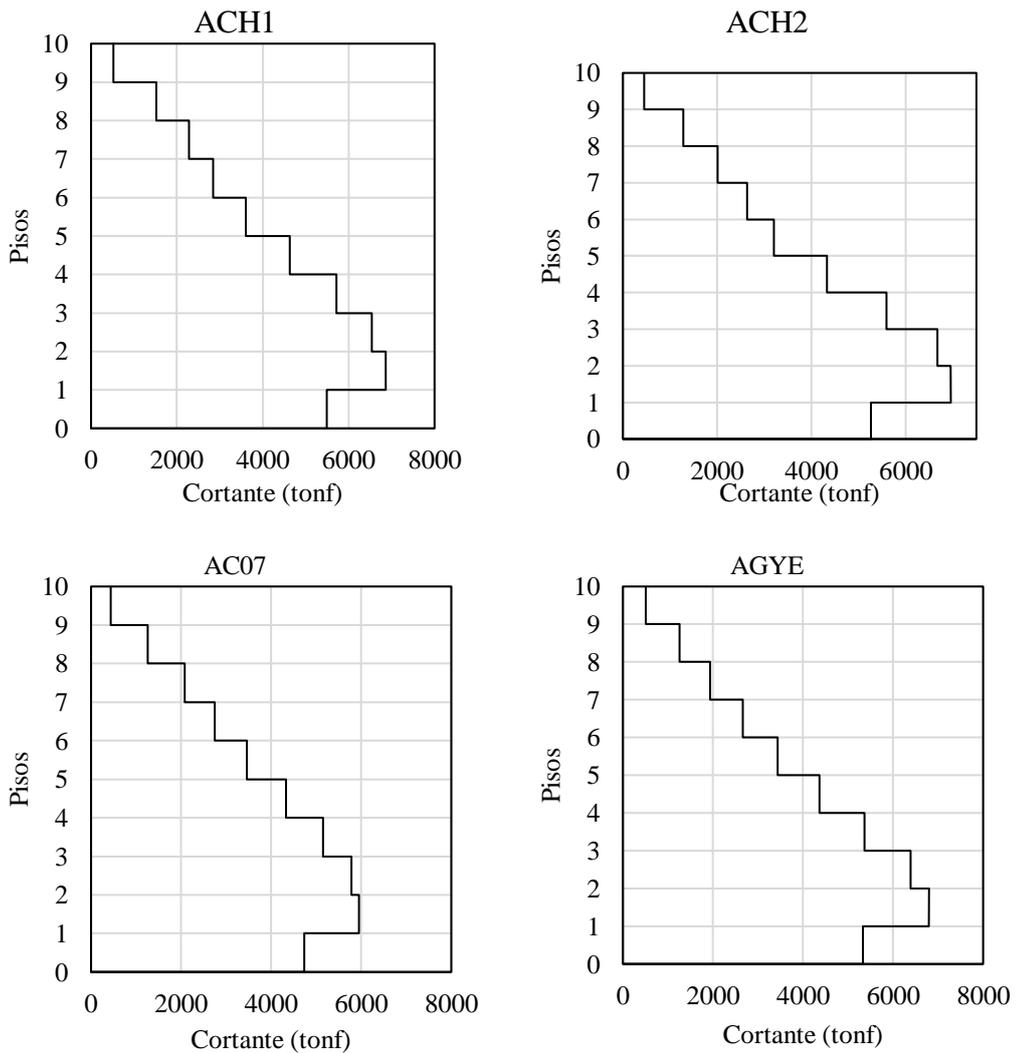
Tabla 32. Resumen de desplazamientos de la estructura de acero dual - Análisis no lineal dinámico tiempo historia (sismo de $T_r=2500$ años)

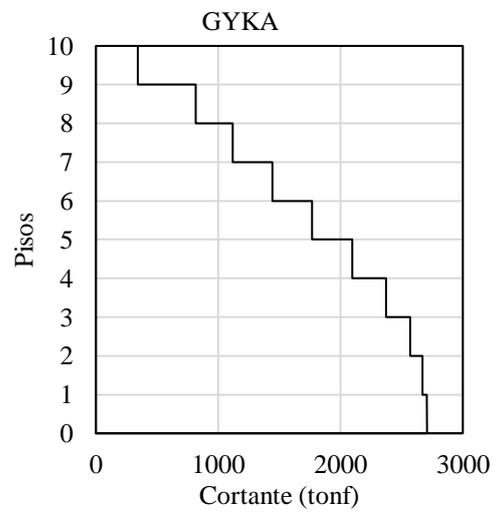
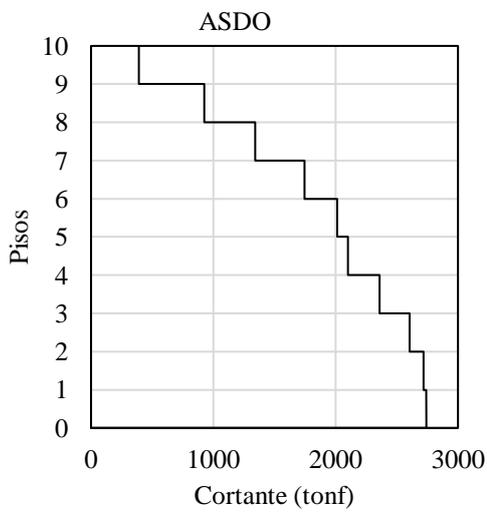
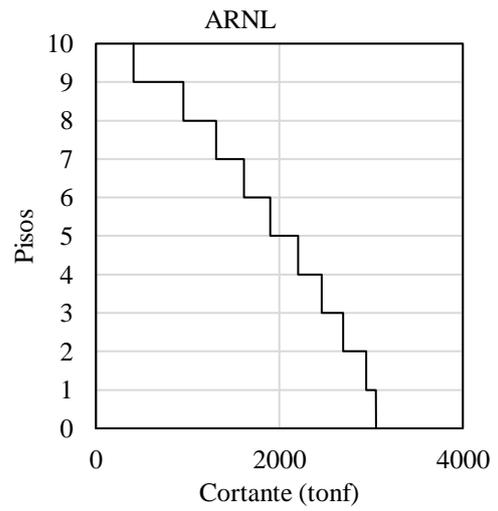
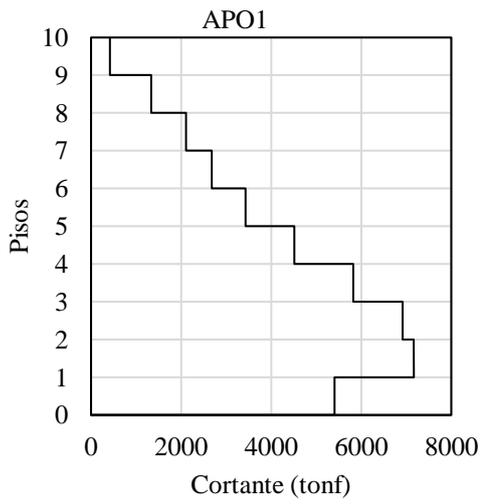
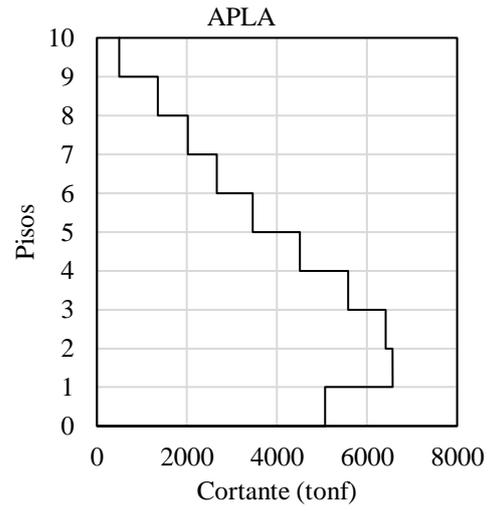
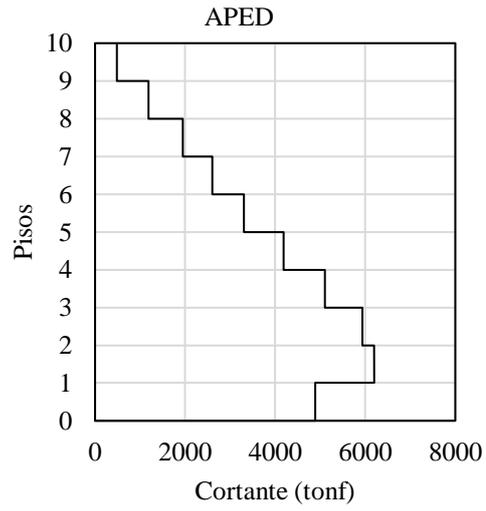
Estación	Despl. Y (cm)
ACH1	26.61
ACH2	25.54
AC07	25.92
AGYE	26.10
APED	25.06
APLA	25.94
APO1	27.13
ARNL	34.94
ASDO	33.96
GYKA	34.55
MATANZAS	34.04
TAC002	35.66

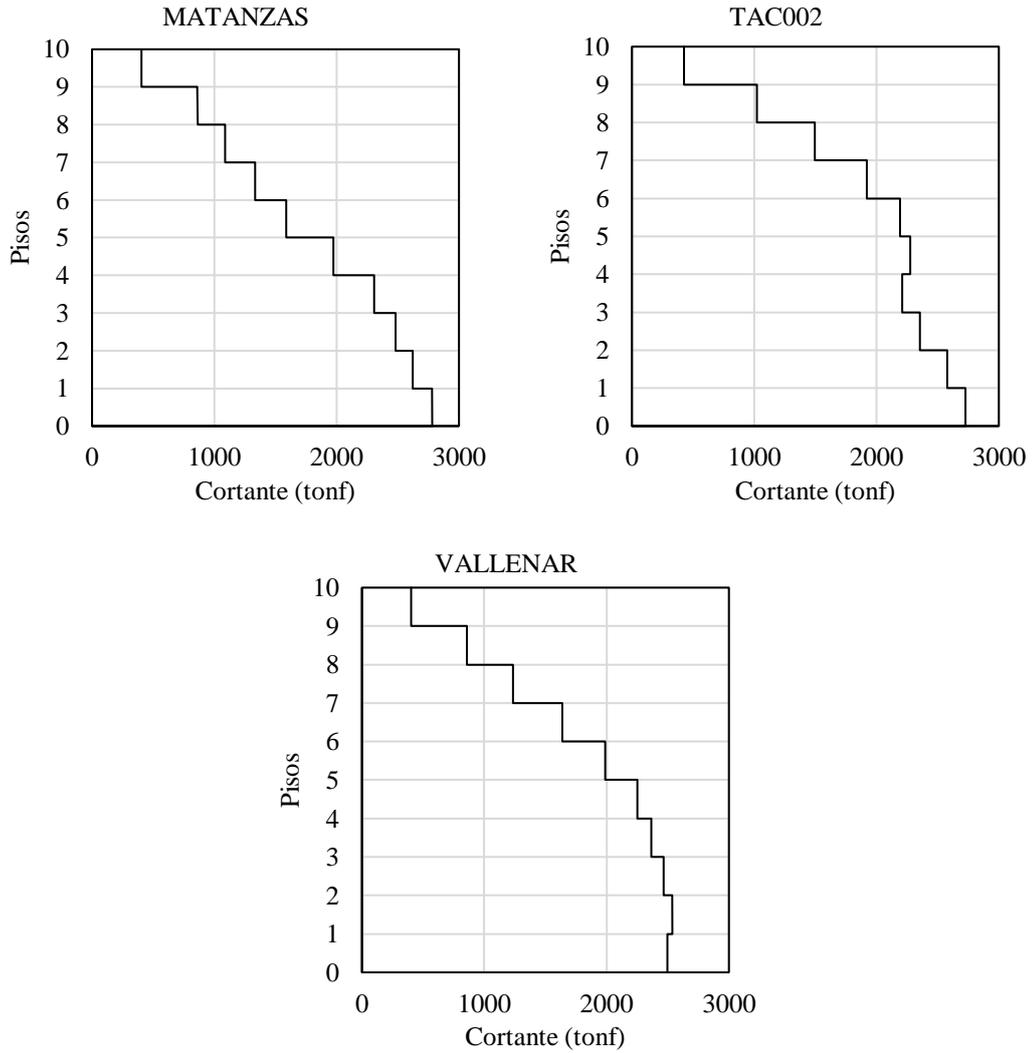
VALLENAR	35.11
Despl máx.	35.66
Despl min.	25.06
Fuente: El autor	

El desplazamiento máximo fue de 35.66 cm por parte de la estación TAC002, por otro lado, el desplazamiento mínimo fue de 25.06 cm de la estación APED.

Figura 48. Fuerzas cortantes de la estructura de acero dual - Análisis no lineal dinámico tiempo historia (sismo de $T_r=2500$ años)







Fuente: El autor

Tabla 33. Resumen de fuerzas cortantes de la estructura de acero dual - Análisis no lineal dinámico tiempo historia (sismo de $T_r=2500$ años)

Estación	Cortante Y (tonf)
ACH1	6862.82
ACH2	6952.71
AC07	5949.82
AGYE	6798.98
APED	6196.39
APLA	6565.61
APO1	7165.67
ARNL	3053.94
ASDO	2741.55
GYKA	2707.11
MATANZAS	2781.36
TAC002	2727.25

VALLENAR	2537.65
Cortante máx.	7165.67
Cortante min.	2537.65
Fuente: El autor	

La fuerza máxima cortante según la Tabla 33 es de 7165.67 tonf para la estación APO1, sin embargo, la cortante mínima fue de 2537 tonf para la estación VALLENAR.

4.1.3 Edificación de hormigón armado

4.1.3.1 Análisis dinámico espectral y sísmico estático

Dentro de lo que corresponde al análisis dinámico espectral, se tomaron en cuenta un total de 21 modos de vibración asociados a tres grados de libertad existentes por cada uno de los pisos, obteniendo por consiguiente los siguientes resultados para el análisis modal:

Figura 49. Direcciones de análisis - Edificio de hormigón armado

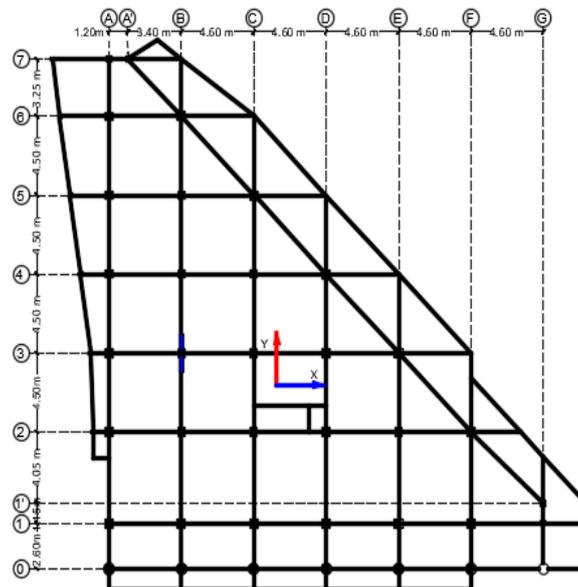


Tabla 34. Modos de Vibración y masa efectiva - Edif. de hormigón armado

Modos	Periodo (s)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.977	0.0966	0.6285	0.0966	0.6285	0.0734
2	0.92	0.1244	0.0081	0.2210	0.6365	0.6915
3	0.827	0.6068	0.1320	0.8278	0.7686	0.0737
4	0.391	0.0197	0.0000	0.8475	0.7686	0.0031
5	0.368	0.0002	0.0346	0.8478	0.8033	0.0004
6	0.286	0.0246	0.0021	0.8724	0.8054	0.0641
7	0.261	0.0571	0.0175	0.9295	0.8229	0.0051
8	0.221	0.0058	0.0957	0.9353	0.9186	0.0273

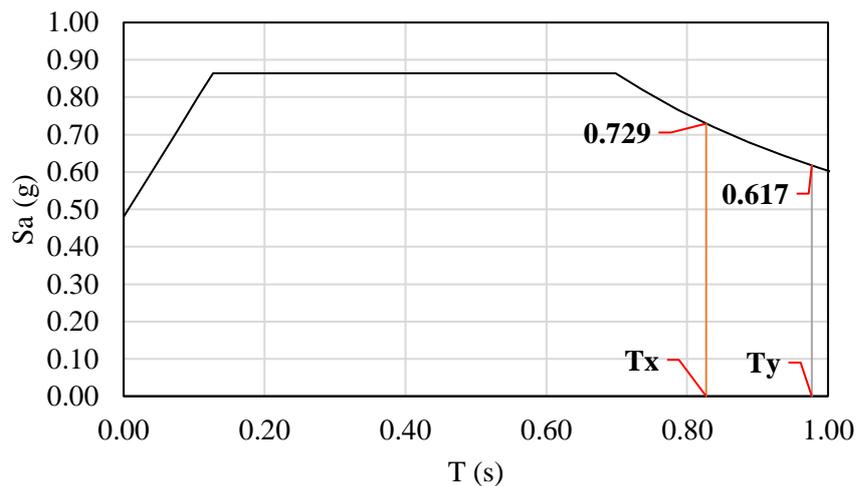
9	0.165	0.0059	0.0004	0.9412	0.9190	0.0021
10	0.15	0.0076	0.0008	0.9488	0.9199	0.0120
11	0.137	0.0169	0.0043	0.9657	0.9241	0.0051
12	0.119	0.0007	0.0001	0.9663	0.9242	0.0002
13	0.104	0.0086	0.0001	0.9750	0.9244	0.0074
14	0.094	0.0005	0.0381	0.9754	0.9625	0.0097
15	0.09	0.0083	0.0023	0.9837	0.9647	0.0068
16	0.087	0.0017	0.0003	0.9854	0.9650	0.0002
17	0.08	0.0000	0.0000	0.9854	0.9650	0.0000
18	0.076	0.0082	0.0013	0.9936	0.9663	0.0081
19	0.07	0.0062	0.0009	0.9998	0.9672	0.0036
20	0.053	0.0000	0.0206	0.9998	0.9878	0.0039
21	0.039	0.0000	0.0120	0.9998	0.9998	0.0024
Fuente: El autor						

De la Tabla 34 podemos destacar un inusual comportamiento, ya que, específicamente en el segundo modo de vibración este muestra un comportamiento torsional de la edificación, mientras que, el primer y tercer modo corresponden al movimiento traslacional del mismo. De manera que, el periodo fundamental en la dirección “X” resultó de 0.827 s y, en cambio, en la dirección “Y” fue de 0.977 s. Además, en cuanto a la masa participante podemos observar el 90% de la misma se logra cumplir a partir del octavo modo de vibración.

Pese a la configuración en planta presentada por esta estructura, en los modos de vibración correspondiente a la traslación, no se presenta un porcentaje de torsión considerable, siendo este apenas del 7.3%. Sin embargo, la torsión manifestada entre los modos de vibración de traslación, nos indica que la estructura no presenta un comportamiento adecuado.

Una vez descrito lo anterior, se realizó la comprobación de ajuste de cortante, para lo cual primero se determinaron las fuerzas sísmicas estáticas empleando el coeficiente sísmico “C” y el coeficiente k, relacionado con el periodo de vibración. Teniendo en cuenta los periodos fundamentales de la estructura se determinaron las aceleraciones espectrales correspondientes:

Figura 50. Determinación de S_a - Edificio de hormigón armado



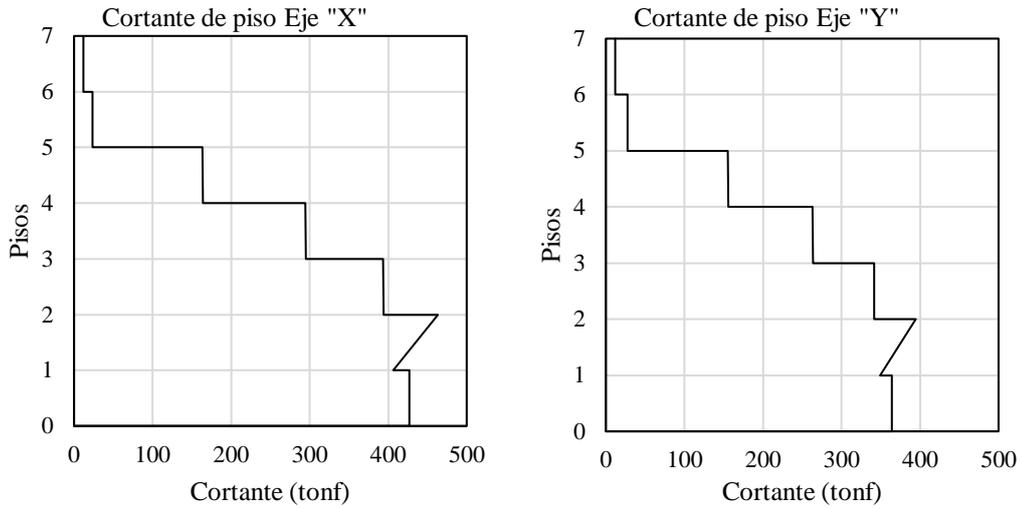
Fuente: El autor

Con base a la Figura 50, se obtuvieron los valores de 0.729g y 0.617g correspondientes a los periodos en la dirección “X” y la dirección “Y”, respectivamente. De esta manera, para la primera dirección de análisis el coeficiente sísmico fue de 0.203 y el coeficiente k de 1.164, por otra parte, para la segunda dirección de análisis el coeficiente sísmico tuvo un valor de 0.172 y el coeficiente k un valor de 1.239.

Con los valores anteriormente mencionados se determinaron las respectivas fuerzas cortantes para el análisis estático, por lo cual, se determinó que la estructura requería un ajuste de cortante, puesto que, por ejemplo, en dirección “X” se determinó un cortante estático de 569.307 tonf y un cortante dinámico de 404.07 tonf, resultando de esta manera una relación entre cortantes del 71% incumpliendo de esta manera el valor mínimo de 85% para estructuras regulares.

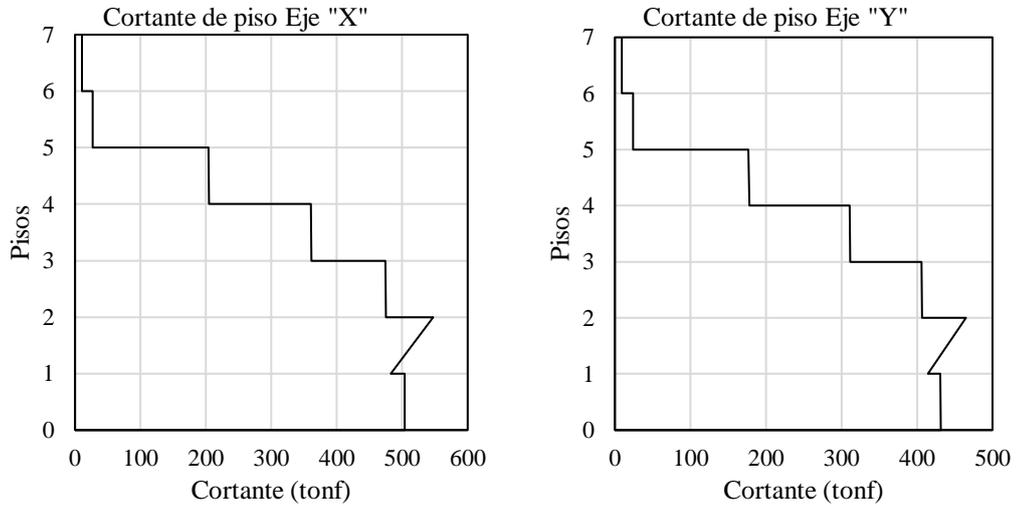
Una vez realizado el ajuste de cortante en ambas direcciones de análisis, a continuación, se presentan los cortantes dinámicos y estáticos actuantes en cada piso de las edificaciones:

Figura 51. Cortantes de piso de la estructura de hormigón armado - Análisis dinámico espectral



Fuente: El autor

Figura 52. Cortantes de piso de la estructura de hormigón armado - Análisis sísmico estático



Fuente: El autor

A partir de las figuras anteriores seguidamente se presentan el valor de las fuerzas cortantes obtenidas en la base de la estructura:

Tabla 35. Fuerzas cortantes estáticas y dinámicas - Estructura de hormigón armado

Análisis en "X"		
Sx	569.31	tonf
Sdy	404.07	tonf
Análisis en "Y"		
Sy	481.92	tonf
Sdy	343.93	tonf
Fuente: El autor		

Dado que la estructura presenta un muro de corte, se verificó si este es lo suficiente para que la estructura sea considerada como dual, para lo cual deberá recibir al menos el 75% de la fuerza cortante en una de las direcciones:

Tabla 36. Verificación de cortantes para estructura dual

Comprobación edificio dual	
Cortante (tonf)	
Muro	Y
P1	204.13
%	65
Fuente: El autor	

Como se puede apreciar a pesar de la presencia del muro de corte, este solo recibe el 65% del cortante por sismo, de manera que, la estructura no es considerada como dual, sino como aporticada con muros.

Una vez determinado el tipo de estructura, se continuó con la verificación de los periodos de vibración de la estructura empleando el método 1 descrito en la NEC:

$$T = C_t h_n^\alpha \text{ (Método 1)}$$

$$T = (0.055)(18.35)^{0.75}$$

$$T = 0.488 \text{ s}$$

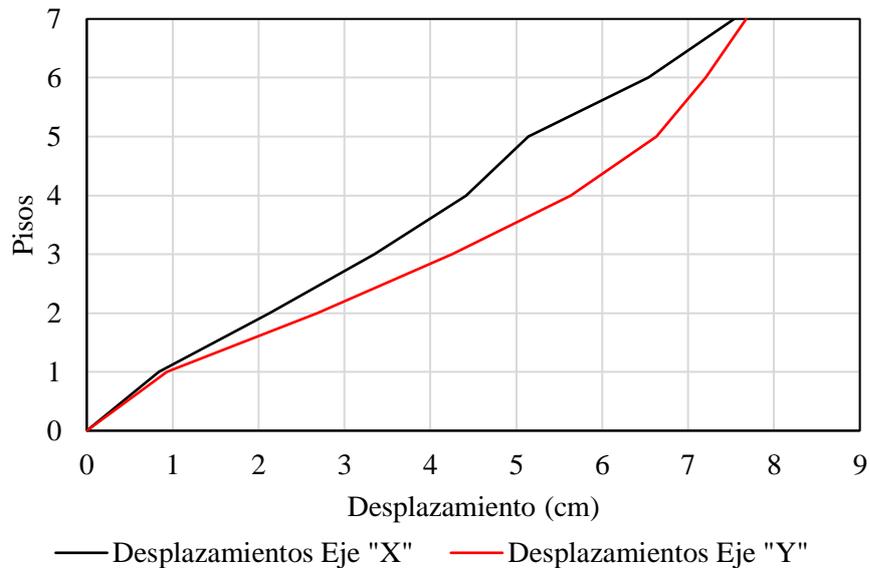
$$0.827 \text{ s} < 1.3T (0.634\text{s}) \text{ Periodo de vibración en dirección "X"}$$

$$0.977 \text{ s} < 1.3T (0.634\text{s}) \text{ Periodo de vibración en dirección "Y"}$$

Los periodos de vibración de cada una de las direcciones de análisis no cumplen con lo especificado, por lo que, la estructura presenta una deficiente rigidez en ambas direcciones.

