



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE AISLADORES SÍSMICOS EN LA
RESPUESTA MODAL DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE
HORMIGÓN ARMADO

ZAGAL CORONEL BRYAN ADRIAN
INGENIERO CIVIL

MACHALA
2019



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Análisis de la influencia de aisladores sísmicos en la respuesta modal de estructuras aporticadas de hormigón armado

**ZAGAL CORONEL BRYAN ADRIAN
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2019**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO TITULACIÓN
ANÁLISIS DE CASOS

Análisis de la influencia de aisladores sísmicos en la respuesta modal de estructuras
aporticadas de hormigón armado

ZAGAL CORONEL BRYAN ADRIAN
INGENIERO CIVIL

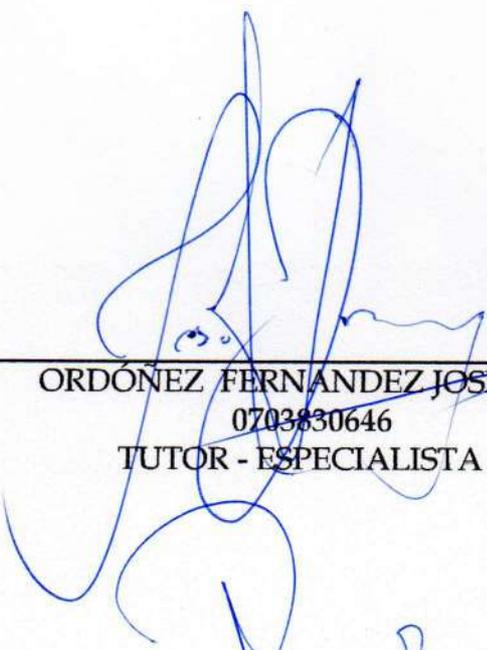
ORDÓÑEZ FERNANDEZ JOSÉ LUIS

MACHALA, 16 DE SEPTIEMBRE DE 2019

MACHALA
2019

Nota de aceptación:

Quienes suscriben, en nuestra condición de evaluadores del trabajo de titulación denominado Análisis de la influencia de aisladores sísmicos en la respuesta modal de estructuras aporricadas de hormigón armado, hacemos constar que luego de haber revisado el manuscrito del precitado trabajo, consideramos que reúne las condiciones académicas para continuar con la fase de evaluación correspondiente.



ORDÓÑEZ FERNANDEZ JOSÉ LUIS
0703830646
TUTOR - ESPECIALISTA 1



CARRION ROMERO LEYDEN OSWALDO
0703989962
ESPECIALISTA 2



CABRERA GORDILLO JORGE PAUL
0703092874
ESPECIALISTA 3

Machala, 16 de septiembre de 2019

AISLADORES SISMICOS

por Bryan Zagal

Fecha de entrega: 10-sep-2019 09:32p.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 1170562033

Nombre del archivo: BRYAN ZAGAL..docx (8.93M)

Total de palabras: 17577

Total de caracteres: 95174

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

El que suscribe, ZAGAL CORONEL BRYAN ADRIAN, en calidad de autor del siguiente trabajo escrito titulado Análisis de la influencia de aisladores sísmicos en la respuesta modal de estructuras aporticadas de hormigón armado, 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.

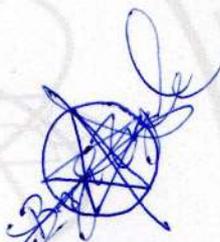
El autor declara que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

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.

Machala, 16 de septiembre de 2019



ZAGAL CORONEL BRYAN ADRIAN
0704612548

AISLADORES SISMICOS

INFORME DE ORIGINALIDAD

9%

INDICE DE SIMILITUD

7%

FUENTES DE
 INTERNET

0%

PUBLICACIONES

6%

TRABAJOS DEL
 ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1

repositorio.unesum.edu.ec

Fuente de Internet

1%

2

www.ce.berkeley.edu

Fuente de Internet

1%

3

Submitted to Pontificia Universidad Catolica del
 Peru

Trabajo del estudiante

1%

4

docplayer.es

Fuente de Internet

<1%

5

dspace.ucuenca.edu.ec

Fuente de Internet

<1%

6

repositorio.unsa.edu.pe

Fuente de Internet

<1%

7

Submitted to Universidad Cesar Vallejo

Trabajo del estudiante

<1%

8

repositorio.unp.edu.pe

Fuente de Internet

<1%

DEDICATORIA

Este trabajo va dedicado a mi familia por haberme brindado su apoyo durante todo este proceso académico, especialmente a mi hermano por haber compartido conmigo no sólo esta etapa de estudio sino también la vida.

AGRADECIMIENTO

Quiero hacer una mención especial a María Daniela Garcés quién supo brindar los instrumentos para seguir con el avance de este proyecto y a Dennys Zagal Coronel quién supo contribuir en parte del análisis de la estructura, también agradecer a los docentes de la Institución Académica de Ingeniería Civil por impartir las bases del conocimiento que servirían de preámbulo para la realización de este trabajo.

RESUMEN

Debido a la alta actividad sísmica y a las cuantiosas pérdidas tanto económicas como humanas del pasado terremoto ocurrido el 16 de abril de 2016 en la ciudad de Pedernales, quedó en evidencia la necesidad de mejorar no sólo la rigurosidad de la Norma Ecuatoriana de la Construcción en los capítulos correspondientes a Diseño sísmico y Hormigón Armado, sino también la implementación de sistemas de protección sísmica en las edificaciones tanto esenciales como de ocupación especial, no únicamente por la prevención de colapso de la estructura sino también para preservar la vida y conservar el buen estado de los elementos no estructurales.

Inicialmente se presentará el uso, la importancia, la localidad, el tipo de perfil de suelo, el tipo de material por el cual estará constituido la estructura y se determinarán sus dimensiones. En el análisis estructural es necesario modelar los lineamientos y las características a considerar en el software comercial para análisis de estructuras, todo esto para una mejor corroboración con los datos obtenidos mediante el cálculo manual. La estimación de las cargas a aplicar en la estructura y las propiedades de los materiales será realizado acorde a los valores que nos impone la Norma Ecuatoriana de la Construcción para carga viva, carga muerta y peso específico de los materiales, consiguientemente se determinarán las propiedades físicas de la estructura tales como la matriz de masa y la matriz de rigidez, ambas necesarias para el cálculo del periodo y de los modos de vibración.

Una vez realizado el análisis modal se resolverá si la estructura se traslada o no a torsión en el periodo fundamental de vibración y qué participación de masa posee, luego se realizará el análisis sísmico lineal mediante el Método Beta de Newmark con un registro sintético de aceleraciones con el fin de obtener las respuestas dinámicas de la estructura y las derivas de piso comparándolas con el máximo permitido por la NEC-2015.

Para establecer las propiedades de diseño de los aisladores es necesario determinar la carga máxima que soportará el aislador como resultado de las combinaciones de carga en el software comercial para análisis de estructuras y mediante el uso de la norma precisar el espectro de diseño para poder determinar el desplazamiento de la estructura, se escogerá el aislador que mejor cumpla con las condiciones mínimas de capacidad y desplazamiento y se calculará la rigidez efectiva, el amortiguamiento y las demás propiedades de diseño.

El análisis de la estructura aislada será idealizado como lo propone el método simplificado de Pan y Kelly y se calcularán sus respectivas matrices de rigidez y masa para posteriormente establecer el periodo fundamental de la estructura y su participación modal.

Finalmente, para observar el comportamiento dinámico de la estructura aislada se pretende realizar un análisis doble mediante el Método Beta de Newmark, el primero precisará de analizar a la estructura con sistema de aislamiento como lo propone el método de Pan y Kelly y mediante el registro sintético encontrar las respuestas dinámicas de la base, el segundo análisis consistirá en realizar un análisis paso a paso ya no con el registro sintético, sino, con las respuestas dinámicas de la base y de los resultados obtenidos examinar las derivas conforme a lo estipulado en la NEC-2015.

Palabras claves: Modos de vibración, aisladores de elastómero, análisis paso a paso en el tiempo, derivas, superestructura.

ABSTRACT

Due to the high seismic activity and the large economic and human losses of the last earthquake that occurred on April 16, 2016 in the city of Pedernales, the need to improve not only the rigor of the Ecuadorian Construction Standard in the chapters corresponding to Seismic Design and Reinforced Concrete, but also the implementation of seismic protection systems in both essential and special occupation buildings, not only for the prevention of collapse of the structure but also to preserve life and preserve the good state of Non-structural elements

Initially, the use, importance, location, type of soil profile, the type of material by which the structure will be constituted and its dimensions will be determined. In the structural analysis it is necessary to model the guidelines and the characteristics to be considered in the commercial software for structure analysis, all this for a better corroboration with the data obtained through the manual calculation. The estimation of the loads to be applied in the structure and properties of the materials will be made according to the values imposed by the Ecuadorian Construction Standard for live load, dead load and specific weight of the materials, consequently the physical properties will be determined of the structure such as the mass matrix and the stiffness matrix, both necessary for the calculation of the period and the vibration modes.

Once the modal analysis is carried out, it will be resolved whether or not the structure is transferred to torsion in the fundamental period of vibration and what mass participation it has, then the linear seismic analysis will be carried out using the Newmark Beta Method with a synthetic acceleration register with in order to obtain the dynamic responses of the structure and floor drifts by comparing them with the maximum allowed by the NEC-2015.

In order to establish the design properties of the insulators it is necessary to determine the maximum load that the insulator will bear as a result of the load combinations in the

commercial software for structure analysis and by using the standard specify the design spectrum to be able to determine the structure displacement, the insulator that best meets the minimum capacity and displacement conditions will be chosen and effective stiffness, damping and other design properties will be calculated.