Luego, de realizar las verificaciones pertinentes correspondientes a este tipo de análisis, a continuación, se presentan los desplazamientos obtenidos para la presente estructura:

Figura 53. Desplazamientos de la estructura de hormigón armado - Análisis dinámico espectral



Fuente: El autor

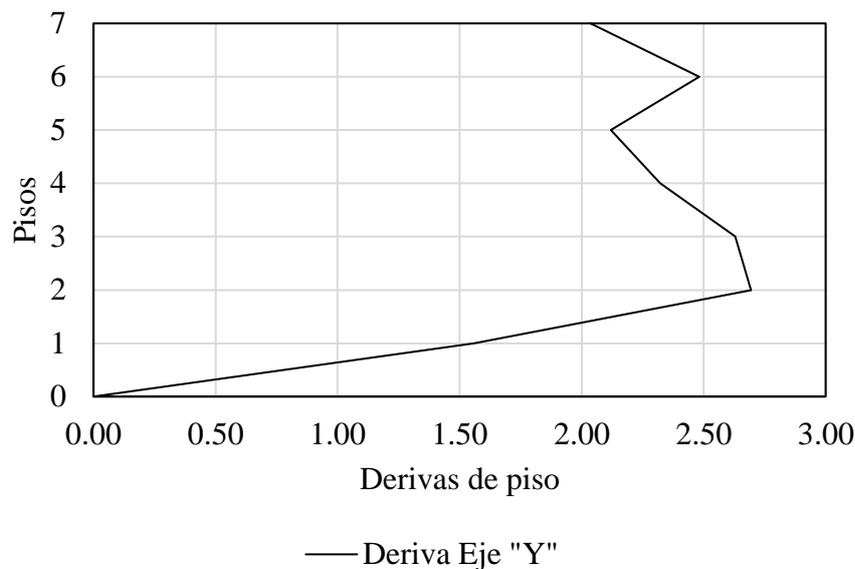
El desplazamiento máximo que alcanzó la estructura fue de 7.68 cm en la dirección “Y”, en cambio, para la dirección “X” el desplazamiento fue de 7.54 cm. Otro de los parámetros que se realiza con los desplazamientos son las derivas de piso, las cuales se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 37. Derivas inelásticas de la estructura de hormigón armado - Análisis dinámico espectral

Piso	Análisis dinámico eje “X”		Análisis dinámico eje “Y”	
	Δ_E	R=6 0.75RΔ_E	Δ_E	R=6 0.75RΔ_E
7	0.0067	0.0300	0.0045	0.0204
6	0.0060	0.0270	0.0055	0.0248
5	0.0028	0.0127	0.0047	0.0212
4	0.0040	0.0182	0.0052	0.0232
3	0.0046	0.0207	0.0058	0.0263
2	0.0047	0.0211	0.0060	0.0269
1	0.0031	0.0140	0.0035	0.0156

Fuente: El autor

Figura 54. Derivas inelásticas de la estructura de hormigón armado - Análisis dinámico espectral



Fuente: El autor

De la Figura 54, la máxima deriva se sitúa a la altura del segundo piso con un valor de 2.69%, incumpliendo de esta manera el límite del 2% establecido por la NEC.

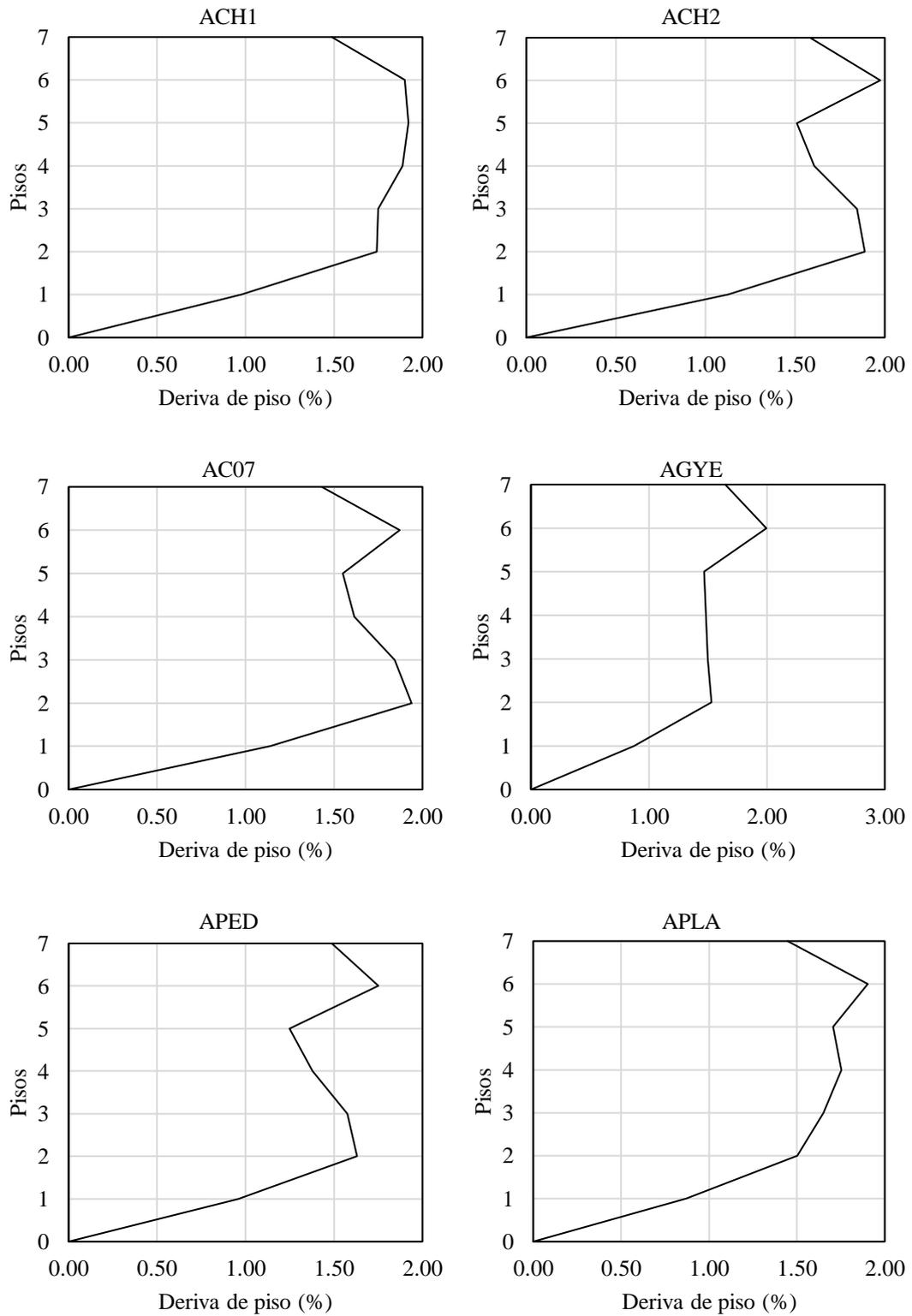
4.1.3.2 Análisis lineal dinámico tiempo historia

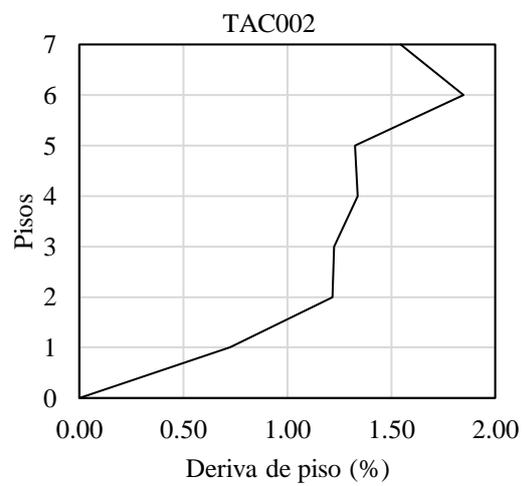
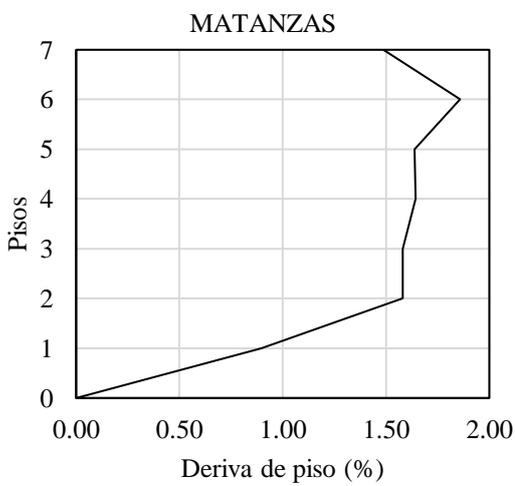
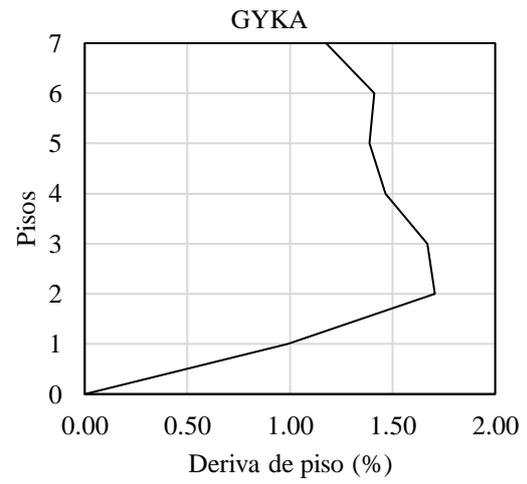
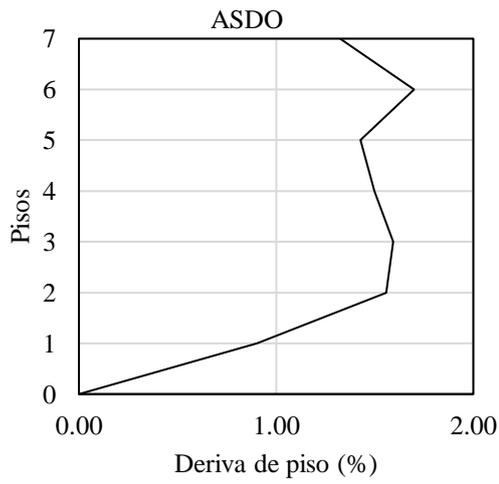
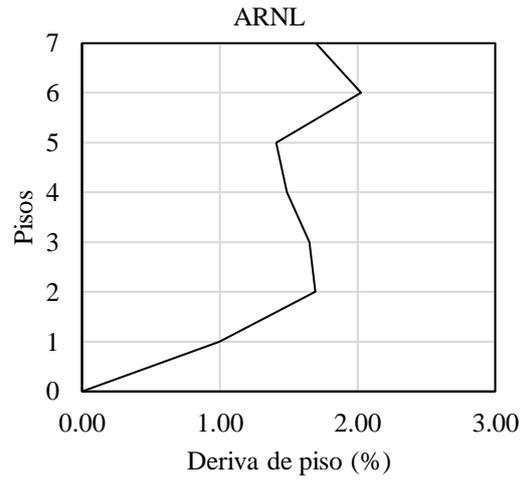
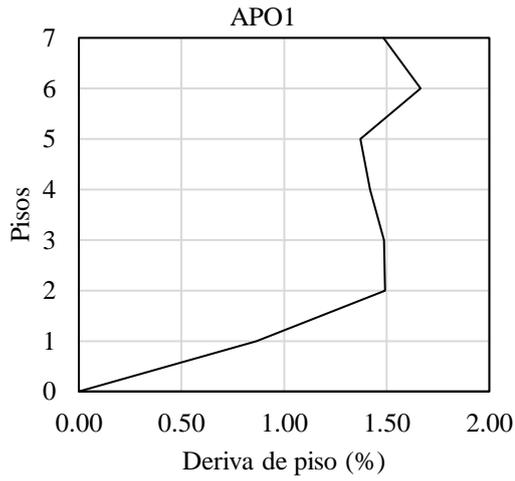
El análisis lineal dinámico tiempo historia para la presente estructura se lo realizó en la dirección de análisis “Y” y al igual que lo especificado en las anteriores edificaciones, se empleó una combinación direccional de las componentes de cada registro acelerográfico. La elección de la dirección de análisis para la presente estructura, toma como referencia la deriva de piso obtenida a partir del análisis dinámico espectral sin tomar en cuenta la inclusión del muro de corte, así como también, el pórtico conformado por columnas circulares de hormigón armado.

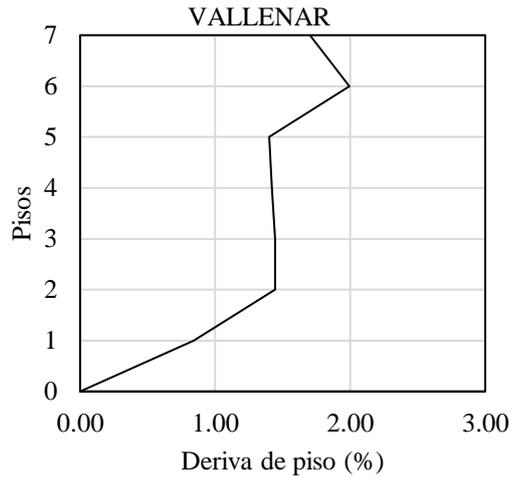
Por otra parte, tal como se especificó en el presente documento, se realizó una prueba de vibración ambiental, en la cual uno de los relevantes para el análisis es el factor de amortiguamiento del 4.4%, por lo que, los registros acelerográficos empelados han sido escalados al espectro objetivo de la NEC, mismo que usa como base un factor de amortiguamiento del 5%.

A continuación, se presenta la respuesta dinámica de la estructura en términos de sus derivas de piso, desplazamientos máximos y fuerzas cortantes:

Figura 55. Derivas de piso de la estructura de hormigón armado - Análisis lineal dinámico tiempo historia







Fuente: El autor

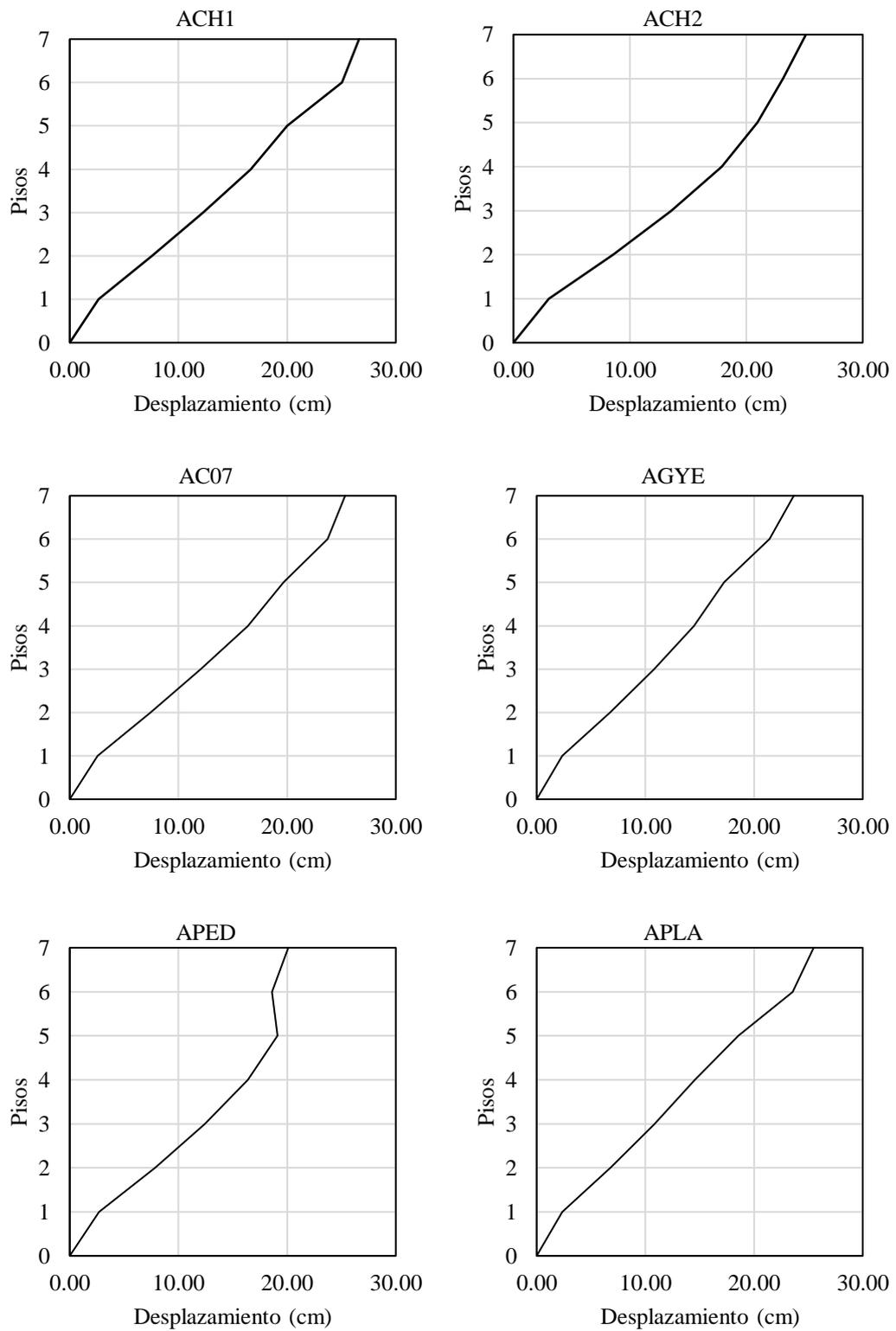
Tabla 38. Resumen de derivas de piso de la estructura de hormigón armado - Análisis lineal dinámico tiempo historia

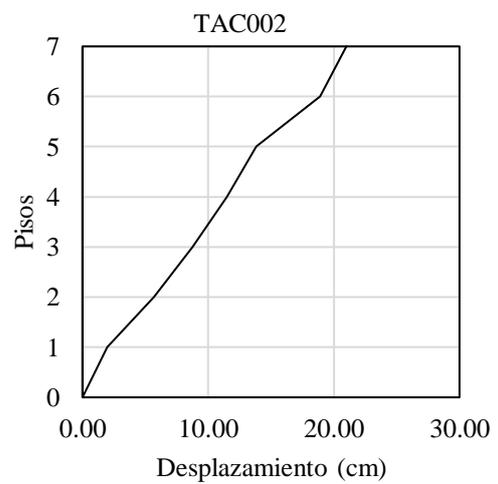
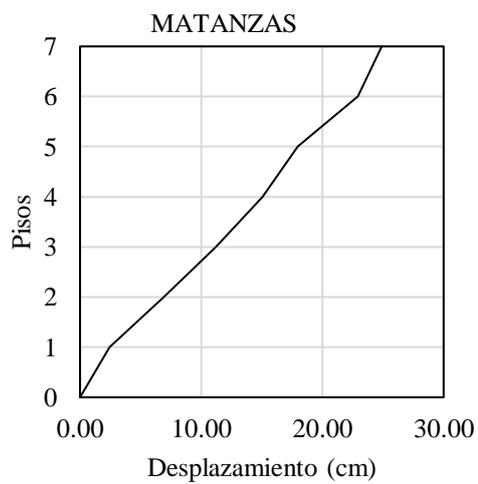
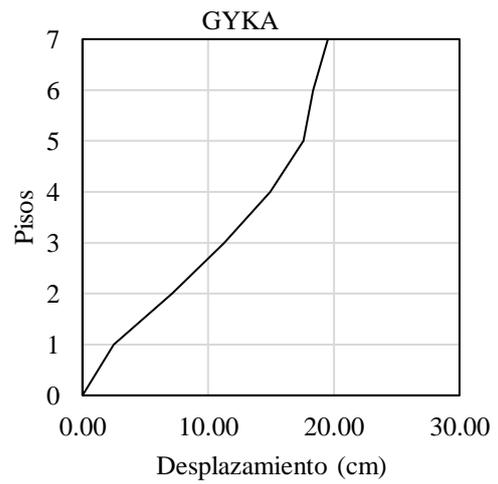
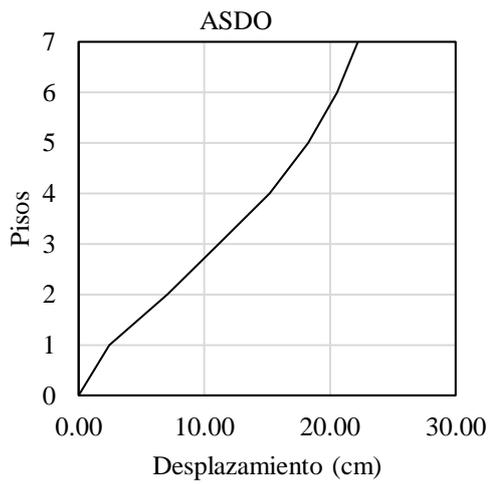
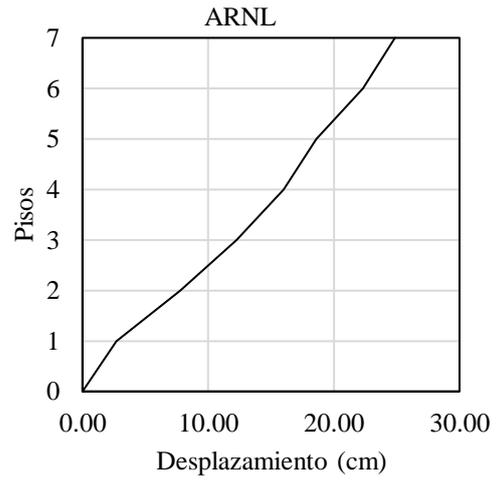
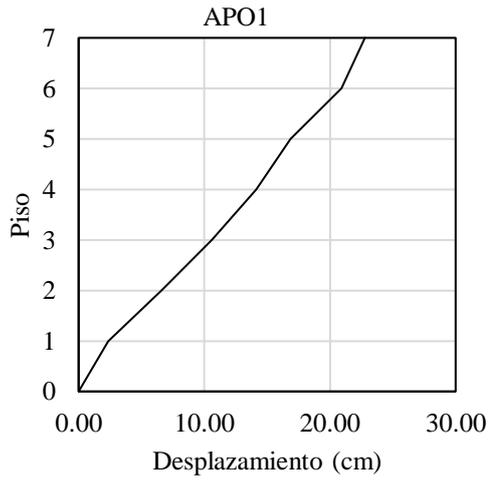
Estación	Δy (%)
ACH1	1.92
ACH2	1.98
AC07	1.94
AGYE	2.00
APED	1.75
APLA	1.90
APO1	1.67
ARNL	2.03
ASDO	1.70
GYKA	1.71
MATANZAS	1.86
TAC002	1.85
VALLENAR	1.99
Deriva máx.	2.03
Deriva min.	1.67

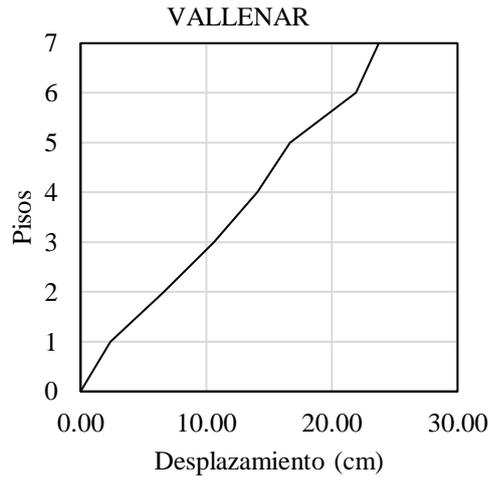
Fuente: El autor

Como se puede apreciar, de la Tabla 38 la máxima deriva de piso fue del 2.03 % correspondiente a la estación ARNL a la altura del sexto piso, mientras que, la estación APO1 registró la menor deriva con un valor de 1.67% así mismo en el sexto piso de la estructura. La máxima deriva de piso obtenida supera mínimamente al valor límite de 2%, sin embargo, en este tipo de análisis y para la cantidad de registros acelerográficos empleados, la respuesta de la estructura será en base a los valores promedios.

Figura 56. Desplazamientos de la estructura de hormigón armado - Análisis lineal dinámico tiempo historia







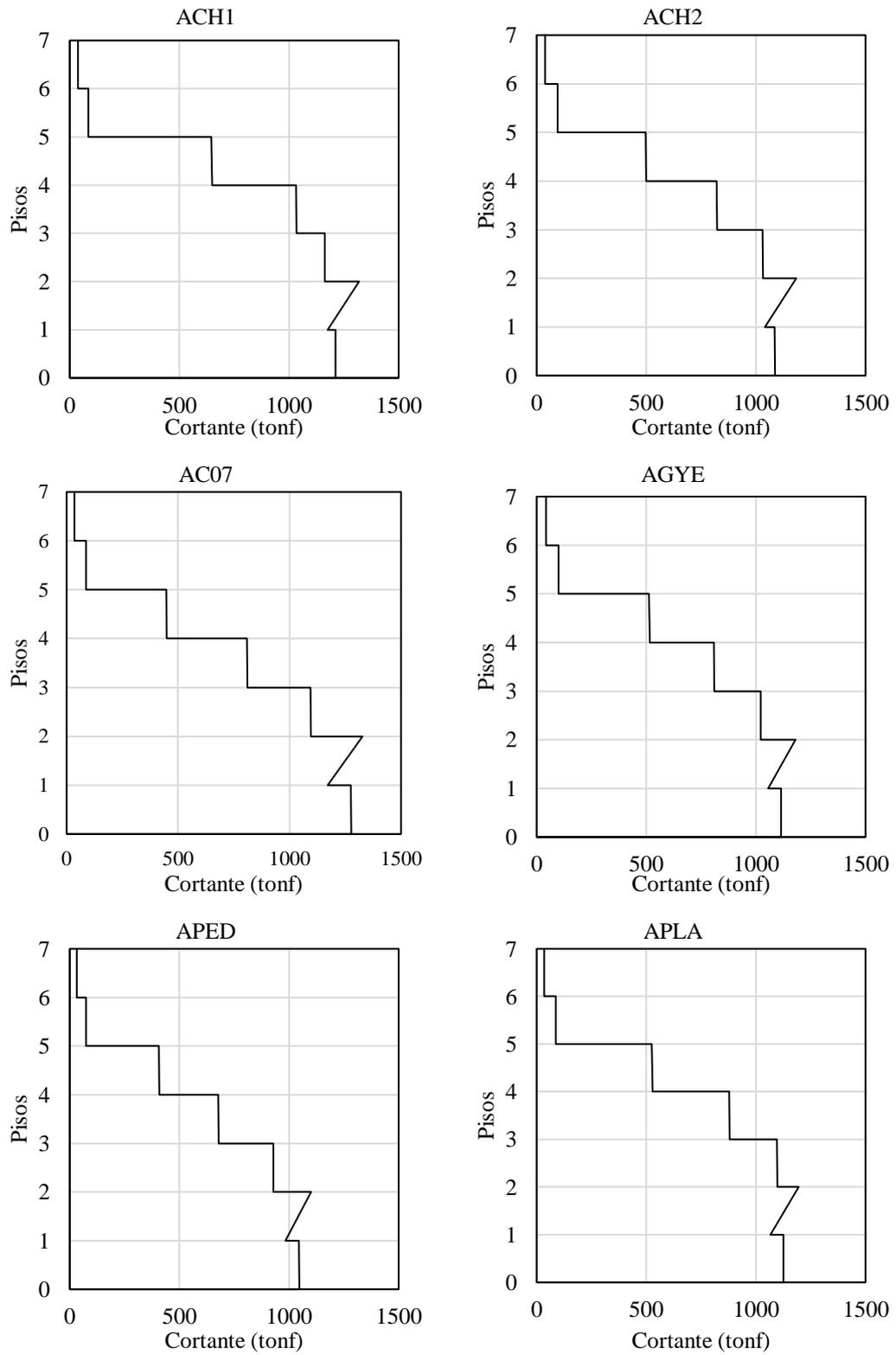
Fuente: El autor

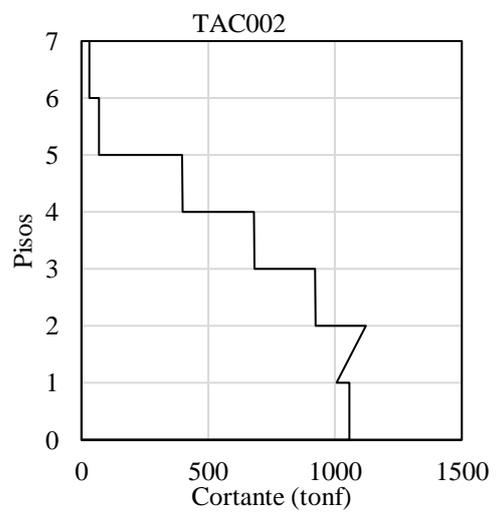
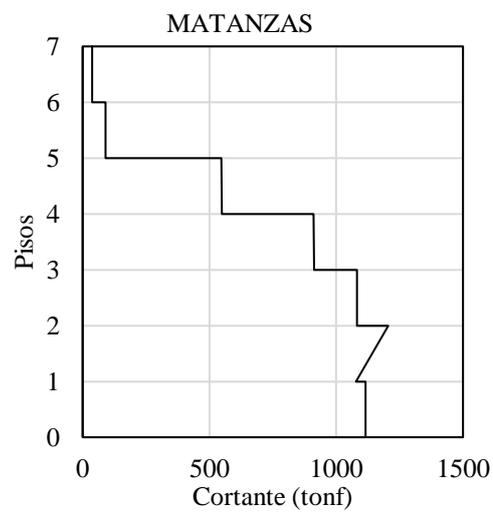
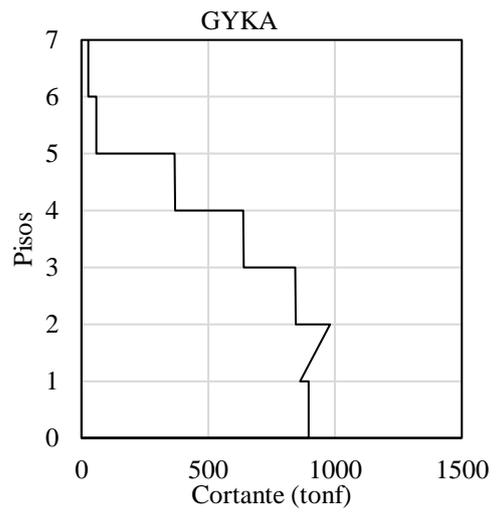
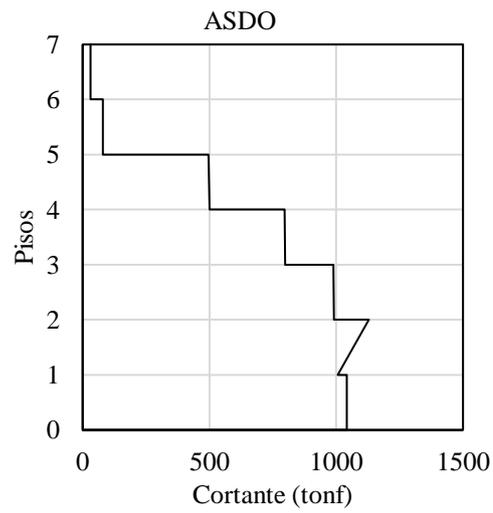
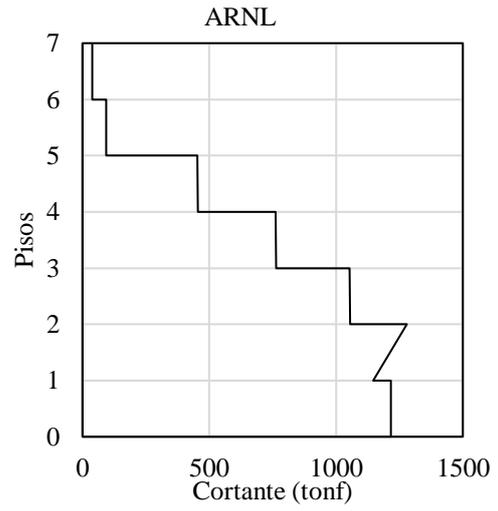
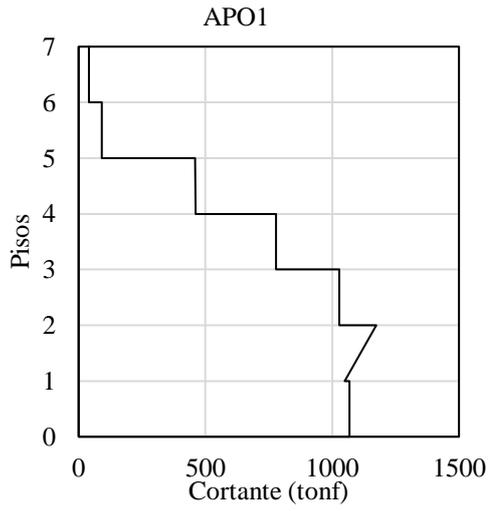
Tabla 39. Resumen de desplazamientos de la estructura de hormigón armado - Análisis lineal dinámico tiempo historia

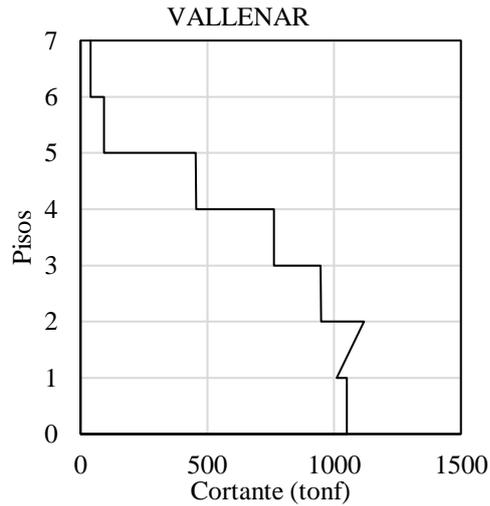
Estación	Despl. Y
ACH1	26.62
ACH2	25.13
AC07	25.34
AGYE	23.66
APED	20.11
APLA	25.49
APO1	22.78
ARNL	24.87
ASDO	22.22
GYKA	19.53
MATANZAS	24.89
TAC002	21.00
VALLENAR	23.73
Despl máx.	26.62
Despl min.	19.53
Fuente: El autor	

El desplazamiento máximo obtenido del conjunto de registros acelerográficos fue de 26.62 cm por parte de la estación ACH1, en tanto que, el mínimo desplazamiento fue de 19.53 cm de la estación GYKA. Es importante destacar, que estos desplazamientos son obtenidos con respecto al último nivel de la estructura.

Figura 57. Fuerzas cortantes de piso de la estructura de hormigón armado - Análisis lineal dinámico tiempo historia







Fuente: El autor

Tabla 40. Resumen de fuerzas cortantes de la estructura de hormigón armado - Análisis lineal dinámico tiempo historia

Estación	Cortante Y (tonf)
ACH1	1319.44
ACH2	1184.00
AC07	1327.13
AGYE	1180.68
APED	1100.87
APLA	1195.18
APO1	1174.02
ARNL	1279.43
ASDO	1128.90
GYKA	980.50
MATANZAS	1205.22
TAC002	1121.88
VALLENAR	1117.95
Cortante máx.	1327.13
Cortante min	980.50
Fuente: El autor	

La estación AC07 registró la máxima fuerza cortante de 1327.13 tonf, mientras que, GYKA presentó un valor de 980.50 tonf. Ambas fuerzas cortantes se sitúan a la altura de la segunda planta.

4.1.3.3 Análisis no lineal estático (Pushover)

Para justificar la aplicación del análisis no lineal estático se verificaron los parámetros previamente establecidos, siendo uno de ellos la influencia de los modos de vibración superiores, lo cual se expresa a continuación:

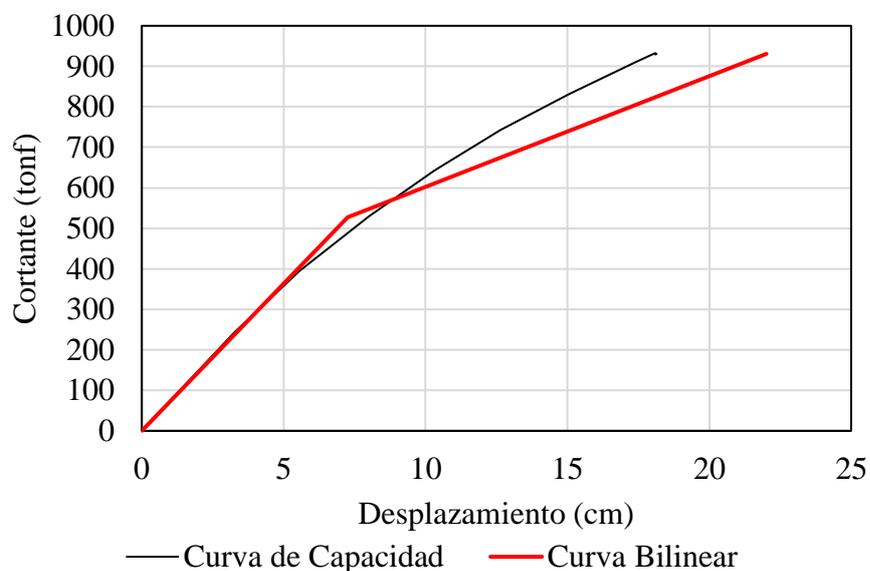
Tabla 41. Influencia de los modos superiores de vibración - Edificio de hormigón armado

Modos	Periodos (s)	UX	UY	SumUX	SumUY	Sa	Vx (ton)	Vy (tonf)
1	0.977	0.0966	0.6285	0.0966	0.6285	0.617	47.836	311.232
2	0.92	0.1244	0.0081	0.221	0.6365	0.656	65.419	4.260
3	0.827	0.6068	0.132	0.8278	0.7686	0.729	354.988	77.222
4	0.391	0.0197	5E-05	0.8475	0.7686	0.864	13.652	0.034
5	0.368	0.0002	0.0346	0.8478	0.8033	0.864	0.139	23.978
6	0.286	0.0246	0.0021	0.8724	0.8054	0.864	17.048	1.455
7	0.261	0.0571	0.0175	0.9295	0.8229	0.864	39.571	12.128
8	0.221	0.0058	0.0957	0.9353	0.9186	0.864	4.019	66.320
Total							542.673	496.629
Relación (%)							152.871	159.569

Fuente: El autor

La Tabla 41 nos menciona que para ambos ejes de análisis existe una influencia de los modos superiores de vibración, de manera que, se requeriría de la aplicación de un análisis no lineal dinámico. Sin embargo, esto último se aclarará más adelante.

Figura 58. Curva de capacidad en dirección "Y" - Edificio de hormigón armado



Fuente: El autor

Con ayuda de la curva de capacidad y la curva bilineal obtenidos con ayuda el software computacional, se procedió a realizar otra de las verificaciones a tener en cuenta para la aplicación o no de este tipo de procedimientos. Para lo cual, se registró un desplazamiento último de 18.10 cm “ Δ_d ”, mientras que, el desplazamiento elástico “ Δ_y ” fue de 7.25 cm, al cual le corresponde una cortante elástica “ V_y ” de 527.54 tonf. Por medio de los valores mencionados anteriormente obtenido para la dirección “Y”, se determinó lo siguiente:

$$S_a = 0.617$$

$$V_y = 527.54 \text{ tonf}$$

$$C_m = 0.8 \text{ (Estructuras de hormigón armado con muros de corte)}$$

$$W = 2887.517 \text{ tonf}$$

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{\frac{V_y}{W}} \cdot C_m$$

$$\mu_{\text{strength}} = 2.70$$

El valor obtenido anteriormente se lo comparó con la relación máxima de esfuerzos y, dado que, no se consideraron para el análisis los efectos P-delta, se calculó lo siguiente:

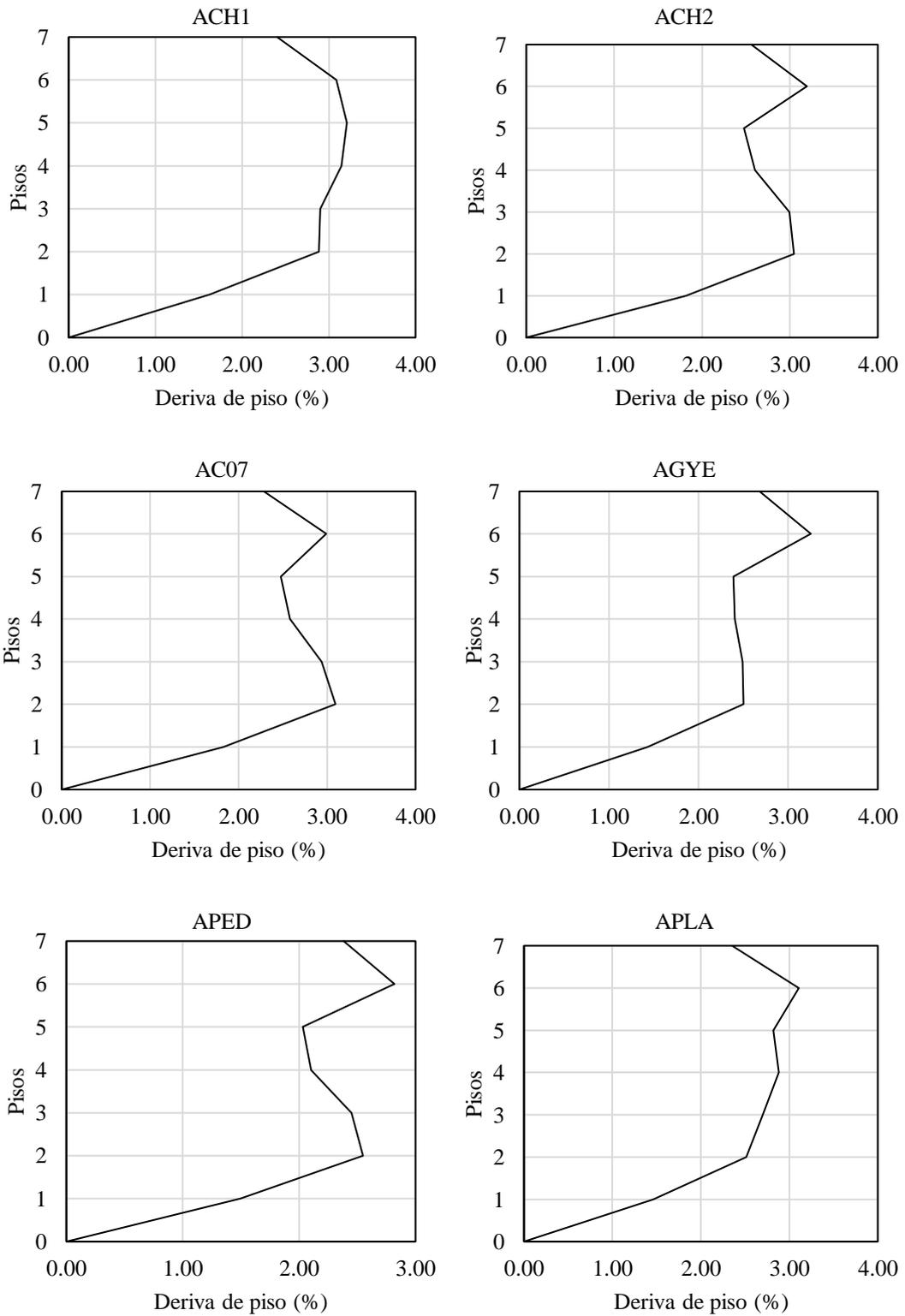
$$\mu_{\text{max}} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = 2.50$$

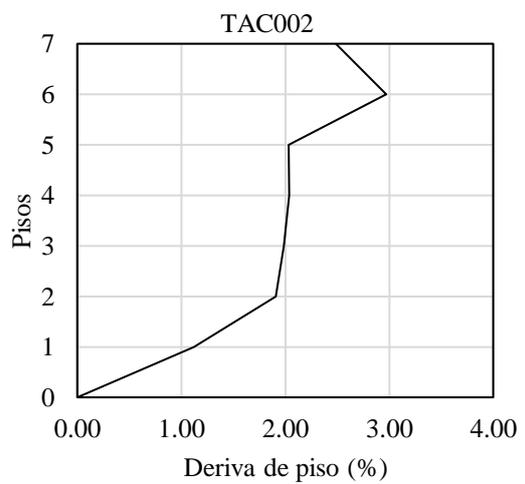
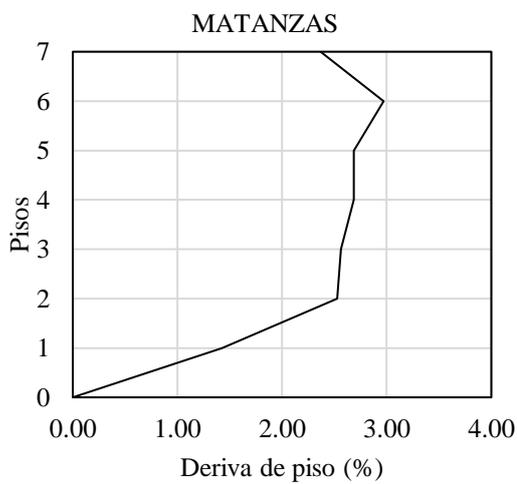
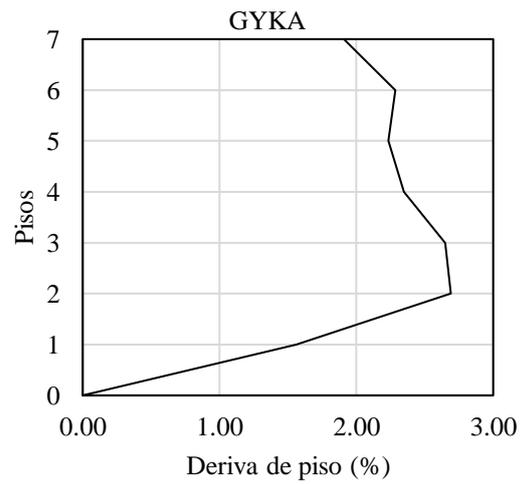
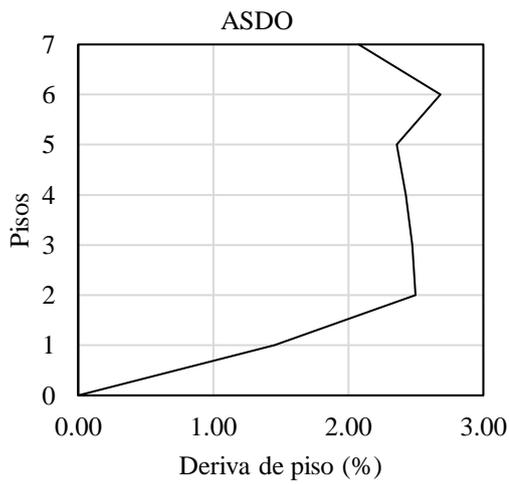
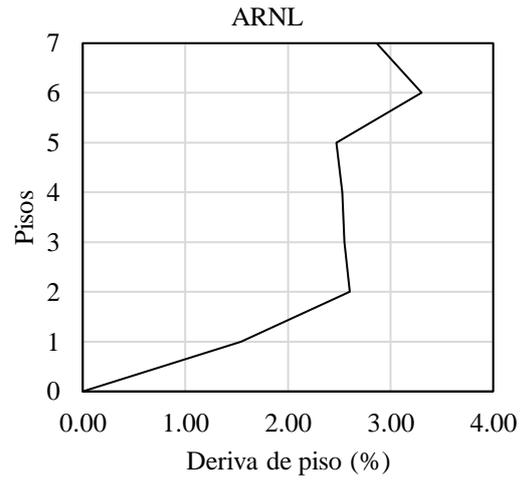
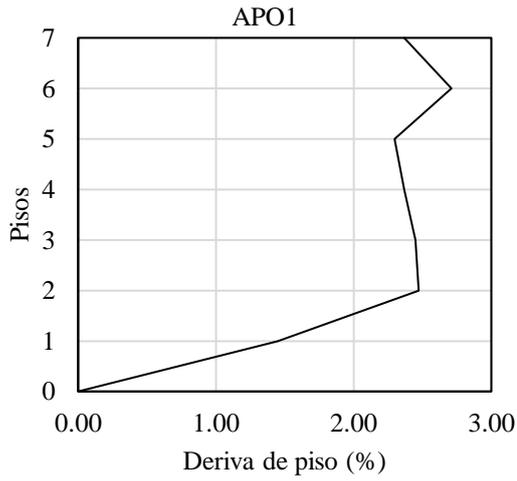
Dado que la relación de esfuerzos es mayor al valor máximo permisible calculado anteriormente y que existe la influencia de los modos superiores de vibración, se debe de incluir un análisis no lineal dinámico, por lo que, para los objetivos del presente documento se llevará a cabo un análisis no lineal dinámico tiempo historia.