The analysis of the isolated structure will be idealized as proposed by the simplified Pan and Kelly method and their respective stiffness and mass matrices will be calculated to subsequently establish the fundamental period of the structure and its modal participation.

Finally, to observe the dynamic behavior of the isolated structure, it is intended to perform a double analysis using the Newmark Beta Method, the first one will need to analyze the structure with isolation system as proposed by the Pan and Kelly method and through the synthetic register To find the dynamic responses of the base, the second analysis will consist of performing a step-by-step analysis no longer with the synthetic record, but, with the dynamic responses of the base and the results obtained examining the drifts in accordance with the provisions of the NEC -2015.

Keywords: Vibration modes, elastomer insulators, step-by-step analysis in time, drifts, superstructure.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	18
CAPÍTULO I.....	20
1. GENERALIDADES DEL OBJETO DE ESTUDIO.....	20
1.1 Definición y contextualización del objeto de estudio.....	20
1.1.1 Localización geográfica.....	21
1.2 Hechos de interés.....	21
1.3 Objetivos de la investigación.....	23
1.3.1 Objetivo general.....	23
1.3.2 Objetivos específicos.....	23
CAPÍTULO II.....	24
2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICO-EPISTEMOLÓGICA DEL ESTUDIO.....	24
2.1 Descripción del enfoque epistemológico de referencia.....	24
2.2 Bases teóricas de la investigación.....	25
2.2.1 Sistemas de protección sísmica.....	25
2.2.2 Sistemas de aislación sísmica de base.....	27
2.2.3 Principio y consideraciones en el análisis de estructuras aisladas.....	30
2.2.4 Propiedades de los aisladores.....	34
2.2.5 Influencia del sismo en la estructura.....	35
2.2.6 Carga sísmica y condiciones del suelo.....	37
2.2.7 Propiedades intrínsecas de la estructura.....	44
2.2.8 Análisis paso a paso en el tiempo.....	53
2.2.9 Métodos de análisis sísmico espacial para estructuras con aisladores.....	56
CAPÍTULO III.....	58
3. PROCESO METODOLÓGICO.....	58
3.1 Diseño o tradición de investigación seleccionada.....	58
3.2 Proceso de recolección de datos en la investigación.....	58
3.3 Sistema de categorización en el análisis de datos.....	58
CAPÍTULO IV.....	60
4. RESULTADO DE LA INVESTIGACIÓN.....	60
4.1 Descripción y argumentación teórica de resultados.....	60
4.1.1 Modelado estructural.....	60
4.1.2 Estimación de sobrecargas en la estructura.....	62
4.1.3 Consideraciones para el análisis.....	63
4.1.4 Matriz de masa de la estructura.....	63
4.1.5 Matriz de rigidez de la estructura.....	67

4.1.6 Respuesta Modal de la estructura	72
4.1.7 Respuesta dinámico lineal de la estructura.	75
4.1.8. Espectro elástico horizontal de diseño.	78
4.1.9 Determinación de las propiedades del Aislador.	83
4.1.10 Método de Pan y Kelly.....	86
4.1.11 Respuesta Modal de la estructura aislada.	91
4.2 Conclusiones.	94
4.3 Recomendaciones.	94
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	96
ANEXOS.....	100

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Edificio con irregularidad en elevación.....	20
Figura 2. Estructuras que no presentan la debida separación.	21
Figura 3. Ubicación de la estructura.	21
Figura 4. Esquematzación de los sistemas de protección sísmica.	25
Figura 5. Estructura con sistema de control activo.....	25
Figura 6. Estructura con sistema de control semi-activo.....	26
Figura 7. Estructuras con sistema pasivo de disipación de energía.....	26
Figura 8. Aislador de elastómero de bajo amortiguamiento (LDRB).	27
Figura 9. Aislador de elastómero de alto amortiguamiento (HDRB).....	28
Figura 10. Aislador de elastómero con núcleo de plomo (LRB).	28
Figura 11. Apoyo deslizante plano.....	29
Figura 12. Péndulo friccional.	30
Figura 13. Principio del sistema de aislación.	30
Figura 14. Diagrama de histéresis.....	32
Figura 15. Dimensiones del aislador y la placa de montaje.	35
Figura 16. Amplitud y periodo de un registro sísmico.	35
Figura 17. Variación de la respuesta con la distancia al epicentro.....	36
Figura 18. Espectro de respuesta para un registro de aceleración determinado.....	37
Figura 19. Mapa de zonificación sísmica.	37
Figura 20. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.	40
Figura 21. Tipos de irregularidad en planta.....	42
Figura 22. Relación entre el periodo de la estructura con el periodo un sismo.	45
Figura 23. Interpretación del modo de vibrar de una estructura simple.....	45
Figura 24. Primeros modos de vibración para una estructura de varios pisos.	46
Figura 25. Coeficientes de rigidez para un elemento horizontal,.....	48
Figura 26. Expansión modal de una estructura de dos niveles.	52
Figura 27. Grados de libertad del sistema de aislamiento y de la superestructura.	55
Figura 28. Modelo de cuerpo rígido.....	57
Figura 29. Modelado 3D de la estructura mediante software comercial.....	60
Figura 30. Estructura de cimentación.	61
Figura 31. Vista en planta del piso 1, 2 y 3.	62
Figura 32. Vista en planta del piso 4 o cubierta.	62
Figura 33. Partición de losa para simplicidad de análisis.	64
Figura 34. Registro de aceleraciones.	75
Figura 35. Desplazamientos máximos de la estructura en ambos sentidos.	76
Figura 36. Desplazamientos mínimos de la estructura en ambos sentidos.	77
Figura 37. Espectro de diseño y cortante basal.	82
Figura 38. Comparación de desplazamientos máximos en sentido X.	89
Figura 39. Comparación de desplazamientos máximos en sentido Y.	90

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1. Valores de reducción del factor B.....	32
Cuadro 2. Valor del factor de zona para la ciudad de Machala.....	38
Cuadro 3. Resultados del tipo de perfil de suelo de la ciudad de Machala.	38
Cuadro 4. Coeficientes de amplificación F_a para los distintos tipos de suelo.	39
Cuadro 5. Coeficientes de amplificación F_d para los distintos tipos de suelo.	39
Cuadro 6. Coeficientes F_s para los distintos tipos de suelo.....	40
Cuadro 7. Tipos de irregularidad en elevación.....	43
Cuadro 8. Área y peso correspondiente a la losa.	63
Cuadro 9. Masa de la estructura correspondiente a cada piso.	64
Cuadro 10. Abscisa del centro de masa para el primer piso.	65
Cuadro 11. Ordenada del centro de masa para el primer piso.....	65
Cuadro 12. Abscisa del centro de masa para el tercer piso.	65
Cuadro 13. Ordenada del centro de masa para el tercer piso.....	65
Cuadro 14. Abscisa del centro de masa del cuarto piso.	66
Cuadro 15. Ordenada del centro de masa para el cuarto piso.....	66
Cuadro 16. Resumen del centro de masa correspondiente a cada piso.	66
Cuadro 17. Inercia de masa para cada piso.	67
Cuadro 18. Coeficientes de rigidez en el sentido X.....	68
Cuadro 19. Coeficientes de rigidez en el sentido Y	68
Cuadro 20. Coeficientes de rigidez de viga	68
Cuadro 21. Resumen de periodos de la estructura.....	73
Cuadro 22. Participación de masa en cada uno de los modos de vibración.	74
Cuadro 23. Comparación de resultados con software comercial.	75
Cuadro 24. Comparación de desplazamiento máximos.	76
Cuadro 25. Comparación de desplazamientos mínimos.....	76
Cuadro 26. Derivas con aceleración positiva.....	77
Cuadro 27. Derivas con aceleración negativa.....	77
Cuadro 28. Rigidez de piso en sentido X para cada uno de los pórticos.....	79
Cuadro 29. Rigidez de piso en sentido Y para cada uno de los pórticos.....	80
Cuadro 30. Cuadro de resultados de rigidez de piso.	80
Cuadro 31. Factores para el espectro de diseño en aceleraciones.....	82
Cuadro 32. Carga sísmica reactiva.....	83
Cuadro 33. Características principales del aislador.	84
Cuadro 34. Propiedades de diseño y dimensión del aislador.....	86
Cuadro 35. Rigidez por giro en sentido X	87
Cuadro 36. Rigidez por giro en sentido Y.	87
Cuadro 37. Rigidez por giro.....	88
Cuadro 38. Derivas para valores de aceleración positiva de la estructura aislada.	90
Cuadro 39. Derivas para valores de aceleración negativa de la estructura aislada.....	90
Cuadro 40. Resumen de periodos de la estructura aislada.....	91
Cuadro 41. Participación de masa en para la estructura aislada.	93
Cuadro 42. Participación de masa de la estructura aislada.	93

LISTA DE ANEXOS

Anexo 1. Vista en elevación del pórtico 1.	100
Anexo 2. Vista en elevación del pórtico 3.	101
Anexo 3. Vista en elevación del pórtico 4 y 5.....	102
Anexo 4. Vista en elevación del pórtico A.....	103
Anexo 5. Vista en elevación del pórtico E.....	104
Anexo 6. Grados de libertad del pórtico 1 y 2.	105
Anexo 7. Grados de libertad del pórtico 3.....	106
Anexo 8. Grados de libertad del pórtico 4 y 5.	107
Anexo 9. Grados de libertad del pórtico A, B, C y D.	108
Anexo 10. Grados de libertad del pórtico E, F, G y H.	109
Anexo 11. Propiedades de diseño de aisladores de elastómero.....	110
Anexo 12. Dimensiones para aisladores de elastómero.	111
Anexo 13. Valores de reducción sísmica R.....	112
Anexo 14. Peso sobre cada aislador expresado en Toneladas.....	113
Anexo 15. Abscisa del centro de masa del sistema de aislación	114
Anexo 16. Ordenada del centro de masa del sistema de aislación	115
Anexo 17. Momento de inercia del sistema de aislación.....	116
Anexo 18. Desplazamiento del sistema de aislación en sentido X.....	117
Anexo 19. Desplazamiento del sistema de aislación en sentido Y.....	118
Anexo 20. Velocidad en el sistema de aislación en el sentido X.....	119
Anexo 21. Velocidad en el sistema de aislación en el sentido Y.....	120
Anexo 22. Aceleración del sistema de aislación en sentido X.....	121
Anexo 23. Aceleración del sistema de aislación en sentido Y.....	122
Anexo 24. Dinámica del primer piso en sentido X.....	123
Anexo 25. Dinámica del primer piso en Y.....	124
Anexo 26. Dinámica del segundo piso en sentido X.	125
Anexo 27. Dinámica del segundo piso en Y.....	126
Anexo 28. Dinámica del tercer piso en X.....	127
Anexo 29. Dinámica del tercer piso en Y.....	128
Anexo 30. Dinámica del cuarto piso en X.....	129
Anexo 31. Dinámica del cuarto piso en Y.....	130

INTRODUCCIÓN.