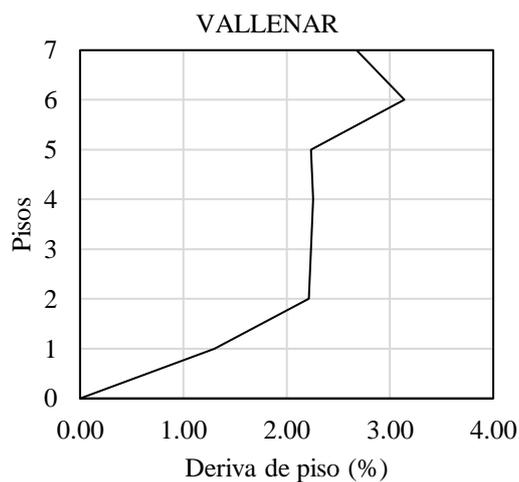
4.1.3.4 Análisis no lineal dinámico tiempo-historia

Para el presente análisis se consideró debido al nivel de desempeño de la estructura, un evento sísmico de 2500 años. Así mismo, se determinó la respuesta de la estructura en función de sus derivas de piso, desplazamientos y fuerzas cortantes:

Figura 59. Derivas de piso para la estructura de hormigón armado - Análisis no lineal dinámico tiempo historia (sismo de $T_r=2500$ años)







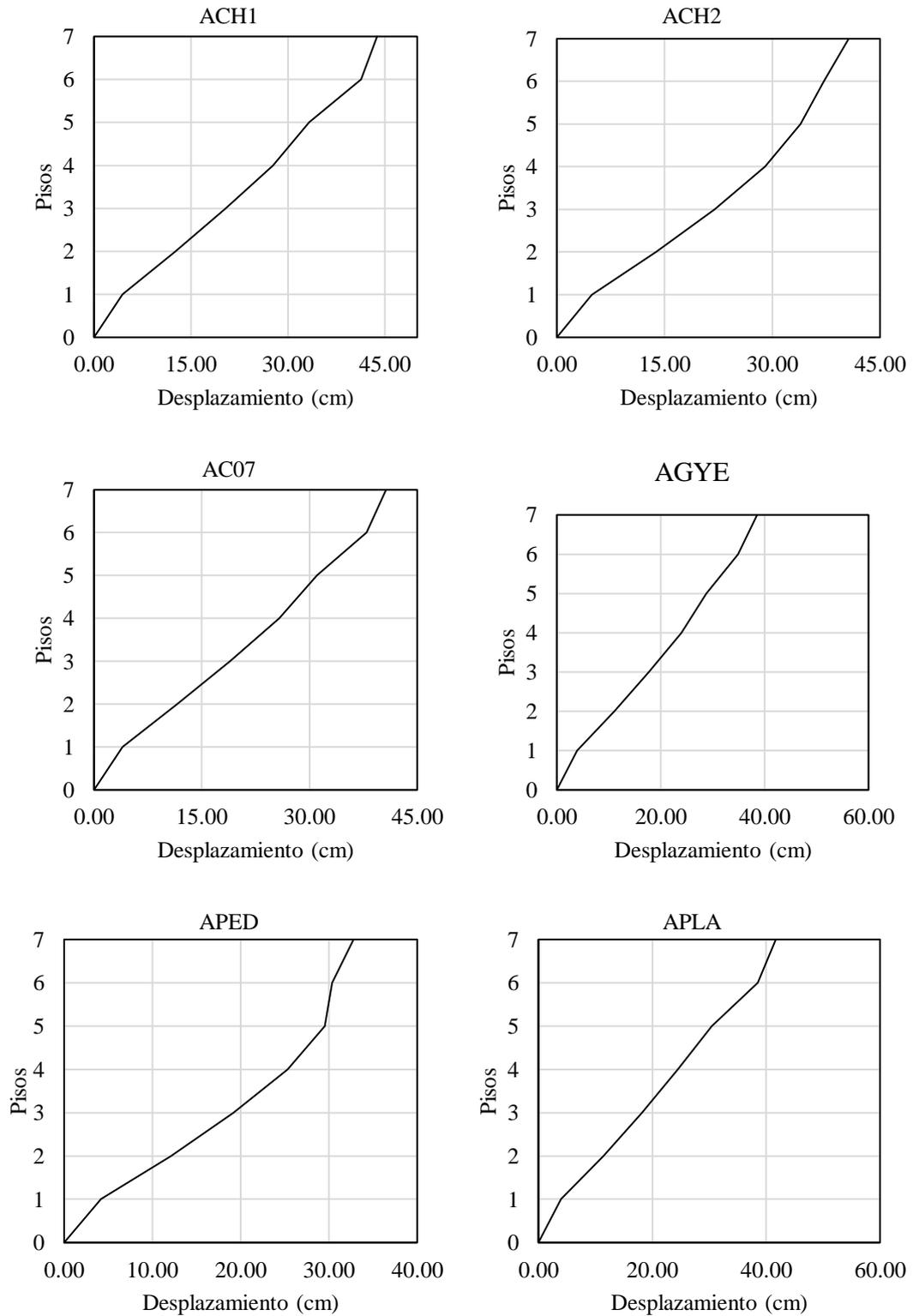
Fuente: El autor

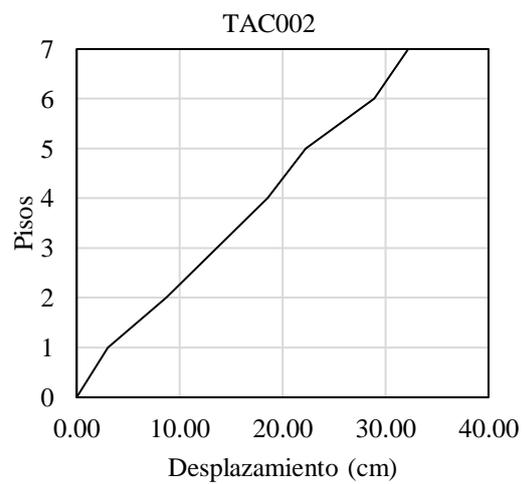
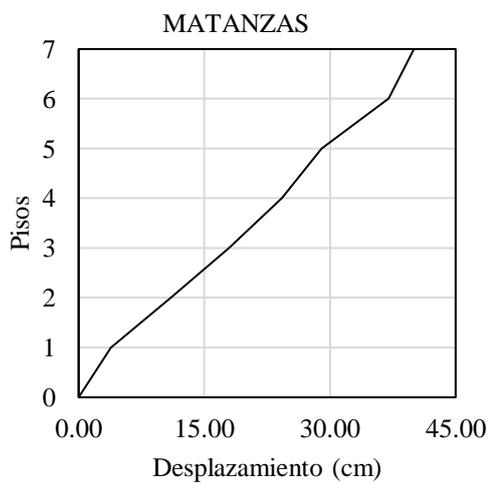
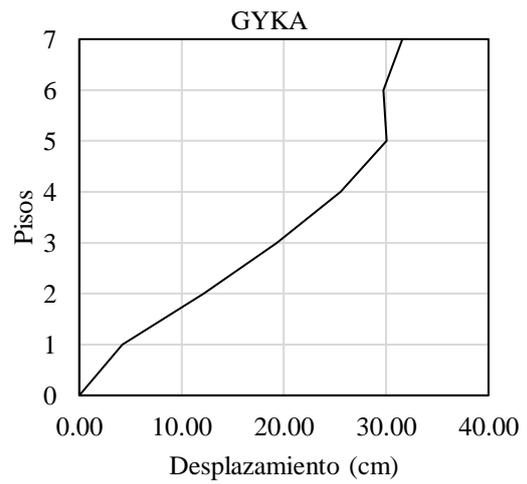
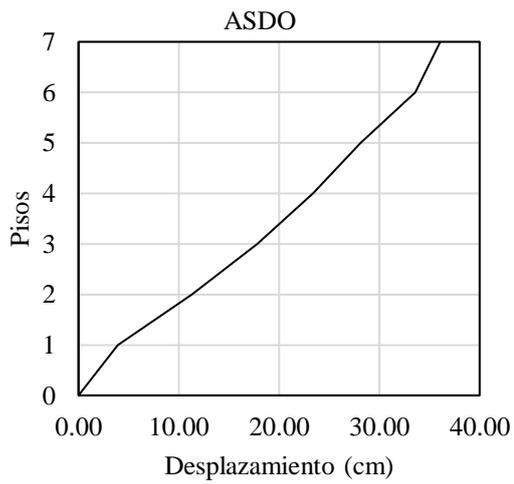
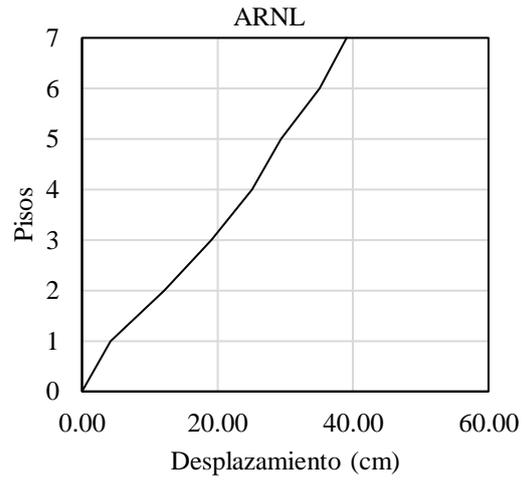
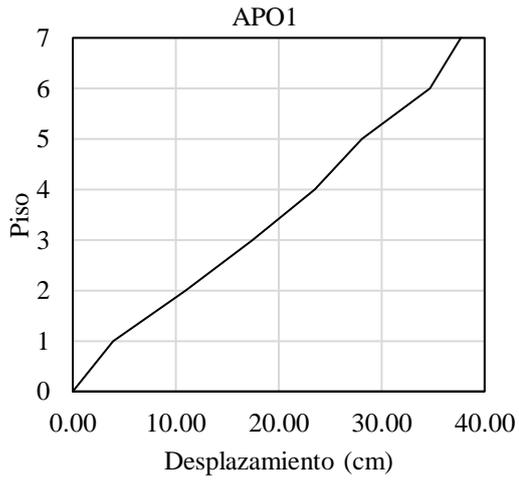
Tabla 42. Derivas de piso para la estructura de hormigón armado - Análisis no lineal dinámico tiempo historia (sismo de $T_r=2500$ años)

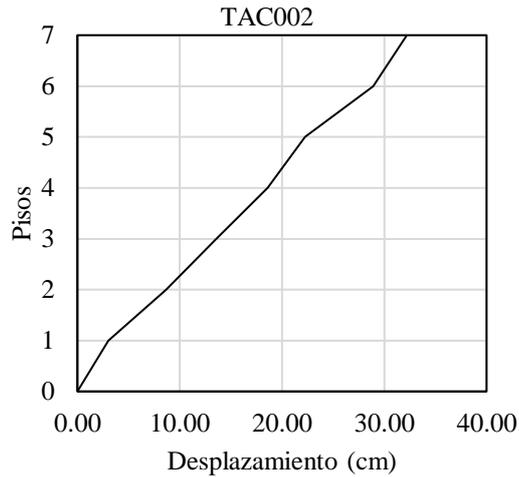
Estación	Δy (%)
ACH1	3.21
ACH2	3.19
AC07	3.09
AGYE	3.25
APED	2.82
APLA	3.11
APO1	2.71
ARNL	3.30
ASDO	2.68
GYKA	2.69
MATANZAS	2.97
TAC002	2.97
VALLENAR	3.14
Deriva máx.	3.30
Deriva mín.	2.68
Fuente: El autor	

La máxima deriva de piso fue producida por la estación ARNL con un valor de 3.30%, por otra parte, a la estación ASDO le corresponde la deriva mínima de 2.68%. Ambos valores de derivas de piso son con respecto al sexto piso de la edificación.

Figura 60. Desplazamientos de la estructura de hormigón armado - Análisis no lineal dinámico tiempo historia (sismo de $T_r=2500$ años)







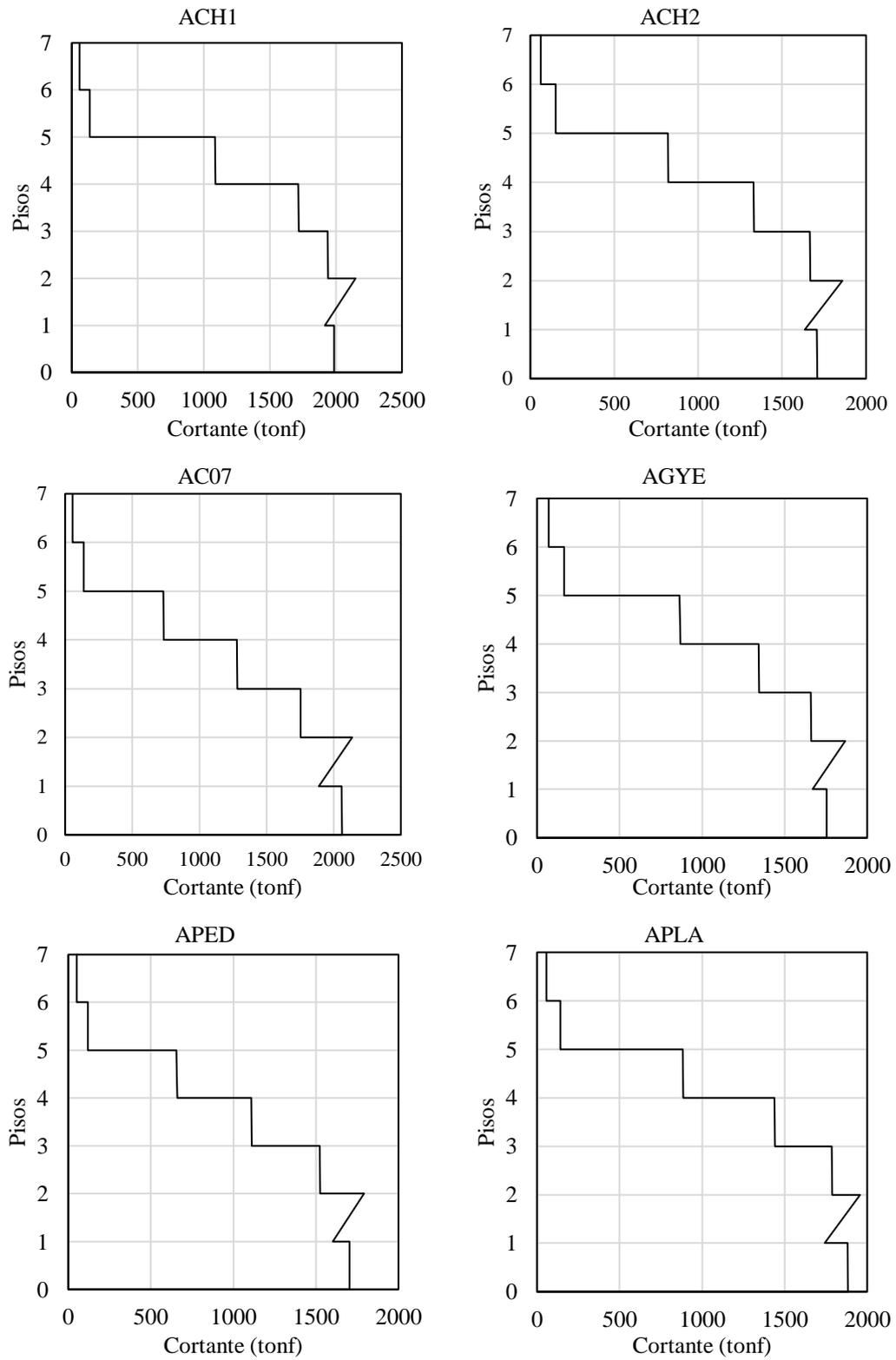
Fuente: El autor

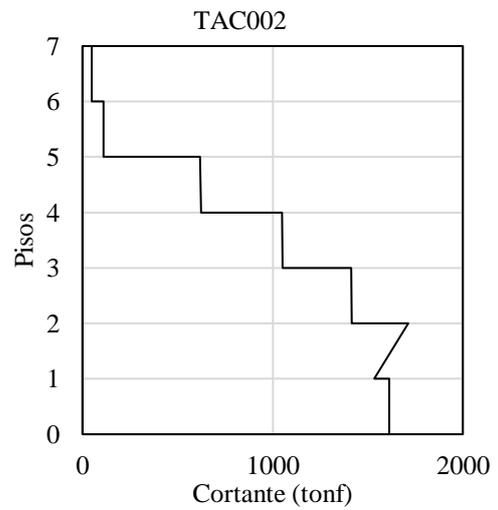
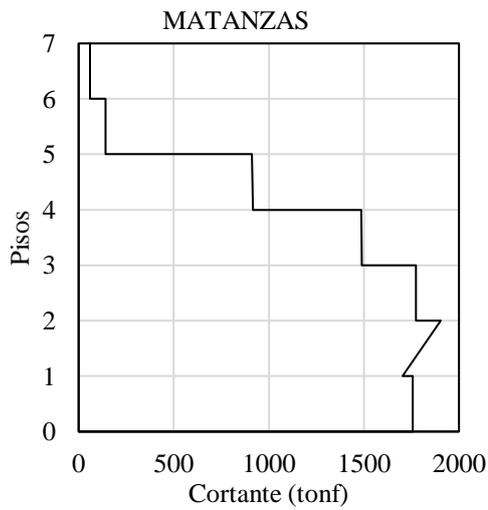
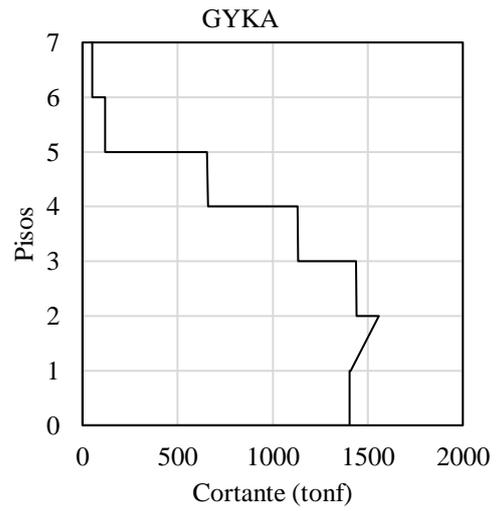
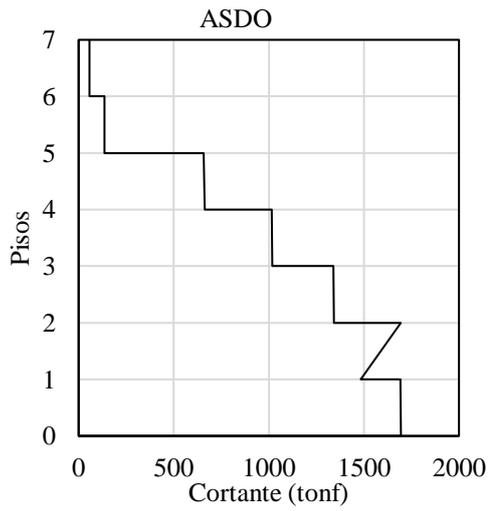
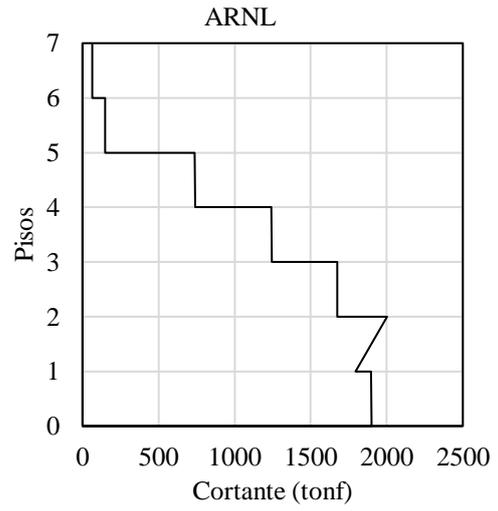
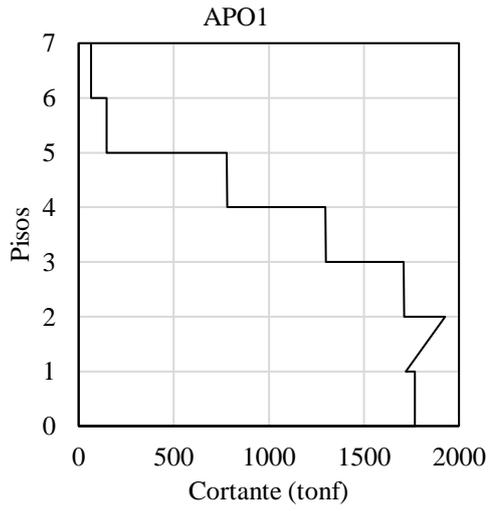
Tabla 43. Resumen de desplazamientos de la estructura de hormigón armado - Análisis no lineal dinámico tiempo historia (sismo de $T_r=2500$ años)

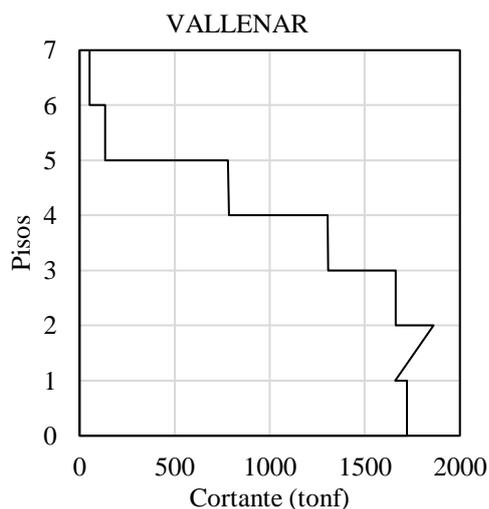
Estación	Despl. Y (cm)
ACH1	43.80
ACH2	40.64
AC07	40.66
AGYE	38.56
APED	32.79
APLA	41.70
APO1	37.69
ARNL	39.06
ASDO	36.08
GYKA	31.58
MATANZAS	40.03
TAC002	32.21
VALLENAR	39.00
Despl máx.	43.80
Despl min.	31.58
Fuente: El autor	

El desplazamiento máximo obtenido del conjunto de registros acelerográficos fue de 43.80 cm por parte de la estación ACH1, en cambio, el desplazamiento mínimo fue de 31.58 cm producido por la estación GYKA. Ambos desplazamientos registrados en el último piso de la edificación.

Figura 61. Fuerzas cortantes de la estructura de hormigón armado - Análisis no lineal dinámico tiempo historia (sismo de $T_r=2500$ años)







Fuente: El autor

Tabla 44. Resumen de fuerzas cortantes de la estructura de hormigón armado -
Análisis no lineal dinámico tiempo historia (sismo de $T_r=2500$ años)

Estación	Cortante Y (tonf)
ACH1	2148.65
ACH2	1859.16
AC07	2138.17
AGYE	1866.85
APED	1791.49
APLA	1956.56
APO1	1927.10
ARNL	2002.00
ASDO	1694.15
GYKA	1558.48
MATANZAS	1904.05
TAC002	1713.21
VALLENAR	1861.64
Cortante máx.	2148.65
Cortante min.	1558.48
Fuente: El autor	

La fuerza cortante máxima fue de 2148.65 tonf producida por la estación ACH1, mientras que, la cortante mínima del conjunto de registros fue de 1558.48 tonf por parte de la estación GYKA. Ambas fuerzas cortantes determinadas a la altura del segundo piso.

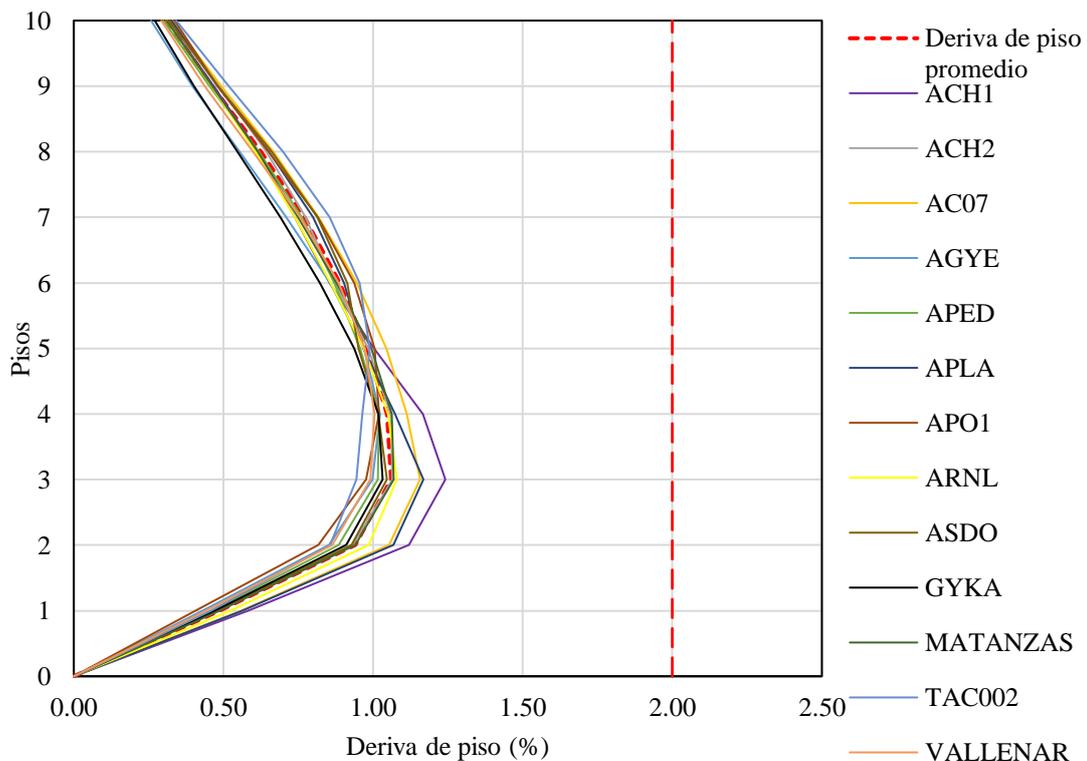
4.2. Interpretación de datos

Una vez obtenido las respuestas para cada una de las estructuras, en cuanto al análisis dinámico tiempo historia estas deben ser promediadas para así determinar el comportamiento dinámico de la edificación.

4.2.1 Edificación de acero

Para la estructura de acero se obtuvieron los siguientes resultados:

Figura 62. Resumen de derivas de piso de la estructura de acero - Análisis lineal dinámico tiempo historia

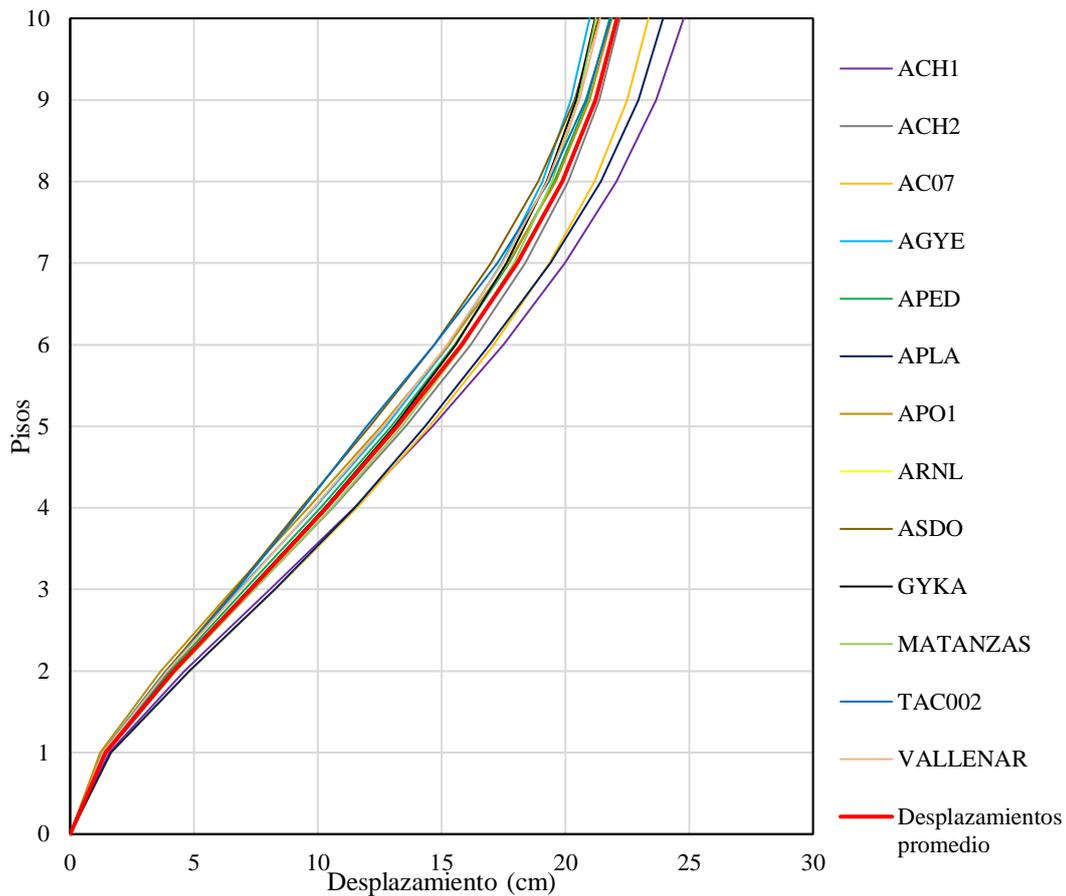


Fuente: El autor

La deriva máxima fue de 1.24% para la señal denominada ACH1 presentada en el tercer piso, mientras que, por otra parte, la deriva mínima fue de 0.99% para la señal TAC002 y esta se ubicó en el quinto piso de la edificación. Así mismo, el promedio de las derivas posee un valor del 1.06% y ubicado en el tercer piso, el cual no sobrepasa el límite proporcionado por la NEC del 2%, por lo que, la estructura presenta un comportamiento en cuanto a derivas de piso.