Ecuador es un país considerado altamente sísmico debido a su ubicación dentro del denominado “cinturón de fuego del pacífico”, la región norte del Ecuador se encuentra dentro de la micro-placa denominada “Bloque andino” que forma parte de la placa sudamericana y debido a su interacción con las placas de Cocos, Caribe y Nazca, esta última registrando una velocidad aproximada de 47mm en dirección Noreste ocasionan una mayor cantidad de sismos con respecto de la región sur. [1] Este comportamiento dinámico ha generado un sistema de fallas denominado “Sistema mayor dextral” que en conjunto con la subducción presentada en la costa del país se han convertido en las principales fuentes generadoras de sismos. [2]

La ocurrencia de estos eventos se puede anticipar gracias a la evaluación del registro histórico sísmico, las cuáles quedan definidas en dos etapas cada una de 50 años, teniendo así una elevada actividad sísmica en sus dos primeras décadas seguida de una o dos décadas de pasividad para finalmente reavivar su actividad dando paso a la etapa posterior, cabe recalcar que la primera etapa registra sismos de mucha mayor magnitud es decir en los primeros 50 años de cada siglo. [3]

Por ello es importante considerar la posibilidad de que durante la vida útil de una edificación pueda llegar a tener lugar un evento sísmico de considerada magnitud, especialmente en las estructuras esenciales y de ocupación especial debido a que en un sismo es de vital importancia que las estructuras se mantengan en óptimas condiciones para salvaguardar la integridad de sus ocupantes y/o posteriormente poder asistir a los posibles afectados sin ninguna dificultad.

En el Ecuador la NEC-2015 es la norma encargada de regir los requerimientos y la metodología para la construcción estableciendo parámetros sobre la configuración de la estructura y criterios a considerar para el cálculo estructural con el fin de reducir la vulnerabilidad de las edificaciones y el riesgo de ser afectadas ante cualquier eventualidad sísmica.

La configuración estructural juega un papel importante en el desempeño de una estructura ante sollicitaciones sísmicas, puesto que la mayoría de estructuras irregulares han presentado un comportamiento inadecuado llegando incluso al colapso de las mismas [4], en el pasado terremoto ocurrido en Pedernales el 16 de Abril se pudo

evidenciar que las estructuras con aisladores sísmicos tuvieron un óptimo desempeño pese a encontrarse en la zona del epicentro [5], por lo antes mencionado y por la cantidad de afectados se ha optado realizar el siguiente trabajo titulado "Análisis de la influencia de aisladores sísmicos en la respuesta modal de estructuras aporticadas de hormigón armado" para analizar la influencia de los aisladores sísmicos, más específicamente los de elastómero, en el modo fundamental de vibración de una estructura irregular y dicho sea de paso examinar su importancia en la mitigación de respuestas dinámicas bajo un comportamiento elástico de la estructura controlando las derivas máximas de piso permitidas por la NEC-15 del 2%. [6]

El presente trabajo se desarrollará en cuatro capítulos que se describen a continuación:

Capítulo I: Se refiere a las generalidades del objeto de estudio, en donde se describen las características de las estructuras y los objetivos por los cuales realizará el análisis.

Capítulo II: Se definen las variables y la fundamentación teóricas del procedimiento y las variables con las que se trabaja para el análisis.

Capítulo III: Se describe el proceso metodológico del análisis desde la recolección de datos hasta la obtención de resultados.

Capítulo IV: Se presentan los resultados obtenidos de la investigación realizada con su respectiva argumentación teórica.

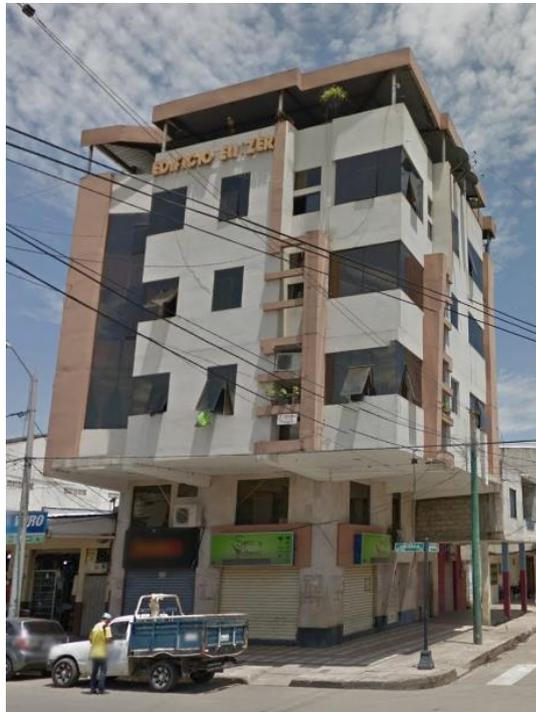
CAPÍTULO I

1. GENERALIDADES DEL OBJETO DE ESTUDIO.

1.1 Definición y contextualización del objeto de estudio.

En la ciudad de Machala existen algunas estructuras que presentan irregularidades tanto en planta como en elevación, en Figura 1 se puede evidenciar un edificio ubicado entre la Av. Arizaga y Buenavista que presenta un cambio brusco de rigidez y masa entre la planta baja y los pisos superiores haciéndola susceptible a daños estructurales en caso de ocurrencia de un terremoto de considerable magnitud en la zona.

Figura 1. Edificio con irregularidad en elevación.



Fuente: Google maps.

Otro de los principales problemas que se presentan muy comúnmente en la ciudad es el de estructuras conjuntas que no cuentan con la debida separación tal y como se muestra en Figura 2, el conjunto de edificaciones se encuentra ubicado en la calle Napoleón Mera frente al colegio “Luis Amando Ugarte”, estas edificaciones tienen diferentes periodos y modos de vibración por lo que su comportamiento ante cargas dinámicas será diferente pudiendo afectar a las estructuras aledañas.

Figura 2. Estructuras que no presentan la debida separación.

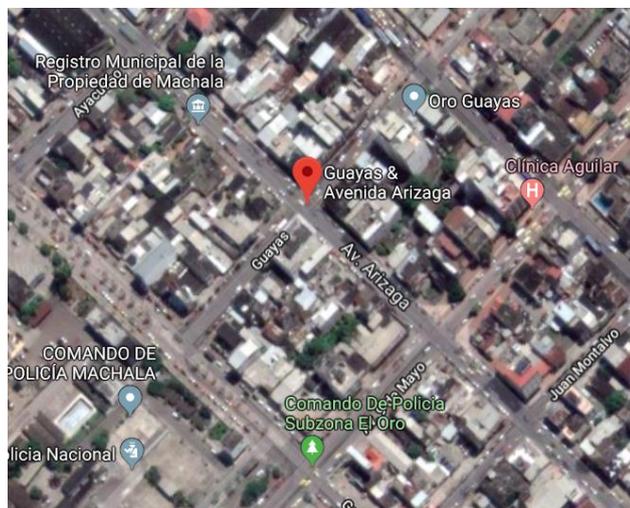


Fuente: Google maps.

1.1.1 Localización geográfica.

La estructura a analizar será idealizada como si estuviese ubicada en la intersección de las calles Guayas y Av. Arízaga, debido a que el estudio de suelo del sector indica que el tipo de perfil de suelo es pobre.

Figura 3. Ubicación de la estructura.



Fuente: Google maps.

1.2 Hechos de interés.

El primer terremoto registrado data del año 1584 pero no fue hasta después de la década de los 80's que se empezaron a registrar mediante el uso de sismógrafos y acelerógrafos [7], otros eventos telúricos de gran importancia son los ocurridos en

Riobamba en el año de 1797 y el sismo ocurrido el 22 de febrero de 1757 en la provincia de Cotopaxi que afectó principalmente a las ciudades de Pujilí y Latacunga [8].