A pesar de que algunos de los registros acelerográficos entreguen valores de respuestas elevados con respecto a las derivas de piso, el valor promedio de cada una de ellas nos da a entender el comportamiento general de la estructura, siendo este valor promedio el 85% de la sollicitación máxima en cuanto a derivas de piso.

Figura 63. Resumen de desplazamientos de la estructura de acero - Análisis dinámico
lineal tiempo historia

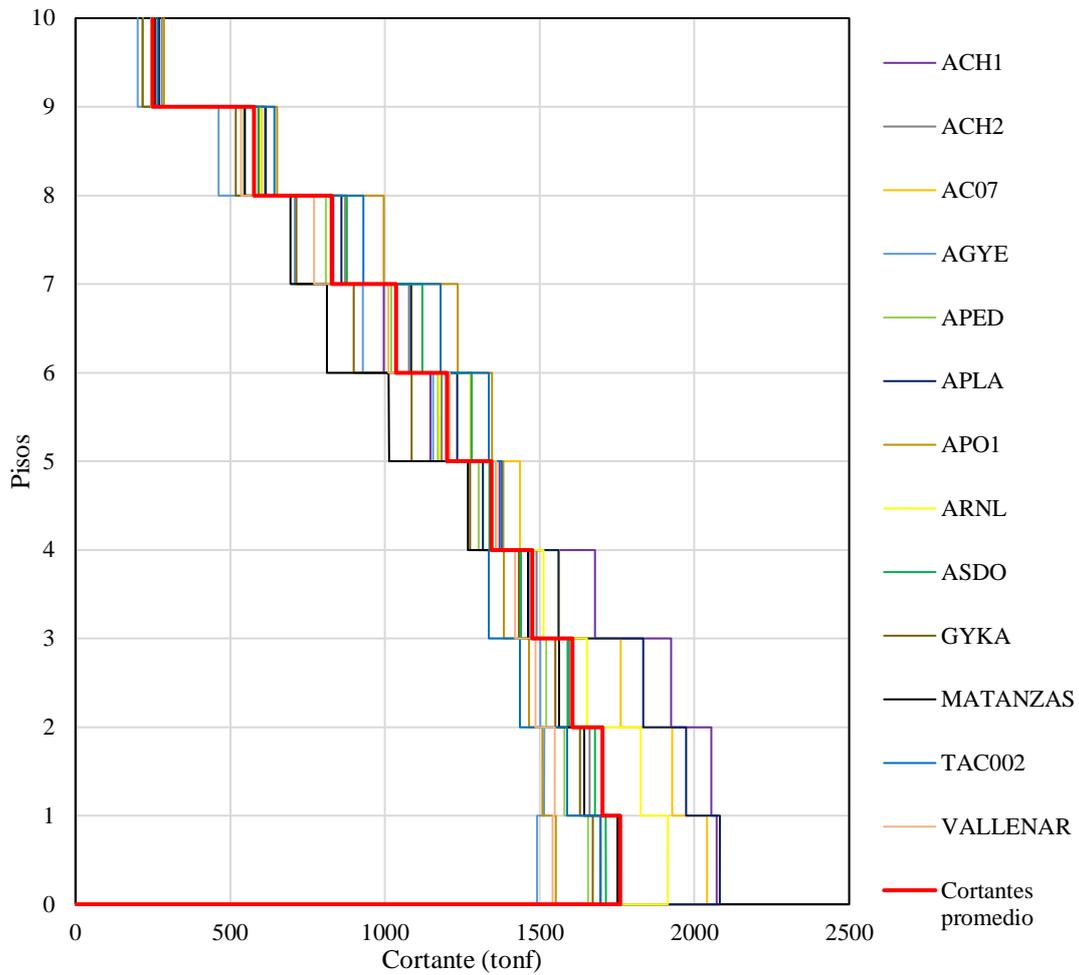


Fuente: El autor

En cuanto a los desplazamientos de cada uno de los pisos obtenidos por las señales empleadas, el desplazamiento máximo lo registró la señal ACH1 con un valor de 24.78 cm ubicado en el último piso, por otro lado, el desplazamiento mínimo fue de 20.98 cm de la señal de AGYE presentado de igual manera en el último piso, mientras que, los desplazamientos promedios se encuentran por el valor de 22.10 cm.

El valor promedio de respuesta en desplazamientos resultó ser el 89% de la respuesta máxima obtenida por la estación ACH1.

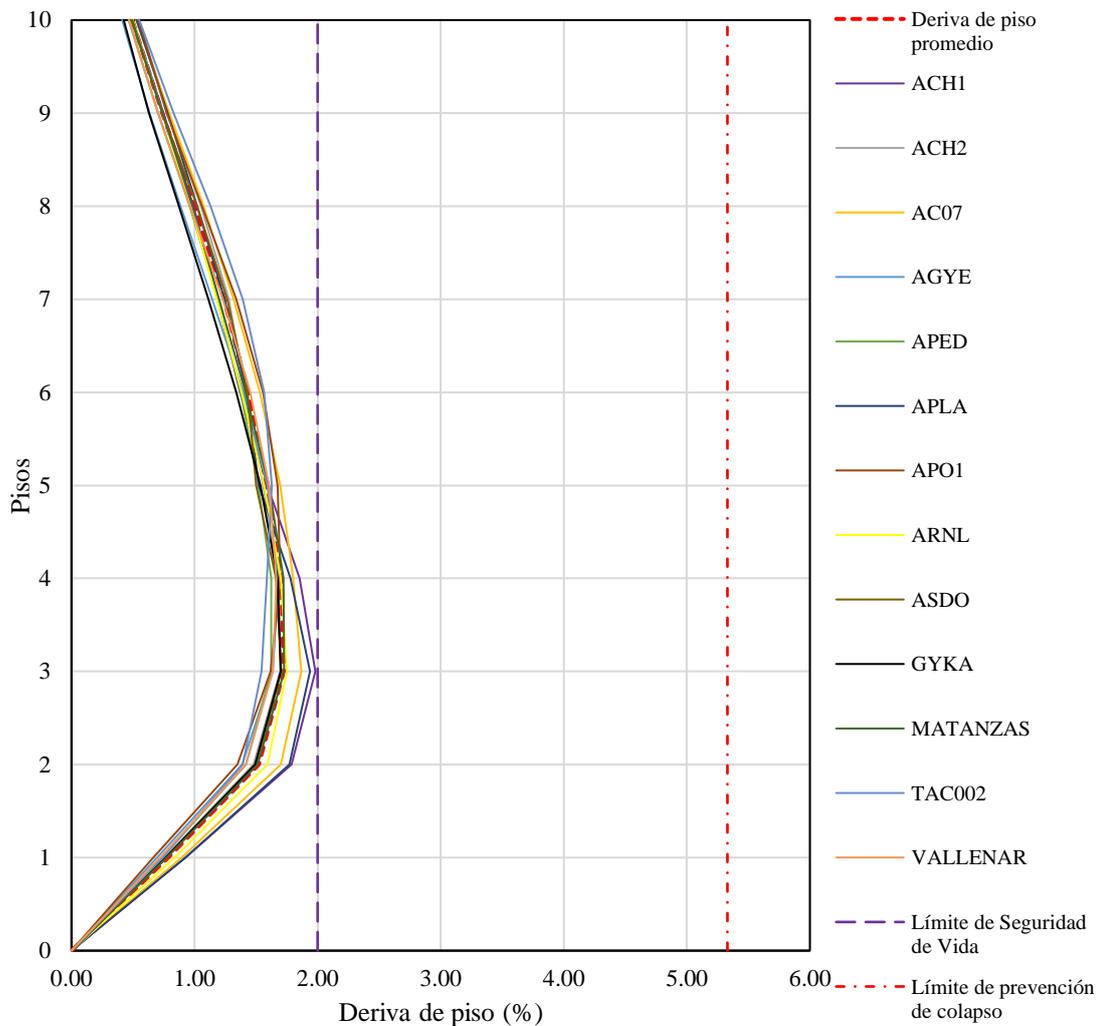
Figura 64. Resumen de fuerzas cortantes de piso de la estructura de acero - Análisis dinámico lineal tiempo historia



Fuente: El autor

El valor máximo de fuerza cortante fue de 2082.04 tonf por parte de la estación APLA, mientras que, el valor mínimo de 1514.95 tonf le pertenece a la estación AGYE. Teniendo en cuenta dichos valores, el valor promedio de fuerzas cortantes es de 1760.10 tonf, correspondiente al 84.54% de la sollicitación máxima. A continuación, se analizarán las respuestas obtenidas de la estructura para el análisis no lineal dinámico tiempo historia.

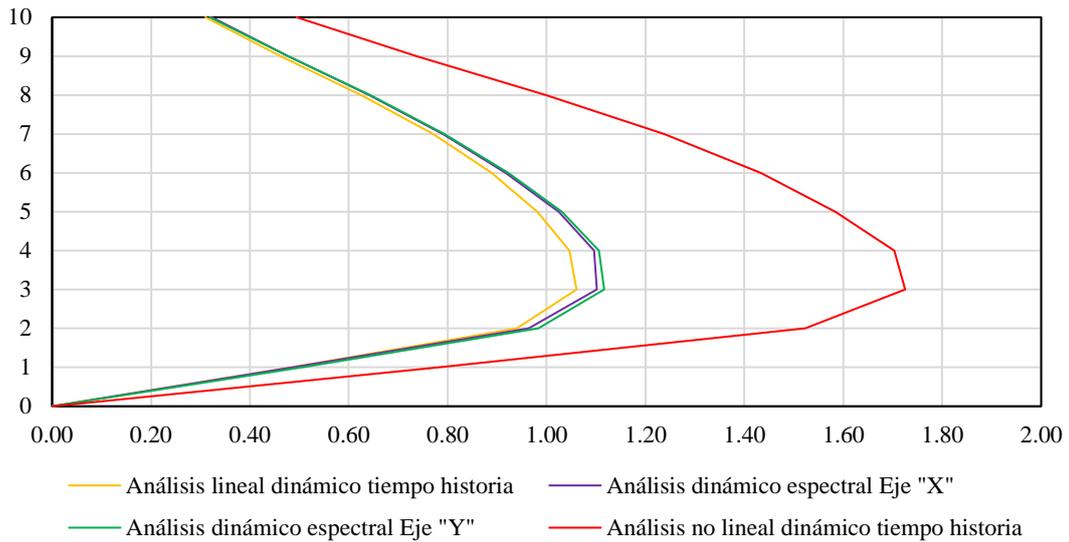
Figura 65. Resumen de derivas de piso de la estructura de acero - Análisis no lineal dinámico tiempo historia (sismo de $T_r=2500$ años)



Fuente: El autor

Teniendo en cuenta que la deriva máxima registrada fue de 1.98% por parte de la estación ACH1 y la deriva mínima de 1.62% de la estación APED el promedio de derivas de piso es del 1.70%, para lo cual, según HAZUS y tomando en cuenta el nivel de prevención de colapso establece que el límite de deriva es del 5.33% (Ver Anexo 12) considerando una estructura S1M de mediana altura, de manera que, la estructura de acero cumple satisfactoriamente para la demanda requerida con un 31.89% con respecto al valor límite, garantizando de esta manera el objetivo de una estructura esencial.

Figura 66. Comparación de los análisis realizados - Edificio de acero



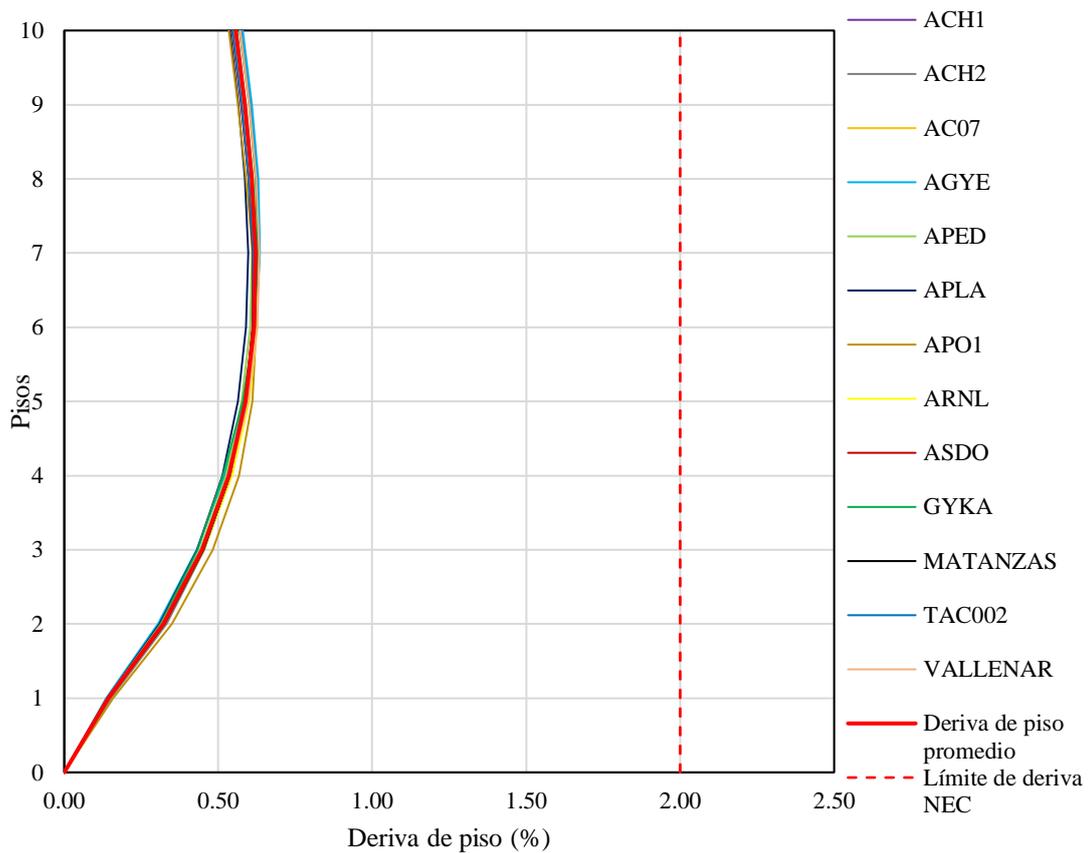
Fuente: El autor

De la Figura 66 se puede apreciar que el promedio de derivas de piso obtenidos en el análisis lineal dinámico tiempo historia representan las menores solicitaciones en comparación con el resto de análisis, sin embargo, cabe recalcar que el promedio antes mencionado tiene en cuenta para el sismo un periodo de retorno de 475 años, de manera que, con respecto al análisis dinámico espectral Eje "Y" este representa el 94.99% del mismo. El análisis no lineal dinámico tiempo historia al tener en cuenta aspectos relacionados con el rango inelástico de los elementos, así como también, dado que para este análisis se tuvo en cuenta un sismo para un periodo de retorno de 2500 años, las solicitaciones en términos de derivas de piso son las máximas.

4.2.2 Edificio de acero dual

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para la presente estructura:

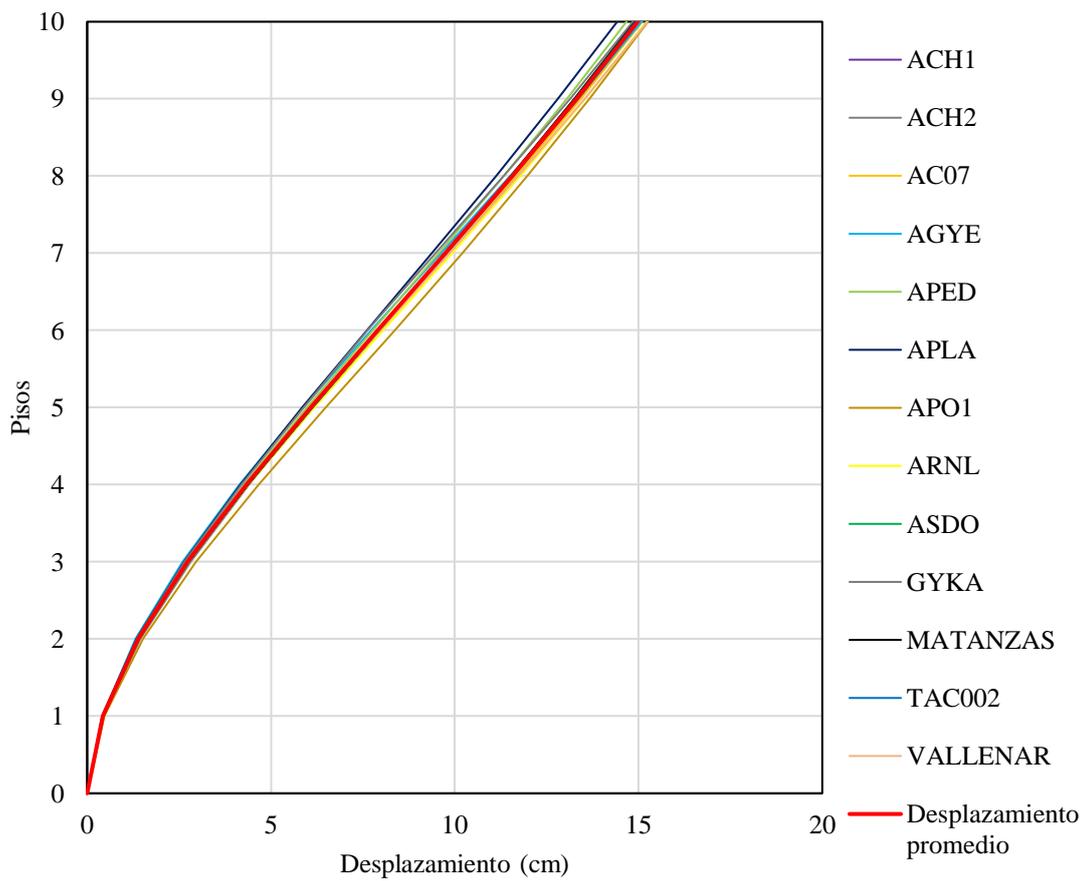
Figura 67. Resumen de deriva de piso de la estructura de acero dual - Análisis lineal dinámico tiempo historia



Fuente: El autor

La deriva máxima fue de 0.64% para la estación AGYE y el valor mínimo obtenido fue de 0.60% por parte de la estación APLA, de manera que, la deriva de piso promedio fue de 0.62%, misma que corresponde al 96.88% de la sollicitación máxima. El valor promedio obtenido no supera el valor límite del 2%, por lo que, la estructura presenta una notable reducción de la demanda en comparación con la estructura de acero, debido a que, la presente cuenta con muros de cortante permitiendo de esta manera controlar la respuesta de la edificación. Además, la deriva de piso promedio apenas representa el 31% del límite de deriva propuesto por la NEC.

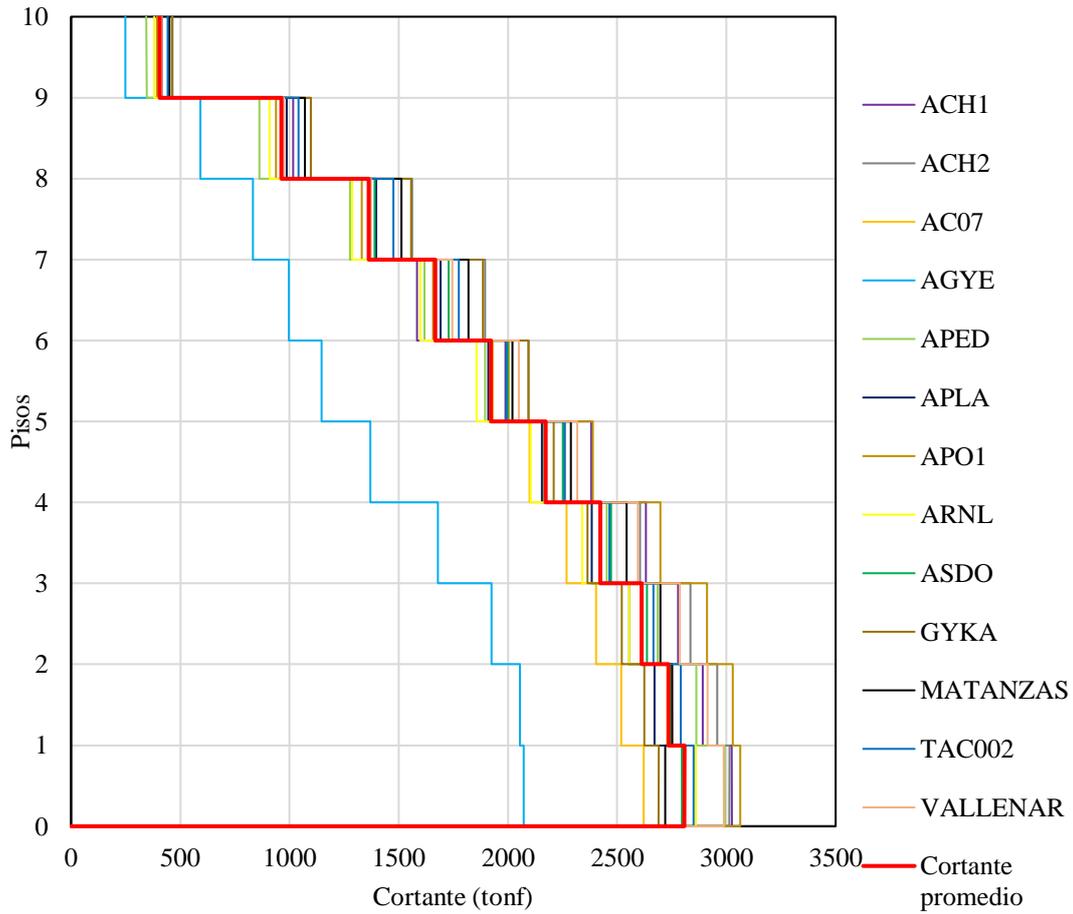
Figura 68. Resumen de desplazamientos de la estructura de acero dual - Análisis lineal dinámico tiempo historia



Fuente: El autor

El desplazamiento máximo obtenido fue de 15.26 cm generado por la señal APO1, mientras que, el valor mínimo fue de 14.42 cm de la estación APLA. De esta manera el valor promedio de desplazamientos es de 14.98 cm. Además, de la figura anterior podemos evidenciar que los desplazamientos obtenidos por cada una de las señales presentan poca dispersión entre sus valores. El valor promedio obtenido representa el 98.17% del desplazamiento máximo obtenido.

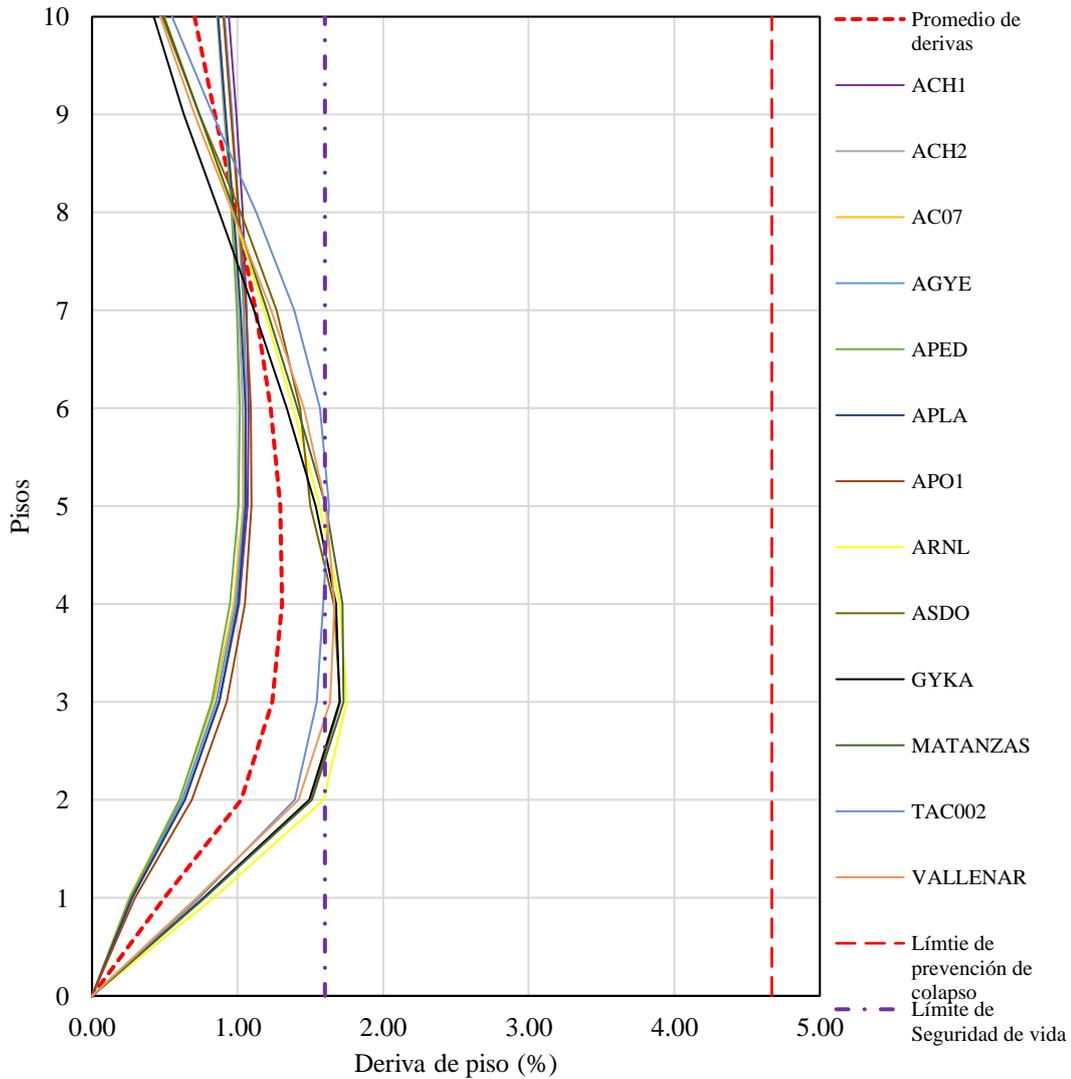
Figura 69. Resumen de fuerzas cortantes de piso de la estructura de acero dual -
Análisis lineal dinámico tiempo historia



Fuente: El autor

La fuerza cortante máxima fue de 3063.39 tonf producida por la señal APO1, mientras que, la fuerza cortante mínima fue de 2071.90 tonf por parte de la estación AGYE. Así pues, la fuerza cortante promedio es de 2807.10 tonf, lo cual representa un 91.63% con respecto al valor máximo determinado. A diferencia de lo expresado en cuanto a los desplazamientos, las fuerzas cortantes aparentemente muestran una tendencia clara, sin embargo, las fuerzas cortantes generadas por la señal AGYE resultan ser significativamente menores a la demás, representando el 67.60% de la solicitud máxima.