El Ecuador ha sufrido cinco terremotos considerados de gran magnitud a partir del siglo XX los cuáles fueron en los años de 1906 en Esmeraldas, 1942 en Jama-Manabí, 1958 en Esmeraldas, 1998 en Bahía de Caráquez-Manabí y el ocurrido el 16 de abril de 2016 con una magnitud de 7,8 en Pedernales–Manabí, en el cual se han registrado el colapso de aproximadamente 14.000 viviendas debido a un mal diseño estructural, además viéndose afectados otros 51 centros de salud, 875 escuelas y 11 universidades [9]. Estas estructuras fallaron debido a que no se cumplieron con las especificaciones técnicas establecidas en el código ecuatoriano de la construcción CEC-77, CEC-2000 y NEC-2015. De manera general, las estructuras fallaron por fuerza cortante en la base de las columnas debido al poco refuerzo transversal relacionado con los estribos, y lo hacen de manera súbita sin ningún margen de ductilidad [10], también debido a la gran presencia de columnas cortas en las estructuras producidas principalmente por mampostería, este tipo de columnas presenta un pobre comportamiento ante un terremoto debido a que al ser las columnas cortas más rígidas atraen mayor fuerza cortante del sismo. [11]

Uno de los métodos de protección sísmica más utilizados en el Ecuador son los sistemas de control pasivo como aisladores y disipadores los cuáles consiguen mitigar grandes cantidades de energía reduciendo las respuestas dinámicas en la estructura, de los tipos de aisladores sísmicos se tienen dos grupos principales los cuales son: elastomérico y los de péndulo de fricción. [12] Por esta razón en la construcción de los grandes proyectos viales se han implementado un sistema de aislación sísmica deslizante tipo FPS tales como el puente “Los Caras” sobre el estuario del río Chone, el puente sobre el río Chiche y 3 de los 4 puentes del proyecto vial sobre el estuario del río Esmeraldas, debido a la gran importancia de estas obras no sólo para el desarrollo económico del sector o el país sino también por el factor social, el impulso turístico, la comunicación entre poblados cercanos y la reducción de tiempo de viaje que conllevaría el no transportarse por encima de los cuerpos de agua.

Otras estructuras de condición especial que cuenta con un sistema de aislación sísmica es el edificio sede de la UNASUR en Quito, el cual dispone de un doble sistema de protección sísmica con aislación y disipación, denominados también aisladores 3D compuestos [13], y los nuevos centros de investigación y postgrados de la ESPE ubicado en el cantón Rumiñahui, el campus cuenta con 8 bloques de los cuales 6 tienen aisladores sísmico deslizante de triple péndulo FPT. [14]

1.3 Objetivos de la investigación.

1.3.1 Objetivo general

Analizar una estructura aporticada de hormigón armado de cuatro pisos mediante la participación modal en los periodos de vibración para medir la influencia de los aisladores sísmicos en la respuesta modal de la estructura.

1.3.2 Objetivos específicos.

- Determinar la participación de masa de la estructura en cada uno de sus grados de libertad por medio de un análisis modal para verificar la existencia de torsión en la estructura.
- Determinar la respuesta dinámica lineal de la estructura mediante un análisis paso a paso en el tiempo para medir la respuesta de la estructura y verificar derivas.
- Evaluar la respuesta de los aisladores sísmicos en los modos de vibración de la estructura mediante una comparación con la respuesta modal de la estructura sin sistema de aislamiento para determinar su influencia.
- Evaluar la respuesta dinámica lineal de la estructura con aisladores sísmicos mediante un análisis paso a paso en el tiempo para estimar los desplazamientos y las derivas de piso.

CAPÍTULO II

2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICO-EPISTEMOLÓGICA DEL ESTUDIO.

2.1 Descripción del enfoque epistemológico de referencia.

En el análisis del edificio propuesto en estudio se plantea verificar la intervención de los aisladores elastoméricos en el modo fundamental de vibración de la estructura, para lo cual se debe hacer un hincapié sobre los factores que se tomarán en cuenta, dicho sea de paso, los criterios que se han definido desde el modelamiento hasta la obtención de resultados.

Para el modelamiento de la estructura no se tomará en cuenta la mampostería debido a que, según estudios recientes, se ha evidenciado que las paredes de mampostería pueden llegar a tener una influencia significativa en el desempeño estructural y que aumenta a medida que la mampostería sea de mayor resistencia, por tanto, existirá una disminución en el periodo que en el análisis manual no se tendría en consideración llevando con sí una comparación más inexacta [15]. Los pisos serán modelados mediante membranas con diafragmas rígidos ya que se espera que todos los elementos logren desplazarse a la vez, cuando el piso no es concebido como un diafragma rígido indicaría que se desplazarían más unos ejes que otros logrando así curvaturas, esto indicaría que esas secciones son más flexibles por ende los periodos naturales entre todos los ejes no coincidirían, para evitar esto se considera siempre que el diafragma es rígido y evaluar así las derivas y desplazamiento. [16]

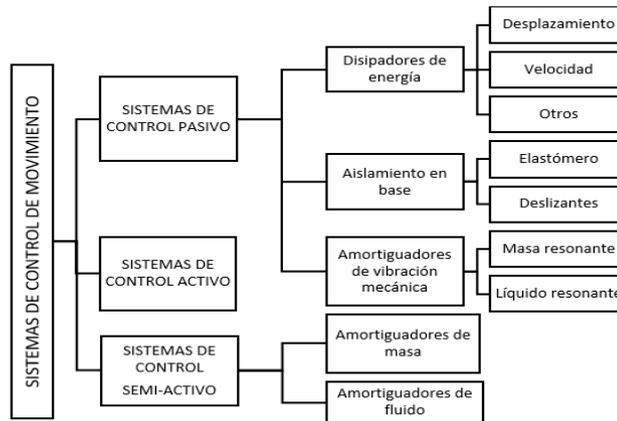
Para el análisis de la estructura se tendrá presente en medida de lo posible a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en el ámbito que abarca desde la selección de cargas de estructura hasta la determinación del espectro de diseño y los lineamientos para los sistemas de aislación de base, considerando a la superestructura como un cuerpo rígido. Bajo el caso expuesto es necesario mencionar los límites del proyecto, el alcance y referenciar de manera correcta los conocimientos pertinentes a la fundamentación teórica del presente trabajo.

2.2 Bases teóricas de la investigación.

2.2.1 Sistemas de protección sísmica.

Los sistemas de protección sísmica pueden variar desde sistemas muy complejos, avanzados y costosos hasta diseños relativamente simples. Los sistemas de protección sísmica se pueden clasificar en tres categorías: Sistemas activos, sistemas semi-activos y sistemas pasivos. [17]

Figura 4. Esquematzación de los sistemas de protección sísmica.

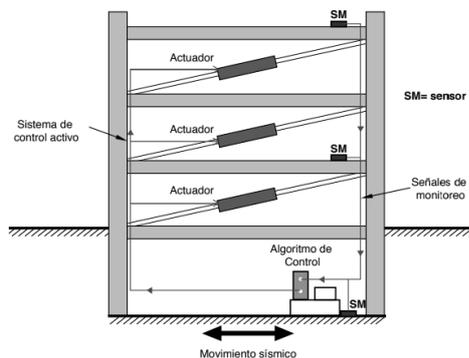


Fuente: Autor.

2.2.1.1 Sistemas activos.

Los sistemas activos son aquellos que, mediante el uso de sensores, actuadores dinámicos y un algoritmo de control permiten ir ejerciendo fuerza en ciertos lugares de la estructura durante un sismo para así poder controlar su respuesta en tiempo real. [18]

Figura 5. Estructura con sistema de control activo.

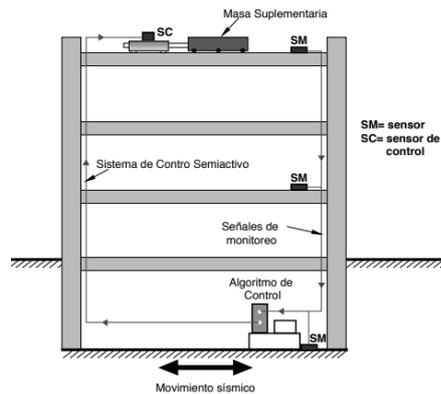


Fuente: [17]

2.2.1.2 Sistemas semi-activos.

Los sistemas semi-activos también hacen uso de sensores para ir monitoreando la respuesta de la estructura, sin embargo, en vez de aplicar fuerza para contrarrestar el efecto del sismo este sistema cuenta con dispositivos de disipación de energía que mediante la sollicitación que se requiera van cambiando sus propiedades mecánicas en tiempo real. [18]

Figura 6. Estructura con sistema de control semi-activo.

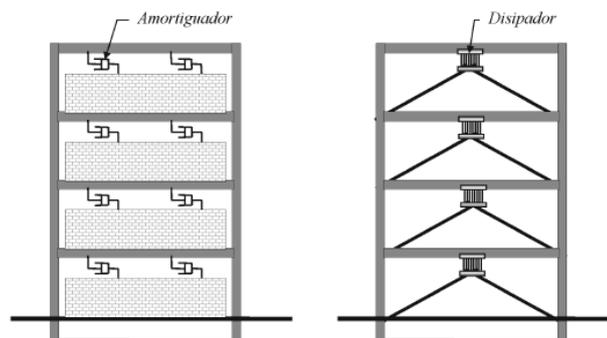


Fuente: [17]

2.2.1.3 Sistemas pasivos.

A diferencia de los sistemas vistos anteriormente los sistemas de protección pasivos no pueden ir controlando en tiempo real la respuesta de una estructura sino, más bien, permiten disminuir su respuesta dinámica a través de sistemas como aislación sísmica de base y disipación de energía como lo son los disipadores histéricos, de fluidos, visco elásticos y de fricción. [19]

Figura 7. Estructuras con sistema pasivo de disipación de energía.



Fuente: [19]

2.2.2 Sistemas de aislación sísmica de base.

Este sistema consiste en “aislar” como su nombre lo dice, a la estructura de los movimientos telúricos del suelo, otorgándole en su base una mayor flexibilidad con elementos con baja rigidez horizontal a los cuáles se los conoce como aisladores sísmicos. Los aisladores proporcionan a la superestructura un mayor periodo de vibración y existen dos tipos principales de aisladores que se diferencian principalmente por su operatividad, los cuales son los aisladores de elastómero y los aisladores deslizantes. [20]

2.2.2.1 Aisladores de elastómero.

Los aisladores de elastómero convencionales están conformados por láminas de goma que mediante un proceso de vulcanización se unen a unas placas de acero otorgándole así una gran flexibilidad lateral y la capacidad de poder soportar las cargas verticales sin sufrir expansiones que alteren el correcto funcionamiento de las mismas [17]. Existen tres tipos de aisladores elastómero, los cuales son: aislador de elastómero de bajo amortiguamiento (LDRB), aislador de elastómero con núcleo de plomo (LRB) y aislador de elastómero de alto amortiguamiento (HDRB).

2.2.2.1.1 Aislador de elastómero de bajo amortiguamiento (LDRB).

Como su nombre lo indica este tipo de elastómero le otorga una baja amortiguación (2%-5%) al sistema estructural lo cual es necesario la aplicación de otros sistemas de protección sísmica, como los disipadores de energía, para suplementar dicha necesidad [17]. Este tipo de aislador es de los más sencillos en cuanto a su fabricación se habla junto con los HDRB que se mencionarán a continuación. [21]

Figura 8. Aislador de elastómero de bajo amortiguamiento (LDRB).



Fuente: [17]

2.2.2.1.2 Aislador de elastómero de alto amortiguamiento (HDRB).

Los aisladores elastoméricos de alto rendimiento tienen la peculiaridad de que las láminas de goma que se usan para la manufacturación de las mismas están previamente mezcladas con ciertos elementos y/o sustancias para aumentar el amortiguamiento hasta un (10%-15%) [13], tales como: resinas, aceites y carbón. [22]

Figura 9. Aislador de elastómero de alto amortiguamiento (HDRB).



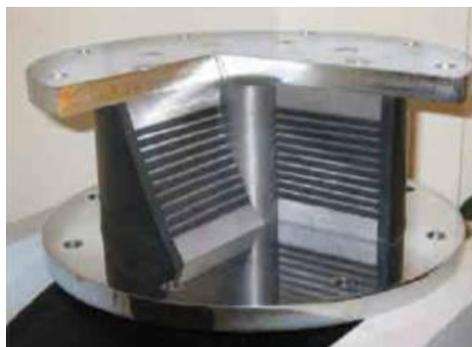
Fuente: [22]

2.2.2.1.3 Aislador de elastómero con núcleo de plomo (LRB).

Los aisladores elastomérico con núcleo de plomo (LRB) se manufacturan de igual manera que un aislador elastómero convencional a diferencia que estos suelen presentar uno o más núcleos de plomo que actúan como disipador de energía debido a que el núcleo de plomo entra en estado plástico y disipa la energía cinética en forma de calor. [21]

EL núcleo de plomo permite aumentar el amortiguamiento del sistema hasta un (25%-30%). [23]

Figura 10. Aislador de elastómero con núcleo de plomo (LRB).



Fuente: [22]

2.2.2.2 Aisladores deslizantes

También conocidos como deslizadores friccionales, se caracterizan por tener una superficie completamente lisa que permita disipar la energía de un sismo mediante la fricción que se produce en los desplazamientos relativos de la superestructura con el suelo, generalmente estos aisladores están elaborados con acero inoxidable y otros materiales poliméricos como el poli tetra fluoruro etileno (PTFE). [17]

Los aisladores deslizantes se pueden clasificar en: aisladores deslizantes planos y péndulos friccionales. [20]

2.2.2.2.1 Aisladores deslizantes planos.

Consisten en dos placas de acero inoxidable pulidas espejo que están adheridas a la superestructura y a la cimentación, estas placas poseen un bajo coeficiente de rozamiento, este mecanismo es simple y carece de un proceso que pueda permitir regresar la superestructura a su posición original por lo que se debe emplear también otros sistemas de aislación sísmica como son los aisladores de elastómero. [20]

Figura 11. Apoyo deslizante plano.



Fuente: [21]

2.2.2.2.2 Péndulos friccionales (FPS).

Este sistema consiste en el desplazamiento de un deslizador articulado sobre una superficie cóncava totalmente lisa, lo cual con las fuerzas gravitatorias le permite a la superestructura regresar a su posición inicial luego de un sismo. [21]

Figura 12. Péndulo friccional.



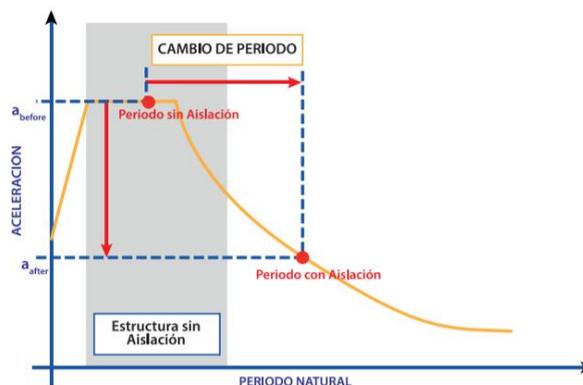
Fuente: [20]

2.2.3 Principio y consideraciones en el análisis de estructuras aisladas.

Los sistemas de aislación de base se usan preferencialmente en estructuras de baja altura generalmente menor o igual a 13m o de 4 pisos de alto los cuales interrumpen la mecánica del edificio y lo aíslan del suelo, el principio fundamental de los aisladores es otorgarle flexibilidad a la estructura alargando así su periodo fundamental a través de la introducción de un “piso blando” con un alto amortiguamiento, de esta manera se busca bajar la demanda sísmica. [24]

El periodo fundamental de una estructura aislada sísmicamente deberá ser menor o igual a 3 segundos y mayor o igual a 1,5 segundos, es decir, $1,5 \text{ s} \leq T_{\text{ais}} \leq 3 \text{ s}$. [25]

Figura 13. Principio del sistema de aislación.



Fuente: [24]

La amplitud de los sismos podría verse amplificada por la presencia de fallas geológicas por lo que si una estructura se encuentra cercana a menos de 50Km es necesario realizar un análisis minucioso ya que la NEC sólo considera la amplificación del espectro de diseño por las condiciones del suelo. [25]

Para el análisis sísmico de estructuras aisladas se deben considerar dos sismos, un sismo con un periodo de retorno igual a 475 años con un 10% de probabilidad de ser excedido considerado como DE (sismo de diseño) el cual es considerado en la NEC-SE-DS tomando en cuenta varios factores como estudios de peligrosidad sísmica, factores de suelo, etc. El otro sismo a considerar debe tener un periodo de retorno de 2475 años con una probabilidad de ser excedido del 2% denominado como MCE (máximo sismo considerado). [26]

2.2.3.1 Condiciones generales en el diseño de aislación sísmica.

El sistema de protección sísmica deberá satisfacer ciertos requerimientos para que pueda considerarse como efectivo, más allá de las diversas limitantes como la disponibilidad u opción de compra de ciertos sistemas de protección sísmica, el costo y la logística para el transporte y su respectiva implementación, las necesidades que se quieran suplir y el funcionamiento del mismo. A continuación, se redactarán ciertas condiciones que deberán cumplir: [27]

- Soportar el peso propio y sobrecargas de la estructura teniendo un factor de seguridad adecuado.
- Contará con una alta rigidez vertical para mantener la estabilidad vertical de la estructura ante movimientos sísmicos severos.
- Ser capaz de soportar las deformaciones cortantes producidas por sismos de gran magnitud.
- Prolongar el periodo de la estructura presentando grandes deformaciones laterales y proveer un adecuado nivel de amortiguamiento a modo de reducir la demanda de deformación.
- El sistema de aislación sísmica debe asegurar una vida útil por lo menos igual a la de la estructura, caso contrario proveer un sistema que posibilite el recambio de la misma con el fin de efectuar su uso durante y posterior de ocurrido un sismo para así poder soportar las posibles réplicas.
- El sistema de aislamiento deberá ser capaz de proporcionar una fuerza restauradora.

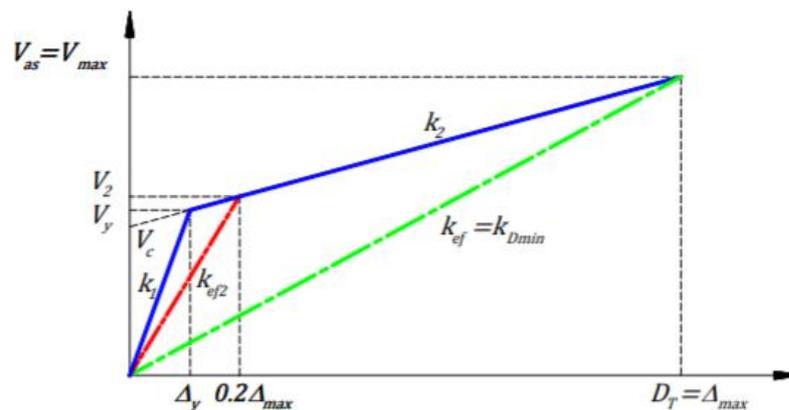
2.2.3.2 Características del sistema de aislamiento.

El sistema de aislamiento deberá tener las siguientes características.

- La rigidez efectiva del sistema de aislamiento deberá ser mayor a la tercera parte de la rigidez efectiva al 20% del desplazamiento total de diseño.