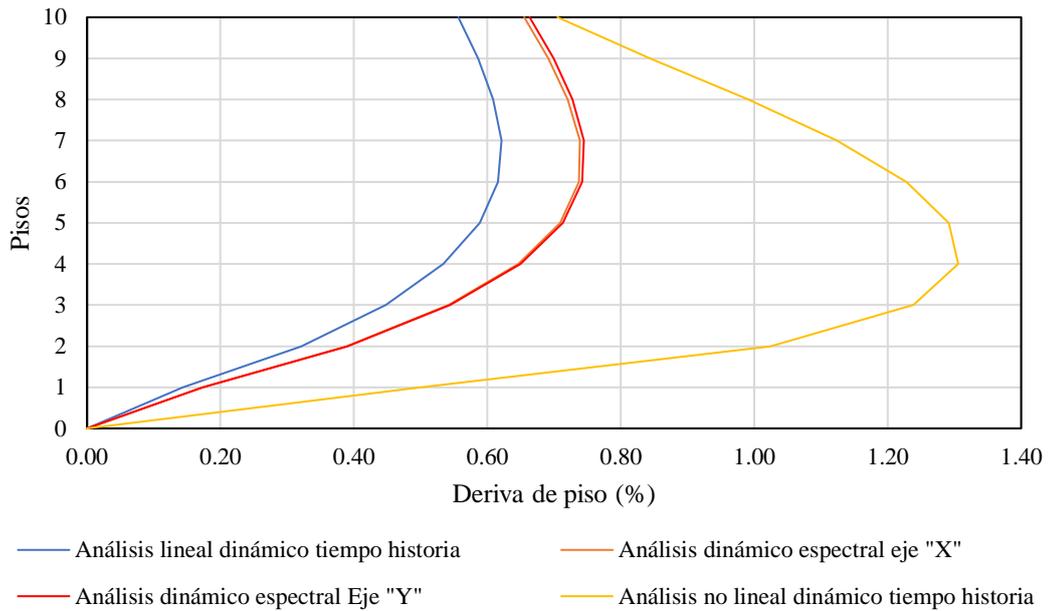
Figura 70. Resumen de derivas de piso de la estructura de acero dual - Análisis no lineal dinámico tiempo historia (sismo de $T_r=2500$ años)



Fuente: El autor

La deriva máxima registrada para este análisis fue de 1.75% por parte de la estación ARNL y la deriva mínima de 1.02% correspondiente a la estación APED. A partir de aquello, se obtiene que la deriva de piso promedio posee un valor de 1.31% y empleando la normativa HAZUZ, la cual establece que para edificaciones de acero con muros de corte de mediana altura S4M, la deriva máxima de piso para un nivel de prevención de colapso de la estructura es de 4.67% (Ver Anexo 12), cumpliendo así con el objetivo para lo cual se diseña la estructura. El valor promedio de deriva de piso constituye el 28.05% del límite máximo establecido.

Figura 71. Comparación de los análisis realizados - Edificio de acero dual



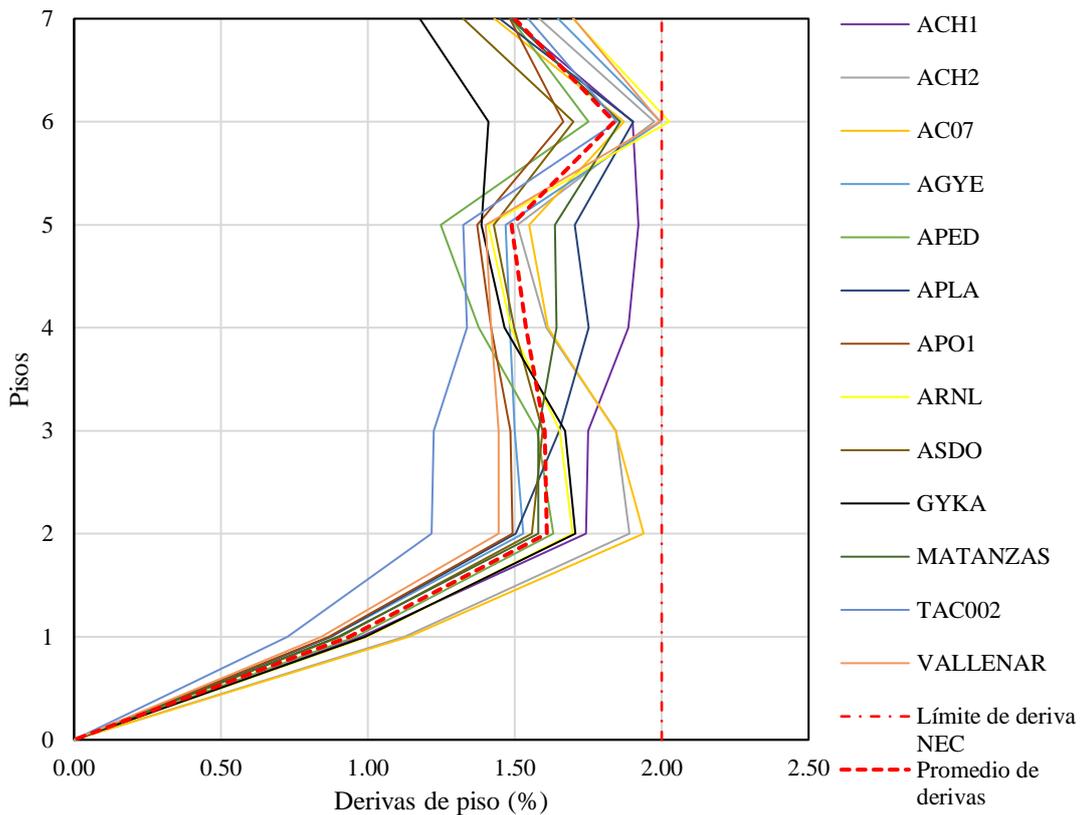
Fuente: El autor

Tomando como referencia la figura anterior, se puede observar que el promedio de derivas de piso para el análisis lineal dinámico tiempo historia representa la menor de las solicitaciones en comparación con el resto de análisis y, a su vez esta presenta el 47.55% con respecto a la demanda. El análisis no lineal dinámico tiempo historia presenta la mayor deriva de piso, ya que, en este análisis se tienen en cuenta aspectos como el rango inelástico de los elementos y, en cuanto al sismo se tuvo en cuenta uno con un periodo de retorno de 2500 años, es decir, sismo máximo posible.

4.2.3 Edificio de hormigón armado

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para la presente estructura:

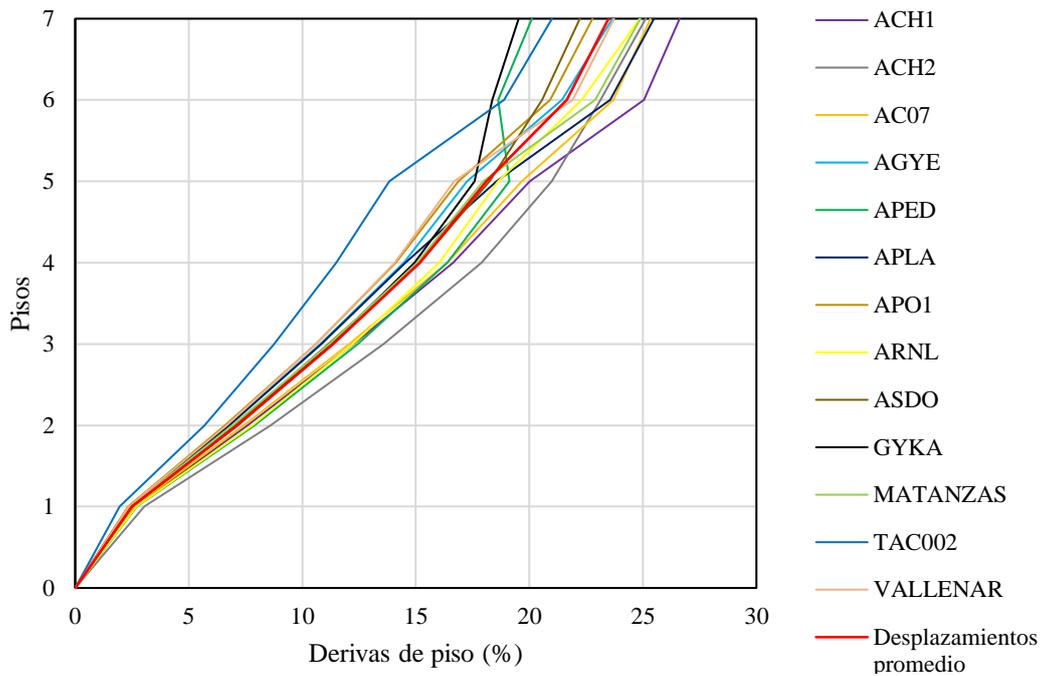
Figura 72. Resumen de deriva de piso de la estructura de hormigón armado - Análisis lineal dinámico tiempo historia



Fuente: El autor

A diferencias de las estructuras analizadas anteriormente, las derivadas de piso de la presente estructura no siguen una determinada tendencia en su totalidad. Además, con base a la Figura 72 las mayores derivas de piso se presentan en el segundo y sexto piso de la edificación, siendo este último en el cual se registran las mayores derivas de piso. La deriva máxima tiene un valor de 2.03% superando ligeramente al valor establecido por la NEC, sin embargo, el valor promedio de derivas es aquel que define la respuesta final de la estructura, siendo este 1.84%, cumpliendo así con el límite mínimo permisible. Dicho valor promedio representa el 92% de la demanda límite de derivas de piso.

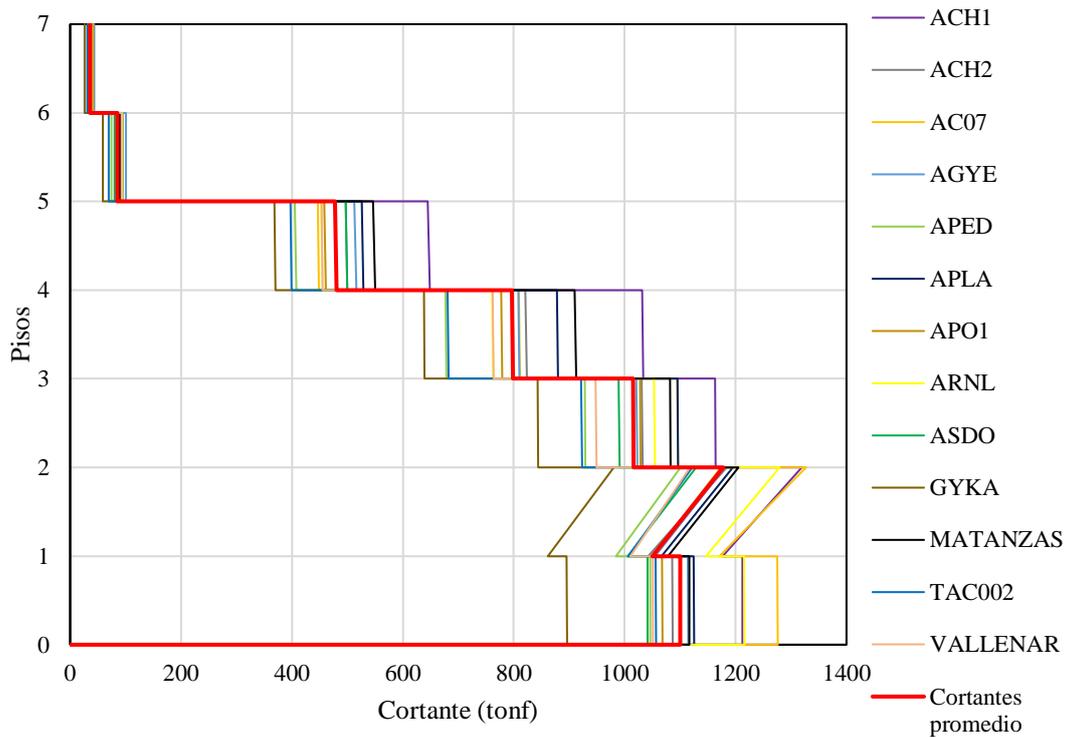
Figura 73. Resumen de desplazamientos de la estructura de hormigón armado -
Análisis lineal dinámico tiempo historia



Fuente: El autor

El desplazamiento máximo obtenido fue de 26.62 cm generado por la señal ACH1, mientras que, por otra parte el valor mínimo fue de 19.53 cm de la estación GYKA. De esta manera el valor promedio de desplazamientos es de 23.50 cm. El valor promedio obtenido representa el 88.28% del desplazamiento máximo obtenido.

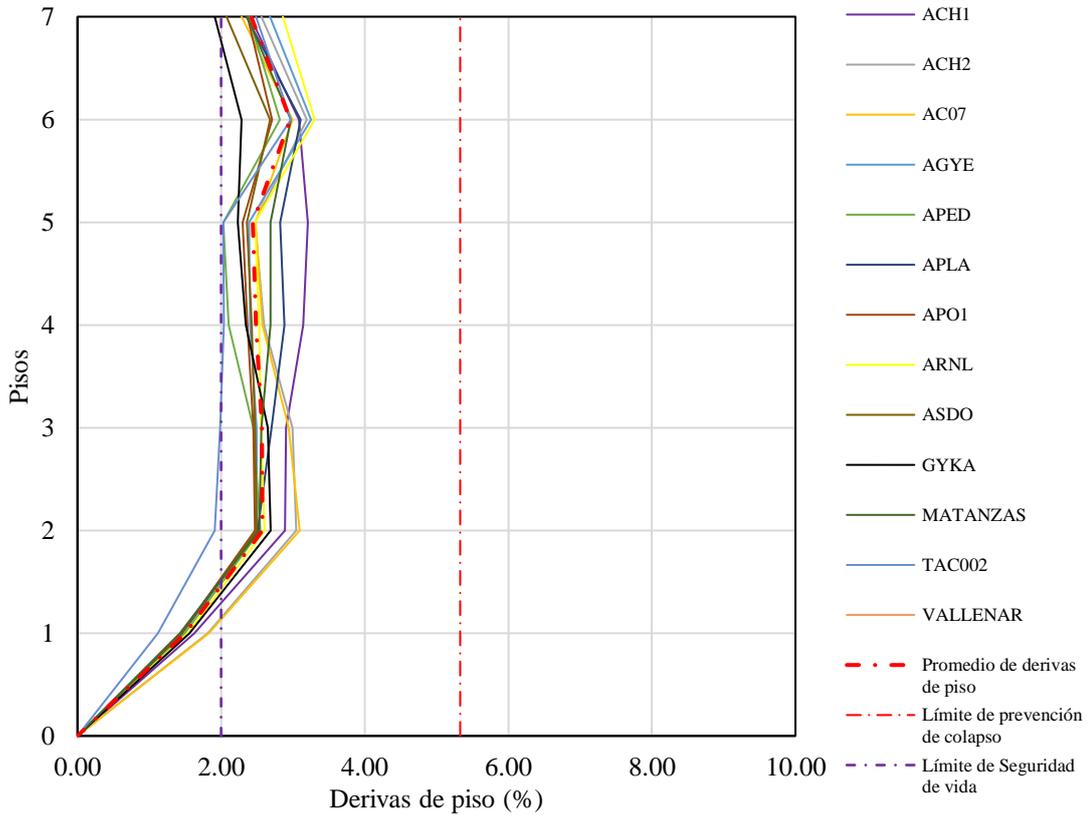
Figura 74. Resumen de fuerzas cortantes de piso de la estructura de hormigón armado - Análisis lineal dinámico tiempo historia



Fuente: El autor

La fuerza cortante máxima fue de 1327.13 tonf por parte de la estación AC07, mientras que, el valor mínimo lo registró la estación GYKA con un valor de 980.50 tonf. Teniendo en cuenta estos valores, la fuerza cortante promedio es de 1178.10 tonf. Los valores antes mencionados de fuerzas de cortantes se ubican a la altura del segundo piso y no en la base de la estructura como se esperaría, eso se debe a la inclusión de un mezanine en la estructura, el cual genera una discontinuidad en la fuerza cortante. El valor promedio de la fuerza cortante representa el 88.77% del valor máximo.

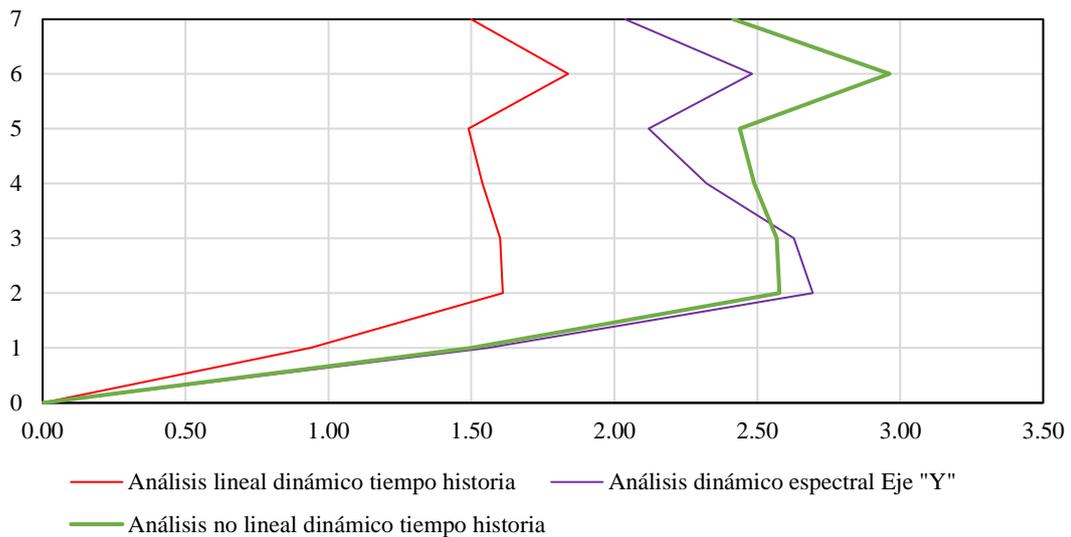
Figura 75. Resumen de derivas de piso de la estructura de hormigón armado -
Análisis no lineal dinámico tiempo historia (sismo de Tr=2500 años)



Fuente: El autor

En cuanto al análisis no lineal dinámico tiempo historia, el valor máximo de deriva alcanzada fue de 3.30%, ocasionado por la estación ARNL, mientras que, el valor mínimo alcanzado fue de 2.68 de la estación ASDO. Así mismo, el valor promedio determinado fue de 2.96% y teniendo en cuenta lo establecido por HAZUS para edificaciones de hormigón armado de mediana altura, el límite de deriva de piso para el nivel de desempeño de prevención de colapso es del 5.33% (Ver Anexo 12), de manera que, el promedio de derivas de piso cumple de manera satisfactoria dicho requerimiento.

Figura 76. Comparación de los análisis realizados - Edificio de hormigón armado



Fuente: El autor

El promedio obtenido por parte de las derivas de piso del análisis lineal dinámico tiempo historia, representa la menor de las exigencias para la estructura. Específicamente la deriva de piso promedio del análisis lineal dinámico tiempo historia representa el 68.24% del análisis dinámico espectral. Sin embargo, podemos observar que para algunos pisos la deriva de piso del análisis no lineal tiempo historia se ve superado por el análisis dinámico espectral, lo cual supone un comportamiento inusual de la estructura, propiciado por los efectos de torsión, debido a, su configuración en planta.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Para la representación de la demanda sísmica de la ciudad de Machala, se tomaron en cuenta un total de trece registros espectro-compatibles con el espectro de diseño proporcionado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción para un periodo de retorno de 475 años y considerando un suelo tipo D, empleando registros correspondientes a los eventos sísmicos del 18 de marzo del 2023 y 16 de abril del 2016 ocurridos en Ecuador, así como también, eventos ocurridos el 27 de febrero del 2010 y 1 de abril del 2014 en Chile.

Como se ha podido evidenciar durante el análisis de los resultados de cada una de las edificaciones, la respuesta dinámica de las estructuras haciendo referencia a los parámetros preestablecidos de derivas de piso, desplazamientos y fuerzas cortantes, los valores máximos obtenidos de cada uno de estos no se asocian directamente a los producidos por un mismo registro acelerográfico, aunque para algunos de estos la respuesta dinámica de las estructuras guardan una cierta tendencia hacia un mismo registro.

A pesar de que los registros acelerográficos han sido espectro compatibilizados tomando en cuenta el espectro de diseño de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, los resultados generados por cada uno de estos han sido variados entre sí e inclusive llegándose a tener diferencias notorias. Sin embargo, se debe tener en cuenta que los resultados arrojados de manera particular por los registros, son promediados según lo establecido en la ASCE 7, capítulo 16, ya que, se cuenta con un número igual o mayor a 11 registros acelerográficos. Así pues, los valores promediados de cada una de las respuestas dinámicas determinan el comportamiento global de la estructura.

Tomando en cuenta las estructuras analizadas y las respuestas dinámicas de cada una de ellas, el registro acelerográfico de la estación ACH1 correspondiente al sismo del 18 de marzo del 2023 en Ecuador, resultó el que tuvo mayor influencia sobre cada uno de los parámetros de control establecidos, ya sea, en términos de derivas de piso, desplazamientos e inclusive fuerza cortante en la base de la estructura.

A pesar de las diferentes respuestas dinámicas presentadas por las estructuras analizadas, los sistemas estructurales tomados en cuenta, aporticado y dual para las estructuras de acero respondieron de manera satisfactoria frente a un escenario de

cargas sísmicas paso a paso en el tiempo, tanto para el escenario de un comportamiento lineal y no lineal de los elementos que la componen. Sin embargo, es evidente que el sistema dual redujo considerablemente la respuesta de la estructura, por lo que, la misma presenta una gran ductilidad frente al sistema aporticado, al incluir los muros de corte.

En cuanto a la edificación de hormigón armado, pese a la configuración en planta presentada tuvo una respuesta dinámica satisfactoria, debido a que, la respuesta promedio en términos de derivas se mantuvo inferior al límite del 2%, sin embargo, existieron algunos registros acelerográficos, para la cual el límite fue superado y sí se tomara únicamente dicho registro para llevar a cabo los análisis correspondientes, la respuesta estructural se vería comprometida.

El análisis lineal dinámico tiempo historia en comparación a los demás análisis realizados en el presente trabajo de investigación, presentó las menores solicitaciones en base a los parámetros. Lo anterior se debe a que entre la totalidad de los registros, no todos ellos al momento de realizarse el proceso de espectro-compatibilidad igualan al espectro de diseño o inclusive lo superan, denotando de esta manera variabilidad entre los resultados presentados, de manera que, el análisis dinámico espectral sirve como punto de partida para tener una idea hacia donde será la tendencia de los resultados obtenidos por el análisis tiempo historia.

5.2 Recomendaciones

Al momento de realizar el análisis tiempo historia, se debe procurar ocupar un rango de duración considerable de las señales seleccionadas, para de esta manera tener en cuenta los valores máximos de cada uno de los registros. El tener en cuenta la duración significativa de los registros acelerográficos facilita este proceso. Con base a lo explicado, se podrá determinar la respuesta máxima de la estructura en términos de sus desplazamientos, derivas de entrepiso y fuerzas cortantes.

Durante el proceso de selección de registros acelerográficos compatibles con la realidad propia de cada región, no es del todo recomendable usar varios de estos que correspondan a un mismo evento sísmico, tal como se especifica en la ASCE41-17, sin embargo, no menciona ningún tipo de prohibición. Con esto se pretende tener una idea de la respuesta dinámica de las estructuras frente a la acción de diversos eventos sísmicos de características importantes.

Para llevar a cabo cualquier tipo de análisis no lineal resulta importante conocer a detalle la cantidad de refuerzo y de distribución del mismo para cada uno de los elementos, puesto que, los mismos permitirán que el análisis se realice lo más fiel a la realidad actual de la edificación. Así mismo, disponer de valores certeros con respecto a la resistencia del hormigón empleado en elementos vigas y columnas.

El análisis no lineal tiempo historia pueden llevarse a cabo de algunas maneras, FNA (Fast No lineal) e integración directa son dos de ellas. Este último provee una mejor aproximación del comportamiento estructural frente la acción de cargas sísmicas y, por lo tanto, la información obtenida es más precisa.