- Según fabricante las capacidades de carga axial corresponden a los máximos desplazamientos basados en los límites de diseño de 250% del esfuerzo cortante de goma o 2/3 del diámetro del aislador.
- El desplazamiento real y la capacidad de carga de un aislador dependen del módulo y el número de capas de goma, el módulo cortante (G) varía desde 0,38 N/mm² hasta 0,70 N/mm².
- Para el modelado analítico bilineal la rigidez elástica $k_e = 10k_d$. [28]

Figura 14. Diagrama de histéresis



Fuente: [25]

2.2.3.3 Propiedades de diseño del aislador

Para determinar las propiedades de diseño primero se debe determinar el desplazamiento del sistema de aislamiento, siendo S_1 el coeficiente de aceleración del espectro de diseño elástico DBE y T el periodo objetivo del sistema de la estructura aislada, el desplazamiento de diseño se lo calculará con la siguiente expresión. [21]

$$D_D = \left(\frac{S_1 g}{4\pi^2} \right) \frac{T}{B}$$

Cuadro 1. Valores de reducción del factor B.

ξ_{ef} (%)	≤ 2	5	10	20	30	40	≥ 50
B	0.8	1.0	1.2	1.5	1.7	1.9	2.0

Fuente: [20]

B es un factor de reducción que permite encontrar espectros con amortiguamientos diferentes al 5%.

En el desplazamiento de diseño es importante considerar el desplazamiento accidental producido por la torsión, para ello se dispone a continuación la siguiente fórmula siendo D_{TD} el desplazamiento total de diseño. [21]

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

Donde:

b, d = Dimensiones en planta de la estructura.

e = Equivalente al 5% de la dimensión máxima en planta.

y = Distancia hacia el aislador más alejado.

D_D = Desplazamiento de diseño.

2.2.3.3.1 Diámetro del aislador.

El diámetro del aislador dependerá de la carga máxima para una combinación de cargas de “1,55 CM+ 1,25 CV” y del esfuerzo axial permisible, o en su defecto el desplazamiento total máximo, como parte del pre diseño se optará la opción del desplazamiento máximo debido a que no se tiene información del esfuerzo axial por parte del fabricante. [21]

$$D = 1,5 D_{TD}$$

2.2.3.3.2 Altura del aislador.

Dependerá del desplazamiento total de diseño y del límite del esfuerzo cortante de goma, que según fabricante corresponderá al 250% o 2/3 del diámetro del aislador. [21]

$$H = \frac{D_{TD}}{\gamma} ; \gamma \leq 250\%$$

2.2.3.3.3 Fuerza característica.

La fuerza característica relaciona la fuerza axial con las cargas de servicio definidas como (CM+25%CV), se verifica que la relación Q_d/W se encuentre dentro del rango 3%-10%. [21]

2.2.3.3.4 Rigidez efectiva.

La rigidez efectiva es la rigidez horizontal del sistema de aislamiento cuyo cálculo se lo realiza a partir de la siguiente expresión. [29]

$$K_d = K_{eff} - \frac{Q_d}{D_{TD}} \rightarrow K_{eff} = K_d + \frac{Q_d}{D_{TD}}$$

Entendiéndose como K_d o K_2 la rigidez post-fluencia.

2.2.3.3.5 Desplazamiento de fluencia.

El desplazamiento de fluencia es el desplazamiento que debe tener el aislador para trabajar en un rango elástico, depende de los siguientes valores. [29]

$$D_y = \frac{Q}{k_1 - k_2}$$

2.2.3.3.6 Fuerza de fluencia.

La fuerza de fluencia es la fuerza necesaria para que el aislador pase de trabajar en estado elástico y comience a fluir, aunque según Figura 14 se evidencia un cambio brusco pero en realidad es un cambio suavizado y se lo determina con la siguiente expresión. [29]

$$V_y = k_1 D_y$$

2.2.3.3.7 Energía de disipación.

La energía de disipación es el área del ciclo de histéresis del modelo bilineal y queda definida por la siguiente expresión. [29]

$$W_d = 4Q_d(D - D_y)$$

2.2.3.3.8 Amortiguamiento efectivo.

El aislador se considera de amortiguamiento viscoso, para determinar el amortiguamiento efectivo se hace uso de la siguiente expresión. [29]

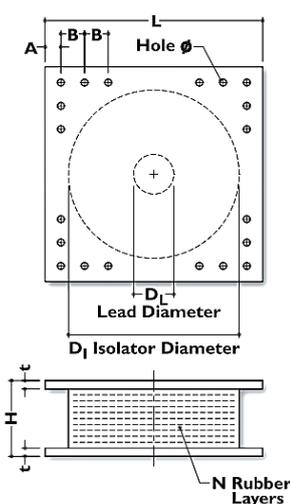
$$\beta = \frac{W_D}{2\pi K_{eff} D^2}$$

Este factor de amortiguamiento corresponde al de un único aislador o en su efecto considerar la energía de disipación del sistema de aislamiento.

2.2.4 Propiedades de los aisladores.

Las propiedades de diseño, el tamaño y las dimensiones del dispositivo se presentan en Anexo 11 y Anexo 12 del catálogo de aisladores con los que se plantea trabajar, a continuación se muestra.

Figura 15. Dimensiones del aislador y la placa de montaje.



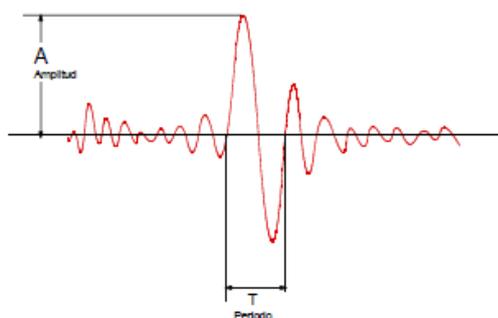
Fuente: [28].

2.2.5 Influencia del sismo en la estructura.

2.2.5.1 Espectro de un sismo.

El registro de un evento sísmico está caracterizado por el máximo valor de amplitud sea de aceleración, velocidad o desplazamiento y el tiempo en segundos de dicha oscilación (periodo) de los registros de los acelerógrafos.

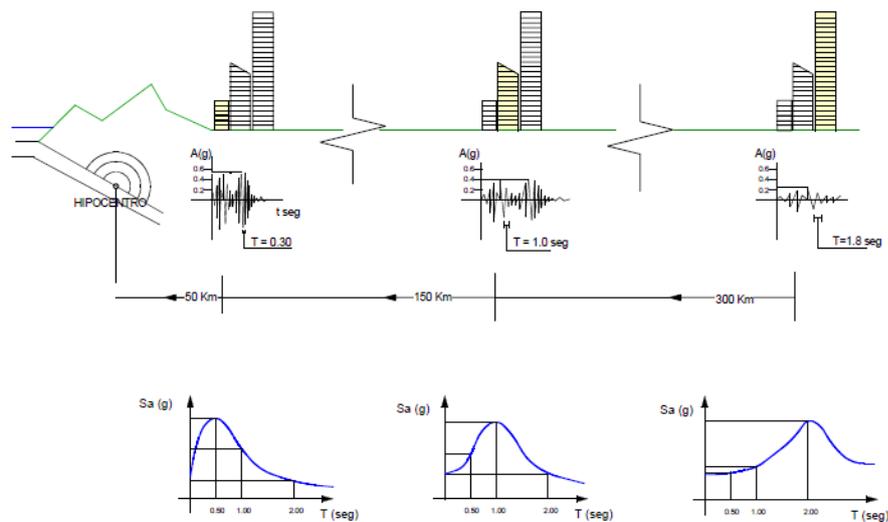
Figura 16. Amplitud y periodo de un registro sísmico.



Fuente: [30]

La intensidad y la frecuencia del movimiento sísmico va disminuyendo mientras más lejos se encuentren del epicentro debido a la disipación de energía, exhibiendo así movimientos más lentos y con mucha más baja intensidad, claro considerando la uniformidad del tipo de perfil del suelo ya que los depósitos de suelos blandos pueden incrementar la intensidad del sismo. [30]

Figura 17. Variación de la respuesta con la distancia al epicentro.



Fuente: [30]

2.2.5.2 Influencia del terreno en el periodo de vibración.

Los periodos de vibración de una estructura dependen no solamente de su masa, rigidez y altura sino también del suelo en el que se encuentra cimentada. Para estructuras de igual características si se encuentran cimentadas en pisos más blandos mayor será su periodo fundamental de vibración esto debido a la deformación del suelo de empotramiento. [30]

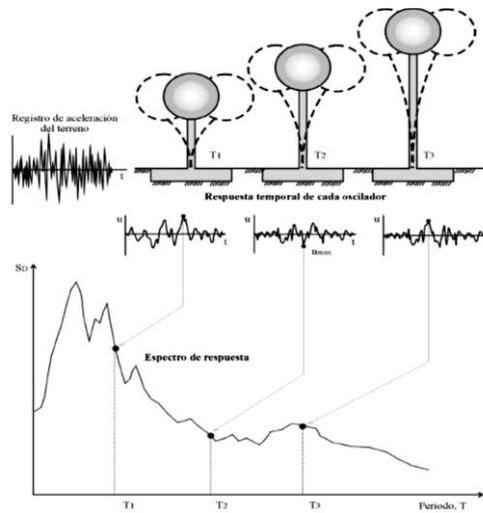
2.2.5.3 Espectro de diseño

El espectro de diseño es una envolvente probabilista de un conjunto de espectros de respuesta producidos en una región con el objetivo de establecer el valor máximo probable de aceleración o desplazamiento que sufriría una estructura para un periodo determinado, el espectro de diseño es muy importante debido a que si se diseñase bajo un solo espectro de respuesta es muy probable que un sismo venidero presentase diferentes características y por ende diferente respuesta. [31]

2.2.5.4 Espectro de respuesta de la estructura.

Para la construcción del espectro de respuesta se tiene que analizar un conjunto de osciladores de un grado de libertad con diferentes periodos de vibración bajo un registro de aceleraciones, la respuesta máxima de cada oscilador se organizará en función de sus respectivos periodos para formar así un espectro de respuesta para un determinado registro de aceleraciones. [31]

Figura 18. Espectro de respuesta para un registro de aceleración determinado.



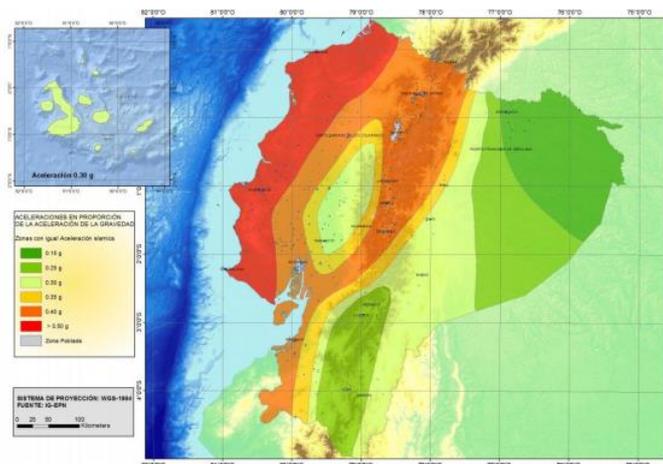
Fuente: [31]

2.2.6 Carga sísmica y condiciones del suelo.

2.2.6.1 Factor de zona.

El factor de zona **Z** es un valor expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad y que depende de la ubicación geográfica de la edificación a considerar, debido que para la zonificación de peligro sísmico de la Norma Ecuatoriana de la construcción para la Seguridad Estructural (NEC-SE-DS) se tomaron en cuenta los registros históricos de los sismos más importantes hasta el año 2011, también las fallas geológicas locales y otros criterios como la protección de ciudades importantes y la compatibilidad en zonas limítrofes con los mapas de peligrosidad sísmica de los países vecinos.

Figura 19. Mapa de zonificación sísmica.



Fuente: [32]

Para estructuras que no sean esenciales ni de ocupación especial como hospitales, puentes, etc. No es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico, basta con utilizar el valor de factor de zona **Z** que se presenta en el mapa para diseño sísmico y que proviene del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años).

Según la tabla 10.2 de la (NEC-SE-DS) se tienen los siguientes valores de **Z** para las ciudad de Machala. [32]

Cuadro 2. Valor del factor de zona para la ciudad de Machala.

Provincia	Cantón	Parroquia	Factor Z
El Oro	Machala	Machala	0,4

Fuente: Autor.

2.2.6.2 Tipo de perfil de suelo de la ciudad de Machala.

El perfil de suelo en el centro de la ciudad de Machala de los lugares donde se obtuvieron las muestras varía entre perfiles tipo D y E según la clasificación NEC 2015. [33]

Cuadro 3. Resultados del tipo de perfil de suelo de la ciudad de Machala.

Dirección	Clasificación Según NEC 2015	Vs Media	Periodos de vibración del suelo
25 de Junio y Tarqui	D	298,60	0,784
Guayas y Boyacá	E	172,38	0,654
Olmedo y Junín	E	176,94	0,691
Guayas e./Arizaga y Pichincha	D	241,14	0,753
Juan Montalvo y Rocafuerte	E	175,40	0,683
Sucre y Páez	D	174,98	0,675
Colegio Eloy Alfaro	D	266,91	0,771
25 de Junio y Ayacucho	D	192,69	0,712
9 de Mayo y Pichincha	E	163,83	0,593
25 de Junio y Av. Colón	D	183,51	0,701

Fuente: [33]

2.2.6.3 Coeficientes de perfil de suelo.

A continuación, y según como lo indica la NEC-SE-DS se mostrarán los valores de amplificación del espectro elástico de respuesta para diseño en roca de la aceleración F_a , desplazamientos F_d y los coeficientes F_s que consideran el comportamiento no lineal para los espectros de aceleración y desplazamiento. Cabe aclarar que para el tipo de perfil de suelo F, se deberá realizar el espectro de respuesta elástico de aceleraciones específico al lugar, según como lo indica la NEC-SE-DS. [32]

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

Cuadro 4. Coeficientes de amplificación F_a para los distintos tipos de suelo.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	$\geq 0,5$
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,40	1,30	1,25	1,23	1,20	1,18
D	1,60	1,40	1,30	1,25	1,20	1,12
E	1,80	1,50	1,39	1,26	1,14	0,97

Fuente: [32]

F_d : desplazamientos para diseño en roca.

Cuadro 5. Coeficientes de amplificación F_d para los distintos tipos de suelo.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	$\geq 0,5$
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,60	1,50	1,40	1,35	1,30	1,25
D	1,90	1,70	1,60	1,50	1,40	1,30
E	2,10	1,75	1,70	1,65	1,60	1,50

Fuente: [32]

F_s : comportamiento no lineal de los suelos.

Cuadro 6. Coeficientes F_s para los distintos tipos de suelo.

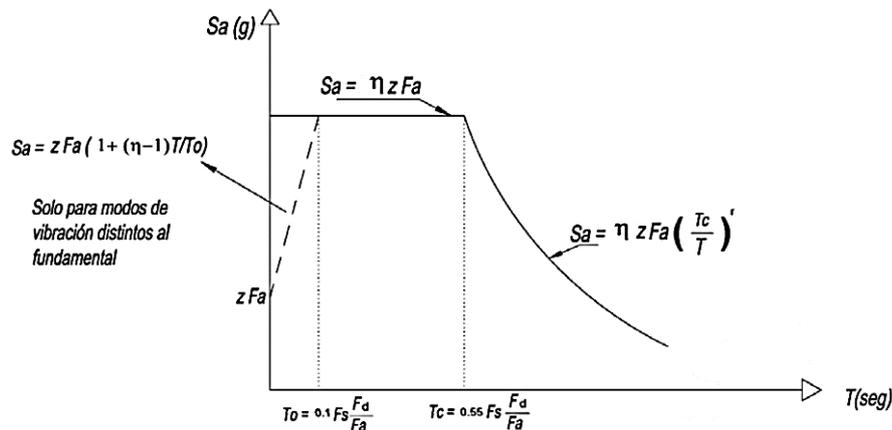
Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	$\geq 0,5$
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	1,00	1,10	1,20	1,25	1,30	1,45
D	1,20	1,25	1,30	1,40	1,50	1,65
E	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00

Fuente: [32]

2.2.6.4 Espectro de diseño elástico horizontal en aceleraciones.

El valor del espectro elástico de diseño S_a depende del periodo fundamental de vibración de la estructura, el cual tiene en consideración su lugar de emplazamiento y se encuentra delineado como lo indica el siguiente gráfico, Figura 20. [32]

Figura 20. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.



Fuente: [32]

Dónde:

S_a = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones que depende del periodo o modo de vibración de la estructura expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

F_a = Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_d = Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_s = Coeficiente de amplificación de suelo para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

η = Valor de la relación de amplificación espectral (S_a/Z , en roca) que varía dependiendo de la región en la que se encuentre.

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

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

$\eta = 2.60$: Provincias del Oriente.

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

$r = 1$ para tipo de suelo A, B o C

$r = 1.5$ para tipo de suelo D o E.

T = Periodo fundamental de vibración de la estructura.

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

T_C = Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

2.2.6.4.1 Factor de resistencia sísmica R.

Para el diseño basado en fuerzas, el factor R es constante y permite reducir significativamente la ordenada elástico espectral previniendo el colapso de la estructura, esto es posible debido a que la probabilidad de ocurrencia de sismos extremadamente fuerte es baja considerando el tiempo de vida útil de la estructura, pero esto llevaría diseñar elementos que fallen, esperando siempre daño en la estructura. [34]

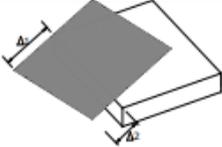
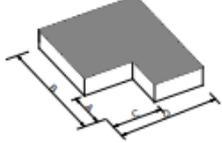
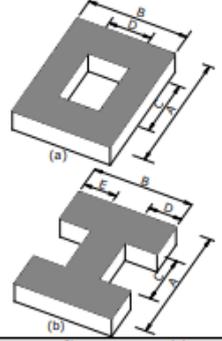
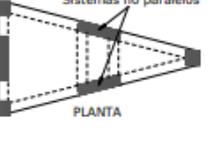
2.2.6.4.2 Irregularidad en planta y elevación.

Los cambios significativos de rigidez pueden ocasionar daño a los elementos adyacentes o colindantes a las zonas rigidizadas por lo que se recomienda que la estructura sea simple y regular, caso contrario como medida de factor de seguridad se recomienda amplificar la carga sísmica mediante los coeficientes de irregularidad. [32]

2.2.6.4.3 Coeficiente de irregularidad en planta

La estructura deberá examinarse para cada uno de los tipos de irregularidad, si no coincide en ninguno de los tipos entonces se dice que la estructura es regular en planta y $\phi_P=1$. [35]

Figura 21. Tipos de irregularidad en planta.

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{ti}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ 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 $\phi_{ti}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ 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 $\phi_{ti}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$ 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 $\phi_{ti}=0.9$ 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>	

Fuente: [32]

$$\phi_P = \phi_{PA} \phi_{PB}$$

Donde:

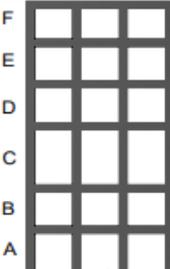
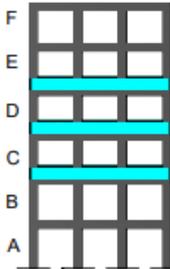
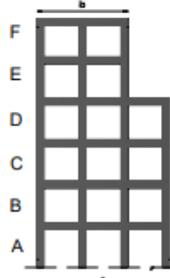
ϕ_{PA} = Mínimo valor de ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura para los casos 1, 2 y 3.

ϕ_{PB} = Mínimo valor de ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura para el caso de irregularidades tipo 4.