En la evaluación estructural de una edificación se debe tener en cuenta la aplicación de análisis no lineales, ya que, de ellos se obtiene la propuesta de reforzamiento que rehabilite sísmicamente a la edificación. Análisis estático y dinámico no lineal serán aplicados según las características de cada estructura, teniendo en consideración que no en todos los casos pueden ser aplicados de manera simultánea.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICAS

- AbdelMalek, H., Hassan, T. K., & Moustafa, A. (2022). Nonlinear time history analysis evaluation of optimized design for medium to high rise buildings using performance-based design. *Ain Shams Engineering Journal*, 102081. <https://doi.org/10.1016/J.ASEJ.2022.102081>
- Aguiar, R., Rivas, A., & Iza, E. (2018). Determinación de espectros y sismos para el diseño de Hospital de Quinindé con aisladores sísmicos. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 23(1), 73–100. <https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/riie/article/view/706>
- Aguiar, R., Rodríguez, M. M., & Mora, D. E. D. (2019). Análisis sísmico de estructuras con disipadores de energía ADAS o TADAS. *Monograph Series in Earthquake Engineering*, Editor A. H. Barbat. https://www.scipedia.com/public/Aguiar_et_al_2019a
- Andrade, A. T., & Berni, W. T. (2021). Evaluation of the dynamic properties of a 2D-frame (MDOF) in a shake table. *Ingenius*, 26, 49–62. <https://doi.org/10.17163/ING.S.N26.2021.05>
- ASCE. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-17. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- ASCE 7. (2022). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784415788>
- Azodi, M., Banazadeh, M., & Mahmoudi, A. (2022). Seismic performance assessment of high-rise steel moment frame building with Reinforced Concrete (RC) core wall based on nonlinear time history analysis. *Research, Society and Development*, 11(4), e35711427464–e35711427464. <https://doi.org/10.33448/RSD-V11I4.27464>
- Babu, J. S., Rex, J., Reddy, V. P., & Jeyakumar, M. S. B. (2021). Comparative Study on Non-Linear Time History Analysis of a Building With and Without Base Isolation using ETABS. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 1091(1), 012029. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/1091/1/012029>

- Brito, J., Terán, R., & Guerrero, D. (2022). Influencia Estructural de Disipadores SLB para Muros Desacoplados en Estructuras de Hormigón Armado y Arriostramientos en Estructuras Metálicas. *Revista Técnica De La Facultad De Ingeniería Universidad Del Zulia*, 45, 185–200. <https://doi.org/10.22209/rt.v45n3a05>
- Carlo, G., Chiappini, V., & Flores, R. C. (2018). *Análisis dinámico experimental y numérico de pórticos metálicos a escala reducida*. <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/119677>
- Cunalata, F., Caiza, P., Cunalata, F., & Caiza, P. (2022). Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador. *Revista Politécnica*, 50(1), 55–64. <https://doi.org/10.33333/RP.VOL50N1.06>
- De Jesús, F., Cruz, V., Mora, J. B., & Mora, E. B. (2022). CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO REFORZADO Y SISTEMA DUAL. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 107(107), 74–90. <https://doi.org/10.18867/RIS.107.626>
- Di Cuaia, A., Lombardi, L., De Luca, F., De Risi, R., Caprili, S., & Salvatore, W. (2017). Linear Time-History Analysis for EC8 design of CBF structures. *Procedia Engineering*, 199, 3522–3527. <https://doi.org/10.1016/J.PROENG.2017.09.502>
- Gamal Abd-Elhamid, S., Mohamed, R., Ebrahim El-Tahawy, G., Nour, M., & Fayed, E.-D. (2020). *Dynamic Behavior of Multi-Story Concrete Buildings Based on Non-Linear Pushover & Time History Analyses*. <https://doi.org/10.25046/aj050219>
- García, L., Rodríguez, J., Escobar, A., & Zambrano, L. (2021). Análisis Estructural y propuesta de reforzamiento del edificio de Facultad de Ciencias Humanísticas de la Universidad Técnica de Manabí. *Revista de Investigaciones En Energía, Medio Ambiente y Tecnología: RIEMAT*, 6(1), 14–25. <https://doi.org/10.33936/RIEMAT.V6I1.3686>
- Guzmán, R., Canedo, J., & Jaldín, L. (2022). Evaluación de los objetivos de desempeño sísmico alcanzados bajo los requerimientos de la guía boliviana de diseño sísmico 2020, en el diseño de edificaciones de hormigón armado para el departamento de Cochabamba, Bolivia. *Brazilian Journal of Development*, 8(9), 63426–63444. <https://doi.org/10.34117/BJDV8N9-200>

- Hosseini, M., Hashemi, B., & Safi, Z. (2017). Seismic Design Evaluation of Reinforced Concrete Buildings for Near-Source Earthquakes by Using Nonlinear Time History Analyses. *Procedia Engineering*, 199, 176–181. <https://doi.org/10.1016/J.PROENG.2017.09.225>
- Idels, O., & Lavan, O. (2020). Performance based formal optimized seismic design of steel moment resisting frames. *Computers & Structures*, 235, 106269. <https://doi.org/10.1016/J.COMPSTRUC.2020.106269>
- IGEPN. (n.d.). *Peligro Sísmico - Instituto Geofísico - EPN*. Retrieved February 13, 2023, from <https://www.igepn.edu.ec/peligro-sismico>
- IGEPN. (2023, March 18). *INFORME SÍSMICO ESPECIAL NO. 2023-003*. Instituto Geofísico Escuela Politécnica Nacional
- Katsanos, E. I., & Sextos, A. G. (2018). Structure-specific selection of earthquake ground motions for the reliable design and assessment of structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(2), 583–611. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0226-3>
- Kayhan, A. H., Demir, A., & Palanci, M. (2018). Statistical evaluation of maximum displacement demands of SDOF systems by code-compatible nonlinear time history analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115, 513–530. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2018.09.008>
- León-Ríos, S., Agurto-Detzel, H., Rietbrock, A., Alvarado, A., Beck, S., Charvis, P., Edwards, B., Font, Y., Garth, T., Hoskins, M., Lynner, C., Meltzer, A., Nocquet, J. M., Regnier, M., Rolandone, F., Ruiz, M., & Soto-Cordero, L. (2019). 1D-velocity structure and seismotectonics of the Ecuadorian margin inferred from the 2016 Mw7.8 Pedernales aftershock sequence. *Tectonophysics*, 767, 228165. <https://doi.org/10.1016/J.TECTO.2019.228165>
- Lombardi, L., & De Luca, F. (2020). Derivation of fragility curves at design stage through linear time-history analysis. *Engineering Structures*, 219, 110900. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2020.110900>
- Lombardi, L., De Luca, F., & Macdonald, J. (2019). Design of buildings through Linear Time-History Analysis optimising ground motion selection: A case study for RC-MRFs. *Engineering Structures*, 192, 279–295. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2019.04.066>
- López, B. (2022). *ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DE LOS TALLERES DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA Y DE*

- LA FACULTAD DE INGENIERÍA EN SISTEMAS ELECTRÓNICA E INDUSTRIAL, CON AISLADORES SÍSMICOS, UBICADAS EN EL CAMPUS HUACHI DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO [Universidad Técnica de Ambato].
<https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/35487/1/Maestr%20E.M.%2009%20-%20L%20b3pez%20S%20a1nchez%20Byron%20Leonardo.pdf>
- López, J., & Cañizares, F. (2022). Evaluación de la vulnerabilidad estructural de edificaciones en etapas de construcción. *Abril-Junio*, 8(2), 502–518.
<https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=8383439>
- Machala Alcaldía. (2019). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Machala (2019-2030)*.
https://machala.gob.ec/SIL/2021/ter/plate/PDOT_CANT%20C3%93N%20MACHALA%202019.pdf
- Magisano, D., Corrado, A., Madeo, A., & Garcea, G. (2023). Nonlinear time history seismic analysis of inelastic 3D frame buildings in a reduced modal space. *Procedia Structural Integrity*, 44, 456–463.
<https://doi.org/10.1016/J.PROSTR.2023.01.060>
- Medina, C., & Placencia, P. (2017). Reducción de la Vulnerabilidad en Estructuras Esenciales de Hormigón Armado: Hospitales, Situadas en Zonas de Alto Peligro Sísmico en el Ecuador. *Revista Politécnica*, 40, 35–44.
https://revistapolitecnica.epn.edu.ec/ojs2/index.php/revista_politecnica2/article/view/744/pdf
- Morales, A. (2020). Método directo de diseño basado en desplazamientos (DDBD) aplicado a sistemas mixtos de hormigón armado. *Obras y Proyectos*, 28, 45–57.
<https://doi.org/10.4067/S0718-28132020000200045>
- Morocho, J., Cornejo, P., Mena, Á., & Inca, C. (2022). Vulnerabilidad sísmica en edificaciones educativas ecuatorianas evaluadas mediante modelos matemáticos de análisis dinámico. *Polo Del Conocimiento*, 7, 2073–2092.
<https://polodelconocimiento.com/ojs/index.php/es/article/view/3937>
- Morocho, J., & Inca, C. (2018). *Modelación matemática del bloque de aulas de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Machala bajo el análisis dinámico-lineal dentro del rango elástico*.
<https://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/15732>

- Morris, G. J., Thompson, A. J., Dismuke, J. N., & Bradley, B. A. (2019). Ground motion input for nonlinear response history analysis: Practical limitations of NZS 1170.5 and comparison to US standards. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 52(3), 119–133. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.52.3.119-133>
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*.
- Ortega, J., Vasconcelos, G., Rodrigues, H., & Correia, M. (2018). Assessment of the efficiency of traditional earthquake resistant techniques for vernacular architecture. *Engineering Structures*, 173, 1–27. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2018.06.101>
- Requena-Garcia-Cruz, M. V., Morales-Esteban, A., & Durand-Neyra, P. (2021). Optimal ductility enhancement of RC framed buildings considering different non-invasive retrofitting techniques. *Engineering Structures*, 242, 112572. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2021.112572>
- Reyes Roque, R., Aranda Leiva, R., & Castillejo Melgarejo, R. (2020). Evaluación de efectos de amplificación topográfica del suelo debidos a la respuesta sísmica en laderas de las urbanizaciones Shancayán y Nueva Esperanza de la ciudad de Huaraz en el año 2018. *Aporte Santiaguino*, 13(1), 35–47. <https://doi.org/10.32911/as.2020.v13.n1.679>
- Romero, G. (2020). *Comparación en la modelación de plasticidad concretada y distribuida para el análisis Pushover en un pórtico de hormigón armado* [Pontificia Universidad Católica del Perú]. https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/18889/ROMERO_ANGELES_GONZALO_NICOLAS_COMPARACION_MODELACION_PLASTICIDAD.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Selena Mendoza-Intriago, A. I., & Javier García-Vinces III, L. (2022). *Análisis no lineal por el método Pushover del edificio de docentes nº1 de la Universidad Técnica de Manabí*. 8, 306–326. <http://dominiodelasciencias.com/ojs/index.php/es/indexhttps://orcid.org/0000-0003-0568-7473>
- Serras, D. N., Skalomenos, K. A., & Hatzigeorgiou, G. D. (2021). A displacement/damage controlled seismic design method for MRFs with concrete-

- filled steel tubular columns and composite beams. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 143, 106608. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2021.106608>
- Sharma, A., Dagar, R., Muley, P., & Syed, N. M. (2021). Evaluation of Displacement and Storey Drift for Multistoried Building Using Time History Analysis. *Lecture Notes in Civil Engineering*, 124 LNCE, 793–801. https://doi.org/10.1007/978-981-33-4590-4_73
- 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://doi.org/10.22115/cepm.2019.183201.1062>
- Silvestri, S., Allahverdiyev, R., & Marconi, E. (2022). Influence of Beams Distribution on the Dynamic and Seismic Linear Response of RC Frame Buildings. *Frontiers in Built Environment*, 8, 47. <https://doi.org/10.3389/FBUIL.2022.844804/BIBTEX>
- Takagi, J., & Wada, A. (2019). Recent earthquakes and the need for a new philosophy for earthquake-resistant design. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119, 499–507. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2017.11.024>
- Tian, Y., Sun, C., Lu, X., & Huang, Y. (2020). Quantitative Analysis of Site-city Interaction Effects on Regional Seismic Damage of Buildings. <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1828199>, 26(8), 4365–4385. <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1828199>
- Zameeruddin, M., & Sangle, K. K. (2021). Performance-based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Moment Resisting Frame. *Journal of King Saud University - Engineering Sciences*, 33(3), 153–165. <https://doi.org/10.1016/J.JKSUES.2020.04.005>
- Zareie, S., Ahmad, R., Zabihollah, A., & Issa, A. S. (2021). Dynamic response of frame structures with shape memory alloy -magnetorheological fluid-based bracing system by nonlinear time-history analysis. *Journal of Building Engineering*, 43, 102914. <https://doi.org/10.1016/J.JOBE.2021.102914>
- Zhang, R., Wang, D., Chen, X., & Li, H. (2020). Weighted and Unweighted Scaling Methods for Ground Motion Selection in Time-history Analysis of Structures. <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1788671>, 1–36. <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1788671>

ANEXOS

Anexo 1. Verificación de relación ancho-espesor en vigas con conexión a corte (Edificio de acero)

	Compacidad AISC 360		
	Patín (Rigidizado)		
	Valor Límite	Relación ancho-espesor	
	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	
	31.79	28	Cumple
	Alma (Rigidizado)		
	Valor Límite	Relación ancho-espesor	
	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{h}{t_w}$	
68.69	43	Cumple	

Fuente: El autor

Anexo 2. Verificación de relación ancho-espesor en vigas secundarias (Edificio de acero)

	Compacidad AISC 360		
	Patín (No rigidizado)		
	Valor Límite	Relación ancho-espesor	
	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	
	10.79	9.17	Cumple
	Alma (Rigidizado)		
	Valor Límite	Relación ancho-espesor	
$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{h}{t_w}$		
106.72	95.20	Cumple	
Miembros moderadamente dúctiles AISC 341			
Alma (Rigidizado)		Patín (No rigidizado)	
Valor límite	Relación ancho-espesor	Valor límite	Relación ancho-espesor
$5.4(1 - C_a)^{2.3} \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\frac{h}{t_w}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\frac{b}{t}$
134.422	95.00	9.46	9.00
Cumple		Cumple	

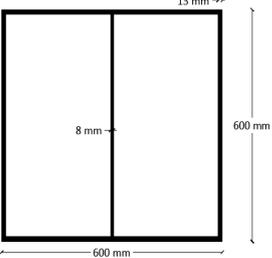
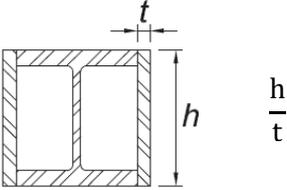
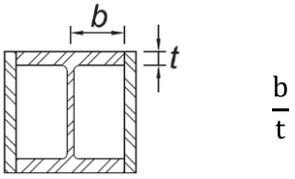
Fuente: El autor

Anexo 3. Verificación de relación ancho-espesor en vigas principales (Edificio de acero)

	Compacidad AISC 360		
	Patín (No rigidizado)		
	Valor Límite	Relación ancho-espesor	
	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	
	10.79	9.17	Cumple
	Alma (Rigidizado)		
	Valor Límite	Relación ancho-espesor	
$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{h}{t_w}$		
106.72	95.20	Cumple	
Miembros moderadamente dúctiles AISC 341			
Alma (Rigidizado)		Patín (No rigidizado)	
Valor límite	Relación ancho-espesor	Valor límite	Relación ancho-espesor
$5.4(1 - C_a)^{2.3} \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\frac{h}{t_w}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\frac{b}{t}$
134.42	95.2	9.46	9.167
Cumple		Cumple	

Fuente: El autor

Anexo 4. Verificación de relación ancho-espesor en columnas (Edificio de acero)

Miembros moderadamente dúctiles AISC 341				
		Pu	384.087	Tonf
		Ry	1.1	
		Ag	351.16	cm ²
		Fy	50	ksi
Alma (Rigidizado)				
Valor Límite			Relación ancho-espesor	
$C_a = \frac{P_U}{R_y f_y A_g} > 0.113$				
Ca	0.28	Cumple		
$2.61(1 - 0.49C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \geq 1.56 \sqrt{\frac{E}{R_y f_y}}$				
51.63	35.82	Cumple	46.15	Cumple
Patín (Rigidizado)				
Valor Límite			Relación ancho-espesor	
$1.00 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$				
22.96				
			22.08	Cumple

Fuente: El autor

Anexo 5. Especificaciones de losa tipo placa colaborante (Deck)

VOLÚMEN DE HORMIGÓN /M2		
	Espesor de losa (cm)	Hormigón (m3/m2)
Hormigón sobre la cresta. Espesor de la losa.	5	0.06950
	6	0.07954
	7	0.08954
	8	0.09954
	10	0.11954
	12	0.13954

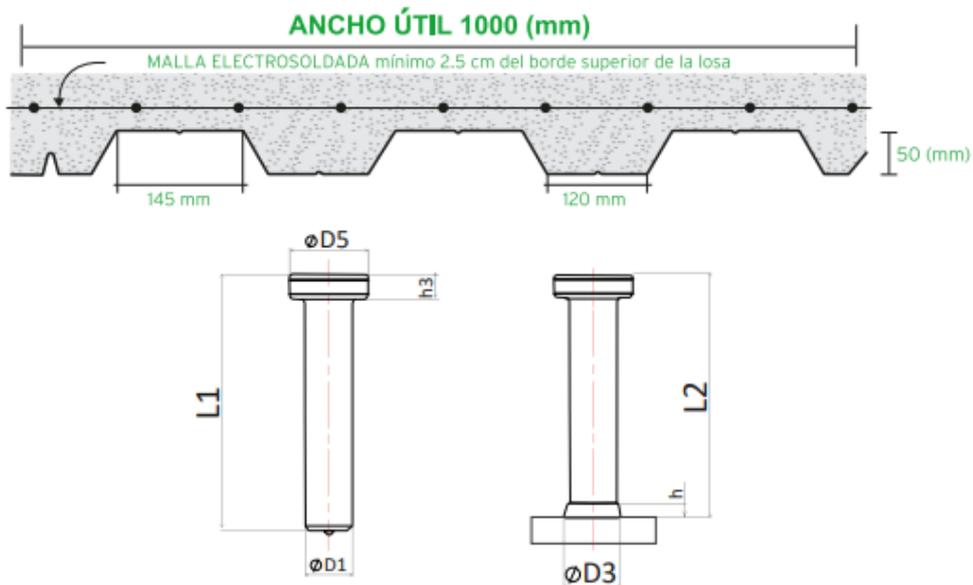


Tabla de Dimensiones de Conectores Tipo Nelson Stud que provee KUBIEC							Número de Ítem	Férula de Cerámica
Dimensiones (mm)								
D1	L1±1.6	D5	h3 Min.	D3c	hc	L1	AISI 1018	
16±0.25	45—225	32±0.4	7.1	21	4.5	4	801-16-xxx	UF16
19±0.4	45—255	32±0.4	9.5	23	6	4.5	801-19-xxx	UF19

Fuente: KUBIEC

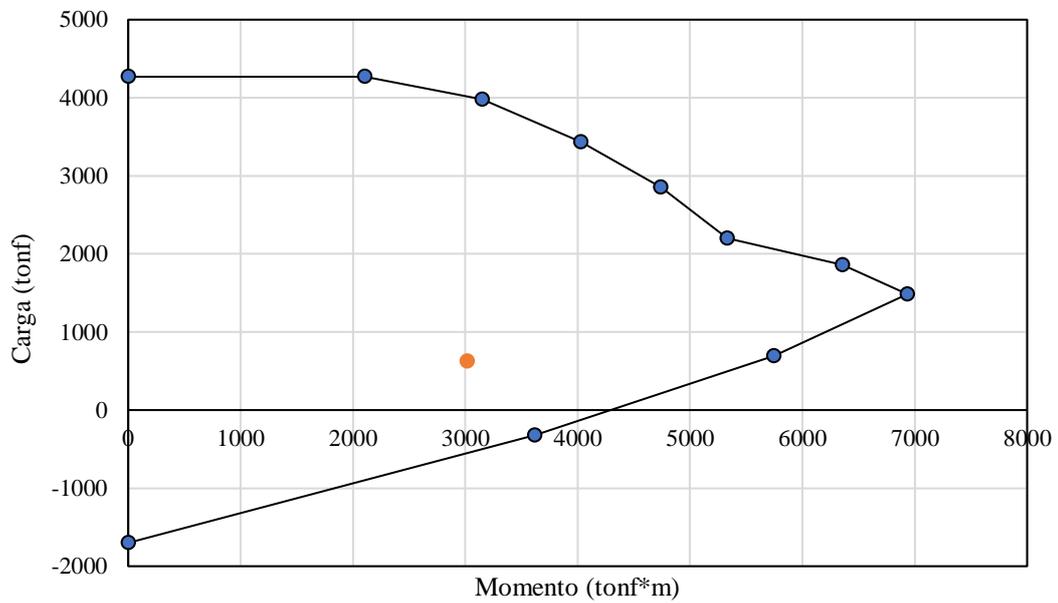
Anexo 6. Diseño de muro de corte para estructura de acero dual

Datos				
Vu	236.1443	tonf	Altura	30 m
Pu	626.6919	tonf	Espesor	45 cm
Mu	3019.465	tonf*m	Ancho	6 m
f'c	280	kgf/cm ²	fy	4200 kgf/cm ²
Verificación de elementos de confinamiento				
$\sigma = \frac{P_U}{A} \pm \frac{Mc}{I}$	A	2.7	m ²	$\sigma_{max} \geq 0.2f'_c$
	I	8.1	m ⁴	
	c	3	m	Requiere elementos de borde
	$\sigma+$	135.04	kgf/cm ²	$\sigma_{max} < 0.2f'_c$
	$\sigma-$	-88.62	kgf/cm ²	
	σ_{max}	135.04	kgf/cm ²	No requiere elementos de borde
σ	56	kgf/cm ²	Requiere elementos de borde	
Diseño de elementos de borde				
2t	0.90	m		
0.10L	0.60	m		
Se escoge el valor mayor				
Lc	1.00	m		
tc	0.45	m		
Cálculo del acero de refuerzo (borde)				
$P_{conf} = \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{L}$		Usar	24	28 mm
		As	147.79	cm ²
$\phi P_n = \phi(\phi_e[0.85f'_c(A_g) + f_y A_s])$		Pconf	917.24	tonf
		ϕ	0.7	
ϕ_{st}	10	mm	ϕ_e	0.8
S	8.05	cm	ϕP_n	947.37 Ton
$\phi P_n \geq P_U$		Resiste		
Diseño por corte				
$V_n = 2.6\sqrt{f'_c} A_{cw}$		Vn	1174.671	tonf
$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} A_{cw}$		Vc	239.45	tonf
$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$		Vs	38.36	tonf
Cálculo de acero horizontal Ash				
		Acv	2.7	m ²

$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw}f_y}$ $\rho_{h1} = \frac{V_s}{A_{cv}f_y}$			ρ_{h1}	0.0003	
			ρ_{h2}	0.0025	
			ρ_h	0.0025	
Ash	11.25	cm ²	Usar	4	20 mm
As	12.57	cm ²	S	25	cm
Cálculo de acero horizontal Asv					
$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L_m} \right) (\rho - 0.0025)$			ρ_{v1}	0.0025	
			ρ_{v2}	0.0025	
			ρ_v	0.0025	
Ash	11.25	cm ²	Usar	4	20 mm
As	12.57	cm ²	S	25	cm

Pu	626.69	Tonf
Mu	3019.47	tonf*m

Diagrama de Interacción



Fuente: El autor

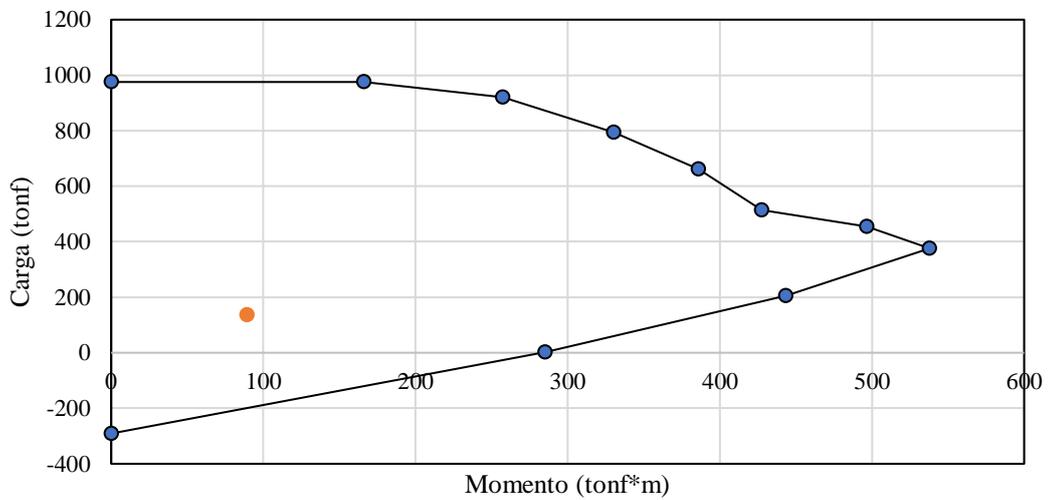
Anexo 7. Diseño de muro de corte para estructura de hormigón armado

Datos				
Vu	12.4274	tonf	Altura	13.5 m
Pu	137.174	tonf	Espesor	30 cm
Mu	89.4203	tonf*m	Ancho	2.2 m
f'c	280	kgf/cm ²	Fy	4200 kgf/cm ²
Verificación de elementos de confinamiento				
$\sigma = \frac{P_U}{A} \pm \frac{Mc}{I}$	A	0.66	m ²	$\sigma_{max} \geq 0.2f'_c$
	I	0.2662	m ⁴	
	c	1.1	m	Requiere elementos de borde
	σ^+	57.73	kgf/cm ²	$\sigma_{max} < 0.2f'_c$
	σ^-	-16.17	kgf/cm ²	
	σ_{max}	57.73	kgf/cm ²	No requiere elementos de borde
σ	56	kgf/cm ²	Requiere elementos de borde	
Diseño de elementos de borde				
2t	0.60	m		
0.10L	0.22	m		
Se escoge el valor mayor				
Lc	0.35	m		
tc	0.30	m		
Cálculo del acero de refuerzo (borde)				
$P_{conf} = \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{L}$	Usar	6	25 mm	
	As	29.25	cm ²	
$\phi P_n = \phi(\phi_e[0.85f'_c(A_g) + f_y A_s])$	Pconf	116.92	tonf	
	Ø	0.7		
Øst	16	mm	Øe	0.8
S	10.98	cm	ØPn	209.22 Ton
$\phi P_n \geq P_U$			Resiste	
Diseño por corte				
$V_n = 2.6\sqrt{f'_c} A_{cw}$	Vn	287.142	tonf	
$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} A_{cw}$	Vc	58.53	tonf	
$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$	Vs	-43.91	tonf	
Cálculo de acero horizontal Ash				
			Acv	0.66m ²

$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw}f_y}$ $\rho_{h1} = \frac{V_s}{A_{cv}f_y}$			ρ_{h1}	0.0016	
			ρ_{h2}	0.0025	
			ρ_h	0.0025	
Ash	7.5	cm ²	Usar	5	16 mm
As	10.06	cm ²	S	20	cm
Cálculo de acero horizontal Asv					
$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L_m} \right) (\rho - 0.0025)$			ρ_{v1}	0.0025	
			ρ_{v2}	0.0025	
			ρ_v	0.0025	
Ash	7.5	cm ²	Usar	5	16 mm
As	10.06	cm ²	S	20	cm

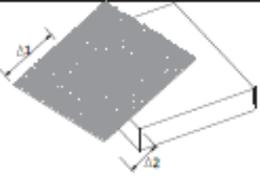
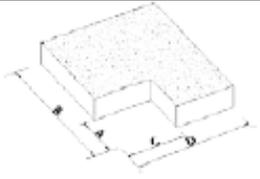
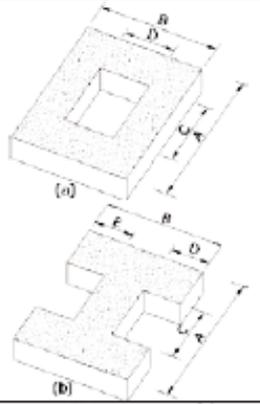
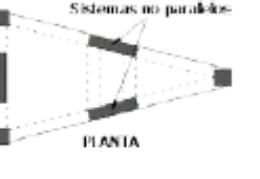
Pu	137.17	Tonf
Mu	89.42	tonf*m

Diagrama de interacción



Fuente: El autor

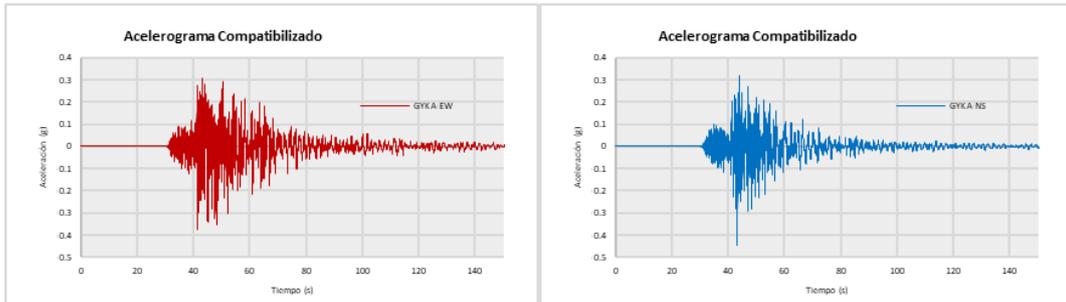
Anexo 8. Coeficientes de irregularidad en planta

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_n=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_n=0.9$ $A > 0.15B$ 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 $\phi_n=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[Cx D + Cx E] > 0.5Ax B$</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 $\phi_n=0.9$</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>	

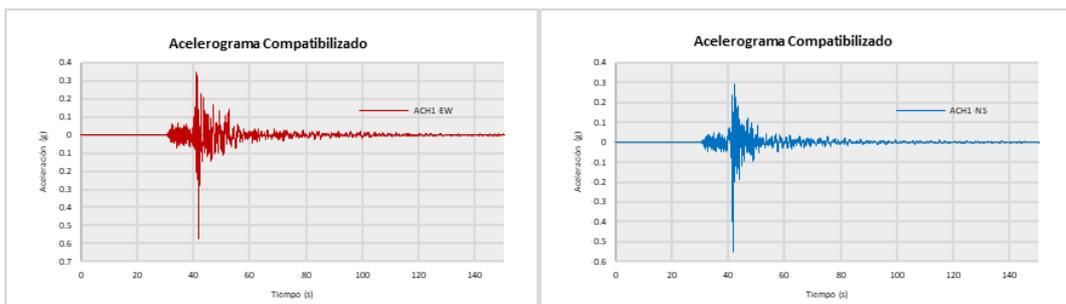
Fuente: NEC-SE-DS

Anexo 9. Registros espectro-compatibles empleados en el análisis tiempo historia

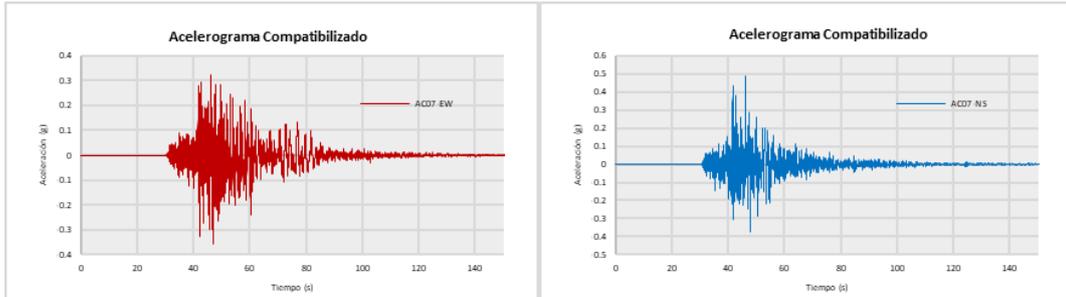
- GYKA



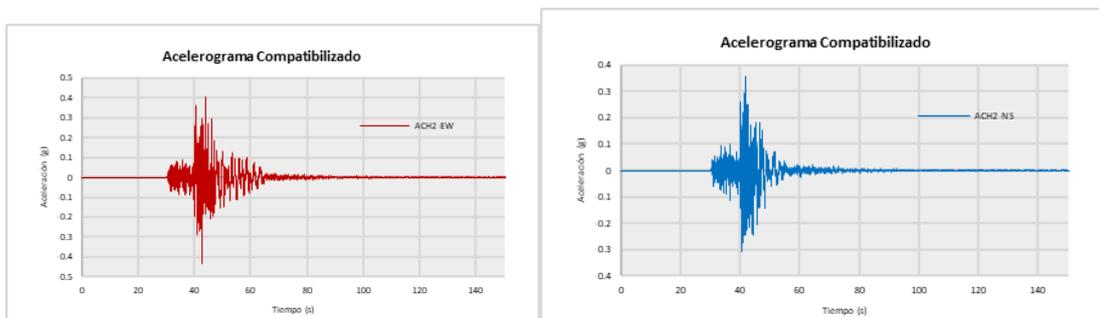
- ACH1



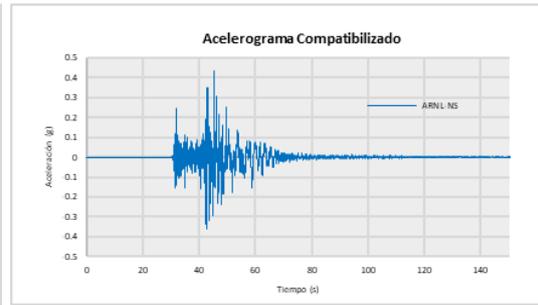
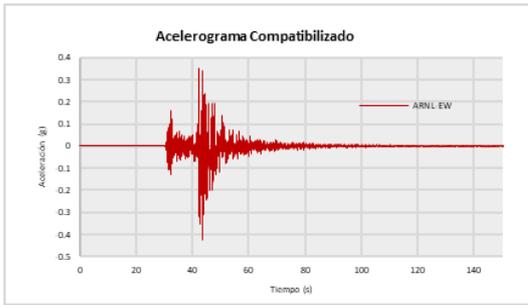
- AC07



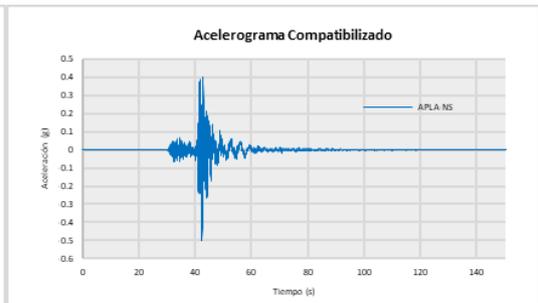
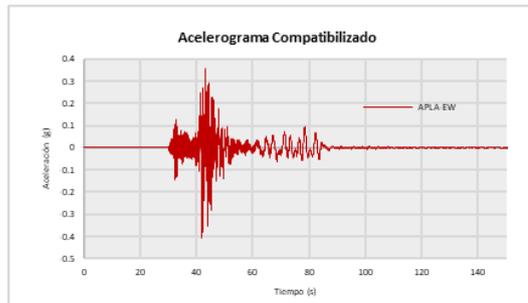
- ACH2



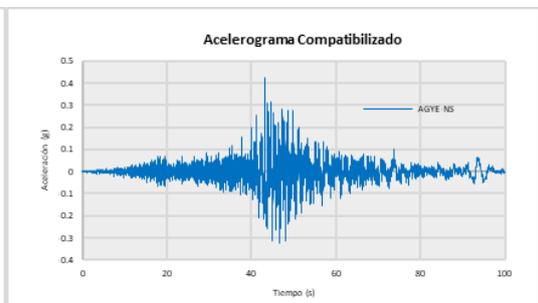
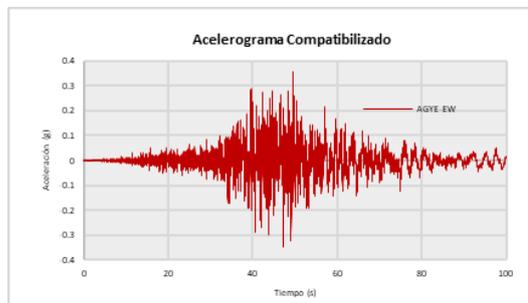
- ARNL



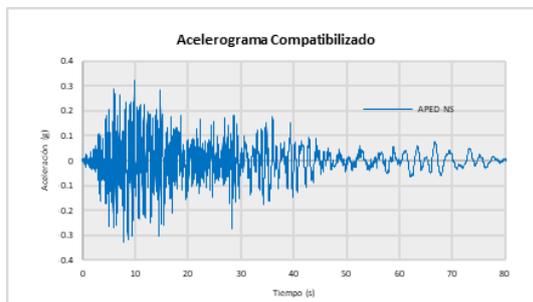
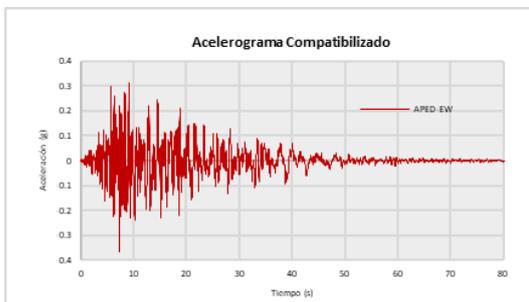
- APLA



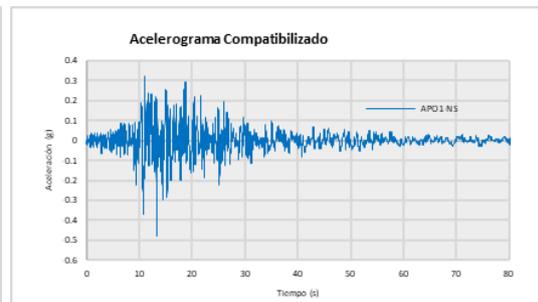
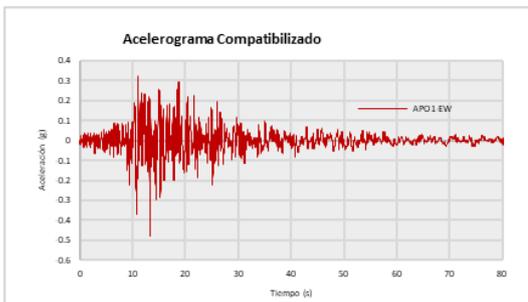
- AGYE



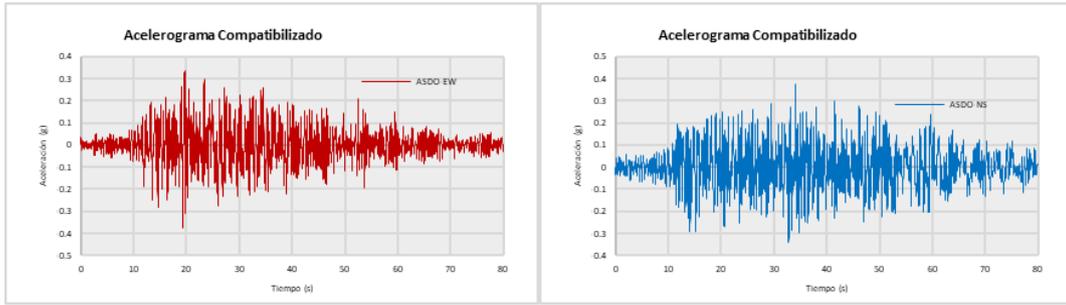
- APED



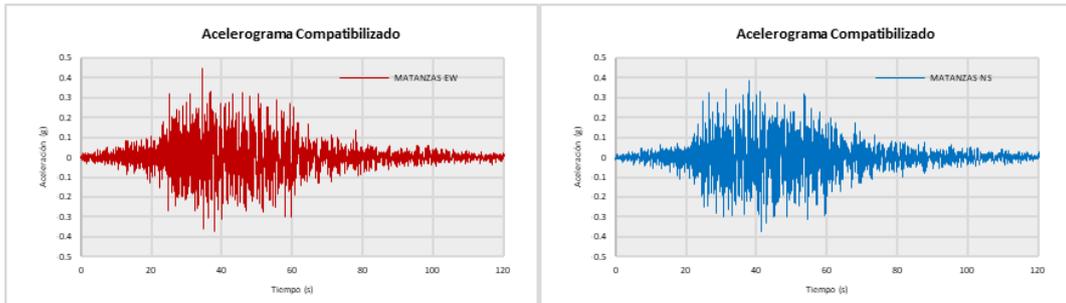
- APO1



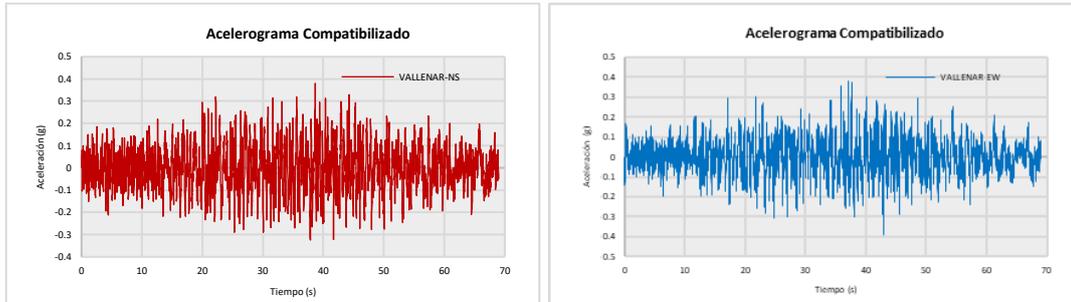
- ASDO



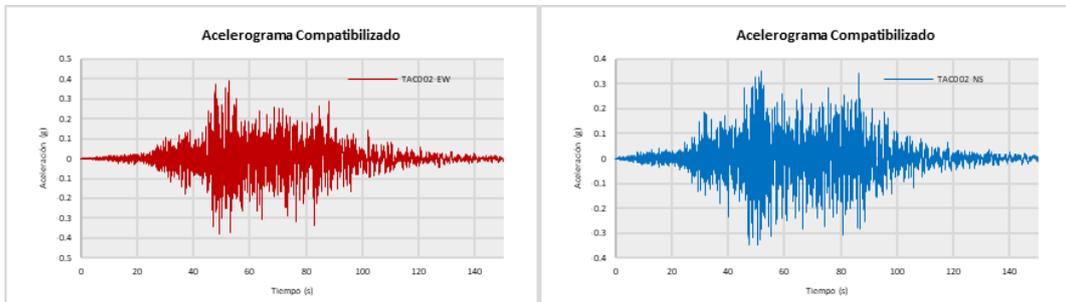
- MATANZAS



- VALLENAR



- TAC002



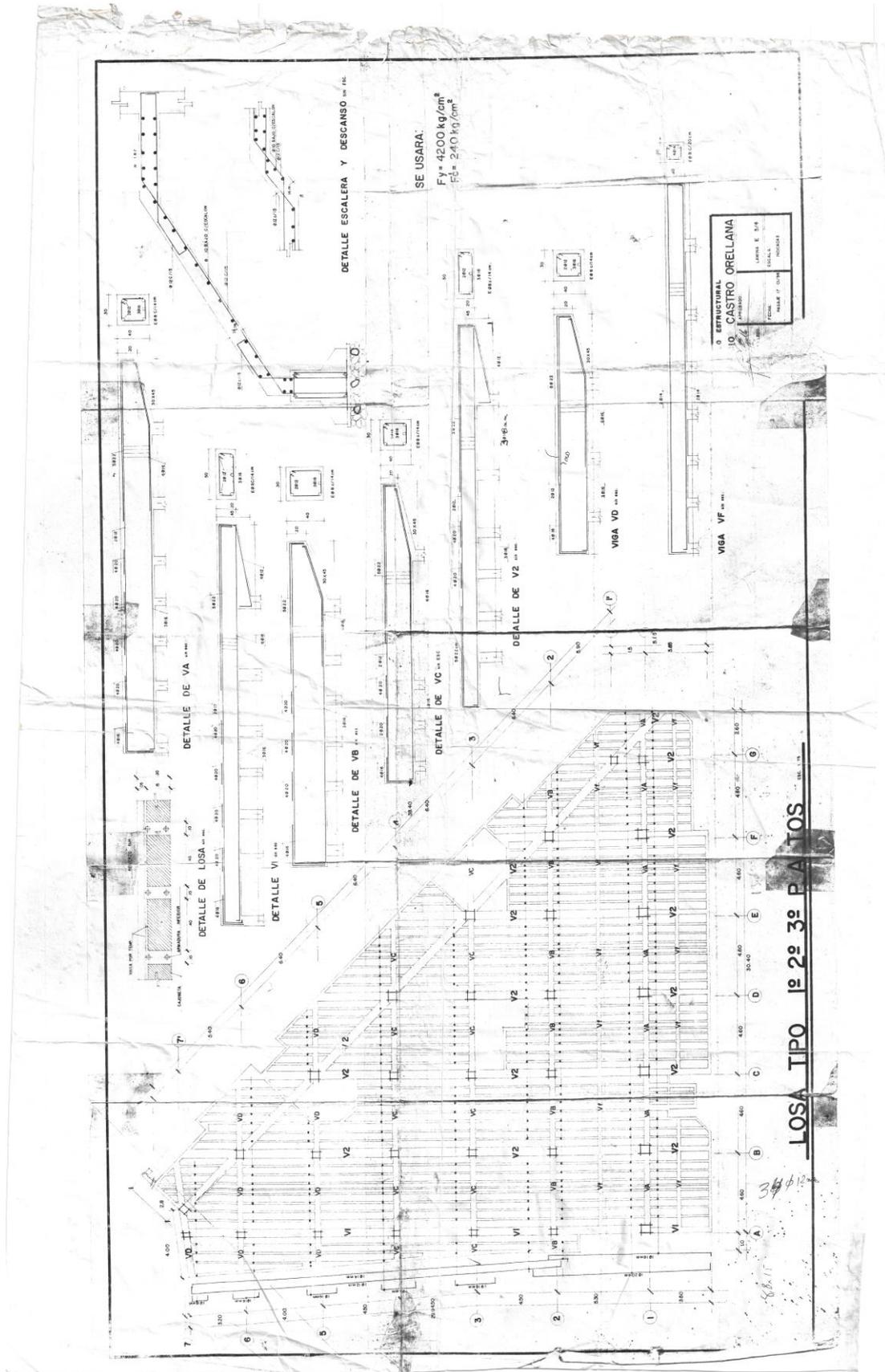
Fuente: El autor

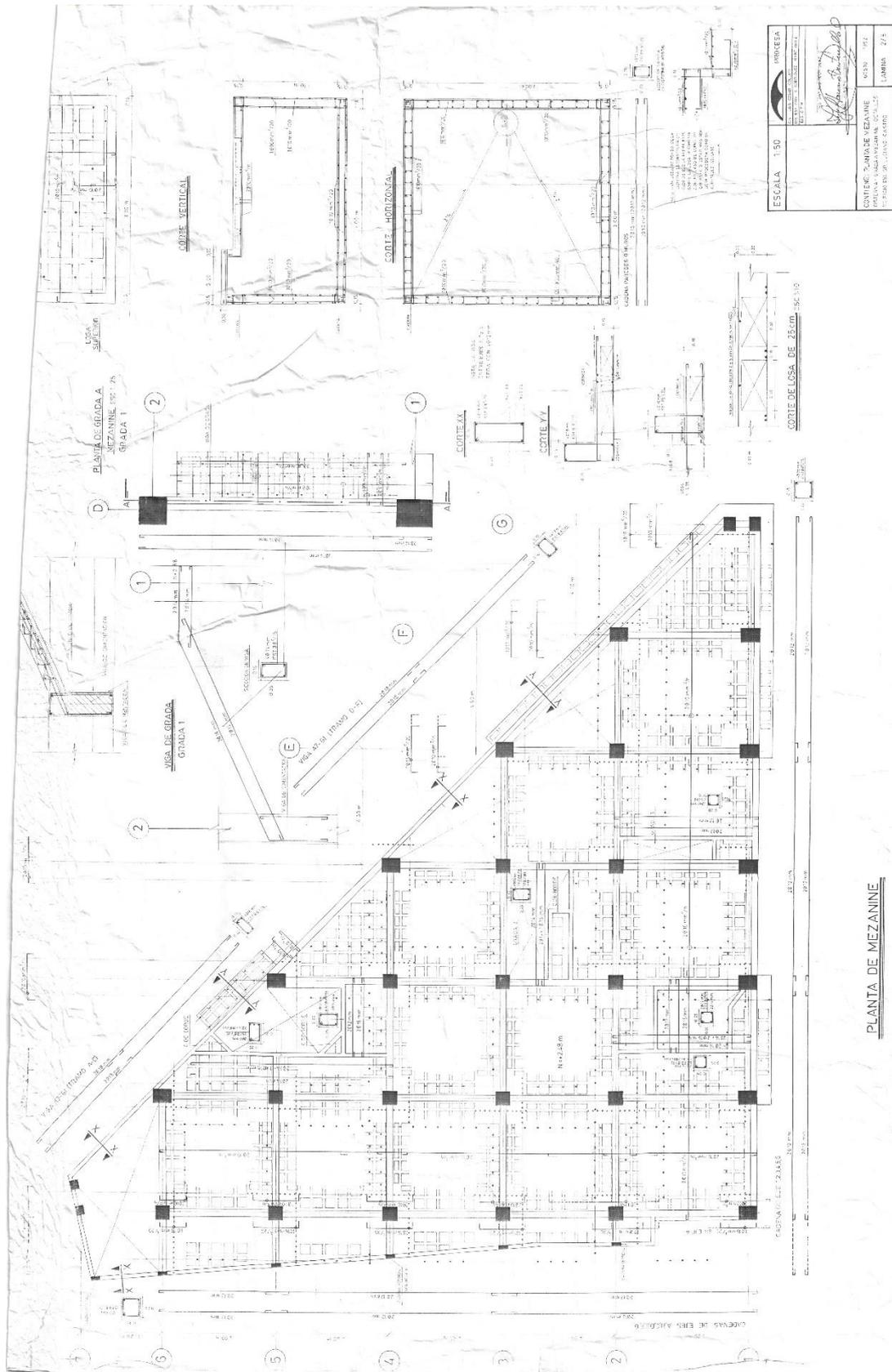
Anexo 10. Trabajo de campo - Recolección de información del edificio de hormigón armado



Fuente: El autor

Anexo 11. Planos estructurales del edificio de hormigón armado





Anexo 12. Structural Fragility Curve Parameters - High-Code Seismic Design Level

Building Properties			Interstory Drift at				Spectral Displacement (inches)								
Type	Height (inches)		Threshold of Damage State				Slight		Moderate		Extensive		Complete		
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	
W1	168	126	0.0040	0.0120	0.0400	0.1000	0.50	0.80	1.51	0.81	5.04	0.85	12.60	0.97	
W2	288	216	0.0040	0.0120	0.0400	0.1000	0.86	0.81	2.59	0.88	8.64	0.90	21.60	0.83	
S1L	288	216	0.0060	0.0120	0.0300	0.0800	1.30	0.80	2.59	0.76	6.48	0.69	17.28	0.72	
S1M	720	540	0.0040	0.0080	0.0200	0.0533	2.16	0.65	4.32	0.66	10.80	0.67	28.80	0.74	
S1H	1872	1123	0.0030	0.0060	0.0150	0.0400	3.37	0.64	6.74	0.64	16.85	0.65	44.93	0.67	
S2L	288	216	0.0050	0.0100	0.0300	0.0800	1.08	0.81	2.16	0.89	6.48	0.94	17.28	0.83	
S2M	720	540	0.0033	0.0067	0.0200	0.0533	1.80	0.67	3.60	0.67	10.80	0.68	28.80	0.79	
S2H	1872	1123	0.0025	0.0050	0.0150	0.0400	2.81	0.63	5.62	0.63	16.85	0.64	44.93	0.71	
S3	180	135	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.54	0.81	1.08	0.82	3.24	0.91	9.45	0.90	
S4L	288	216	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.86	0.89	1.73	0.89	5.18	0.98	15.12	0.87	
S4M	720	540	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.44	0.77	2.88	0.72	8.64	0.70	25.20	0.89	
S4H	1872	1123	0.0020	0.0040	0.0120	0.0350	2.25	0.64	4.49	0.66	13.48	0.69	39.31	0.77	
SSL															
SSM															
SSH															
C1L	240	180	0.0050	0.0100	0.0300	0.0800	0.90	0.81	1.80	0.84	5.40	0.86	14.40	0.81	
C1M	600	450	0.0033	0.0067	0.0200	0.0533	1.50	0.68	3.00	0.67	9.00	0.68	24.00	0.81	
C1H	1440	864	0.0025	0.0050	0.0150	0.0400	2.16	0.66	4.32	0.64	12.96	0.67	34.56	0.78	
C2L	240	180	0.0040	0.0100	0.0300	0.0800	0.72	0.81	1.80	0.84	5.40	0.93	14.40	0.92	
C2M	600	450	0.0027	0.0067	0.0200	0.0533	1.20	0.74	3.00	0.77	9.00	0.68	24.00	0.77	
C2H	1440	864	0.0020	0.0050	0.0150	0.0400	1.73	0.68	4.32	0.65	12.96	0.66	34.56	0.75	
C3L															
C3M															
C3H															
PC1	180	135	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.54	0.76	1.08	0.86	3.24	0.88	9.45	0.99	
PC2L	240	180	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.72	0.84	1.44	0.88	4.32	0.98	12.60	0.94	
PC2M	600	450	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.20	0.77	2.40	0.81	7.20	0.70	21.00	0.82	
PC2H	1440	864	0.0020	0.0040	0.0120	0.0350	1.73	0.64	3.46	0.66	10.37	0.68	30.24	0.81	
RM1L	240	180	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.72	0.84	1.44	0.86	4.32	0.92	12.60	1.01	
RM1M	600	450	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.20	0.71	2.40	0.81	7.20	0.76	21.00	0.75	
RM2L	240	180	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.72	0.80	1.44	0.81	4.32	0.91	12.60	0.98	
RM2M	600	450	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.20	0.71	2.40	0.79	7.20	0.70	21.00	0.73	
RM2H	1440	864	0.0020	0.0040	0.0120	0.0350	1.73	0.66	3.46	0.65	10.37	0.66	30.24	0.72	
URML															
URMM															
MH	120	120	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.48	0.91	0.96	1.00	2.88	1.03	8.40	0.92	

Fuente: HAZUS