2.2.6.4.4 Coeficiente de irregularidad en elevación.

La estructura deberá examinarse para cada uno de los tipos de irregularidad, si no coincide en ninguno de los tipos entonces se dice que la estructura es regular en elevación y $\phi_E=1$. [32]

Cuadro 7. Tipos de irregularidad en elevación.

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	

Fuente: [32]

$$\phi_E = \phi_{EA} \phi_{EB}$$

Donde:

ϕ_{EA} = Mínimo valor de ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura para el caso de irregularidad tipo 1.

ϕ_{EB} = Mínimo valor de ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura para los casos tipo 2 y/o 3.

2.2.6.5 Cortante basal de diseño

El cortante basal es el total de la fuerza horizontal de diseño aplicada a la base de la estructura debido a la acción sísmica, para la cual se tomará en cuenta no solamente

las irregularidades en planta y elevación sino también la importancia, el factor de reducción sísmica y el peso de la edificación. [36]

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E}W$$

Dónde:

I= Factor de importancia de la estructura.

S_a(T_a)= Espectro de diseño en aceleración.

R= Factor de reducción de resistencia sísmica.

Ø_P, Ø_E = Coeficiente de configuración por irregularidad en planta y elevación respectivamente.

W= Carga sísmica reactiva.

2.2.6.5.1 Carga sísmica reactiva

Para los casos generales la carga sísmica reactiva toma en consideración el total de la carga muerta y el 25% de la carga viva por piso. [32]

$$W = D + 0,25L_i$$

Donde:

D= Carga muerta de la estructura.

L_i= Carga viva del piso.

Casos especiales: Bodegas y almacenaje.

$$W = D + 0,5L_i$$

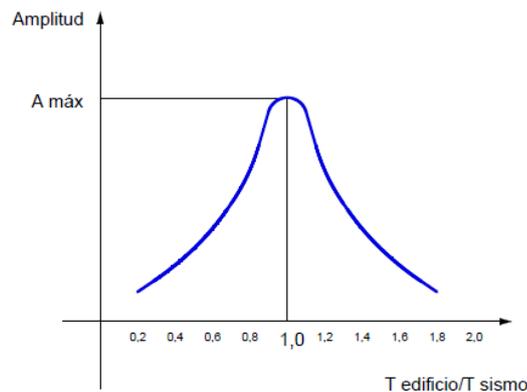
2.2.7 Propiedades intrínsecas de la estructura.

2.2.7.1 Modos de vibración de una estructura.

Las edificaciones se pueden interpretar como péndulos simples invertidos, donde la masa se encuentra concentrada en cada uno de los pisos de la estructura. Una estructura cambia su estado inicial de reposo cuando se encuentra bajo una aceleración horizontal como los de una actividad sísmica, el movimiento del suelo se traslada hacia la estructura haciendo que este se desplace de un lado a otro y obteniendo así un periodo.

En el siguiente gráfico se muestra la relación entre el periodo de un edificio y el periodo de un sismo, el cual establece que mientras más se acerque su relación a la unidad la edificación entra en resonancia, aumentando significativamente sus deformaciones lo que indicaría un mayor periodo, a este periodo se lo conoce como periodo fundamental. [30]

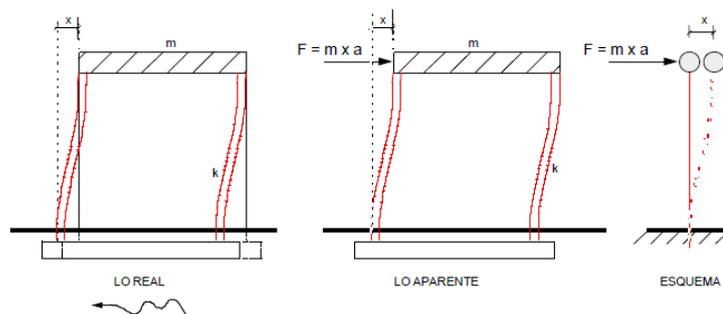
Figura 22. Relación entre el periodo de la estructura con el periodo un sismo.



Fuente: [30]

Bajo la acción sísmica las estructuras se comportan como un voladizo empotrado, en el siguiente gráfico se puede apreciar una estructura sometida a una aceleración del suelo, la acción de un sismo se puede interpretar a manera simple como una fuerza lateral aplicada a la altura de la planta de la estructura, debido a que presentan deformaciones aparentes.

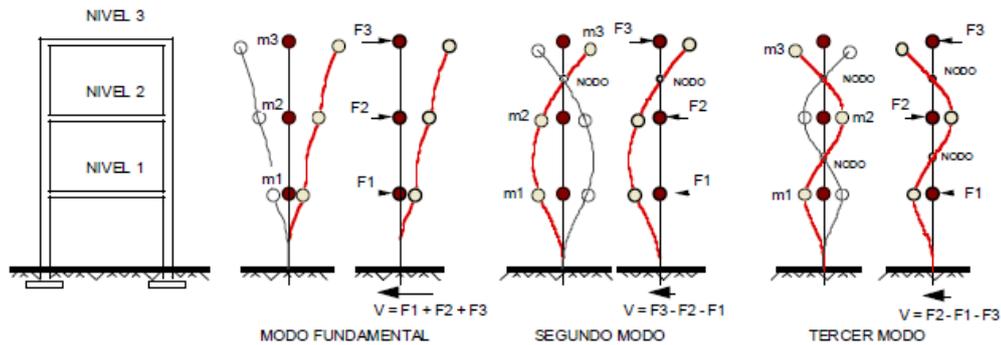
Figura 23. Interpretación del modo de vibrar de una estructura simple.



Fuente: [30]

Las estructuras tendrán tantos modos de vibración como plantas/pisos que dependerán del periodo de la estructura, mientras más alta sea una estructura mayor será su periodo fundamental para lo cual el primer modo de vibración será el máximo periodo y así; los modos de vibración restantes serán para periodos menores. [30]

Figura 24. Primeros modos de vibración para una estructura de varios pisos.



Fuente: [30]

2.2.7.2 Masa de la estructura.

Como se puede apreciar en Figura 24, los modos en que vibra una estructura son las diversas maneras en cómo se mueven los pisos, es decir la masa correspondiente a cada piso tendrá un grado de libertad el cual expresado en forma matricial quedaría. [26]

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_i \end{bmatrix}$$

Donde $m_1, m_2 \dots m_i$ son la masa de los pisos 1, 2 ... i respectivamente.

2.2.7.2.1 Centro de masas.

El centro de gravedad o centro de masas de un determinado piso es aquel punto de coordenadas $(X_{cg}; Y_{cg})$ por donde transita la resultante de las cargas de todo el piso y se lo calcula con las siguientes expresiones. [37]

$$X_{cg} = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \qquad Y_{cg} = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Donde:

M_i = Es la masa de cada elemento.

X_i = Longitud en el sentido x desde el origen hasta el centro de gravedad del elemento.

Y_i = Longitud en el sentido y desde el origen hasta el centro de gravedad del elemento.

2.2.7.2.2 Inercia de masa

La inercia de rotación es la resistencia que presenta un cuerpo o masa respecto a un giro y queda determinada por la siguiente expresión:

$$J = m_1 r_1^2 + m_2 r_2^2 \dots = \sum m_i r_i^2$$

Donde para cada piso m_i es la masa de cada elemento estructural y r_i la distancia desde el centro de masa del elemento hasta el centro de masa del piso correspondiente. [38]

2.2.7.2.3 Matriz de masa global del sistema.

Un análisis más real de lo expuesto en **2.2.7.2** es que la estructuras en realidad presentan más de un grado de libertad, moviéndose en los sentidos X, Y y Z, siendo Z el eje de giro de la estructura, entonces la matriz de masa 3D de la estructura quedaría.

$$M_G = \begin{bmatrix} M_x & 0 & 0 \\ 0 & M_y & 0 \\ 0 & 0 & J \end{bmatrix}$$

Tal que M_x es la matriz de masa de cada piso en sentido X, M_y es la matriz de masa de cada piso en sentido Y y J es la matriz de inercia de masa de cada piso que corresponde al giro. [26]

2.2.7.3 Rigidez de la estructura.

2.2.7.3.1 Rigidez de piso.

Las ecuaciones de Wilbur determinan las rigideces de piso de cada uno de los pórticos, para el primer piso considerando que las columnas se encuentran empotradas en la cimentación se tiene que:

$$K_1 = \frac{48E}{h_1 \left(\frac{4h_1}{\sum_{i=1}^{\#col} \frac{I_{ci}}{h_{ci}}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum_{j=1}^{\#vig} \frac{I_{tj}}{l_{tj}} + \frac{1}{12} \sum_{i=1}^{\#col} \frac{I_{ci}}{h_{ci}}} \right)}$$

Donde:

K_1, K_2, K_n = Rigidez del piso 1, 2 y n respectivamente.

E= Módulo elástico del concreto.

h_1, h_2, h_n = Altura de los pisos 1,2 y n respectivamente.

I_{ci} = Inercia de la columna i.

I_{tj} = Inercia de la columna j.

h_{ci}, l_{tj} = Altura de la columna i y longitud de la columna j.

Mientras que para el segundo piso:

$$K_2 = \frac{48E}{h_2 \left(\frac{4h_2}{\sum_{i=1}^{\#col} \frac{I_{ci}}{h_{ci}}} + \frac{h_{n-1} + h_n}{\sum_{j=1}^{\#vig} \frac{I_{tj_{n-1}}}{l_{tj}}} + \frac{h_n + h_{n+1}}{\frac{1}{12} \sum_{i=1}^{\#col} \frac{I_{ci_{n-1}}}{h_{ci_{n-1}}} + \sum_{j=1}^{\#vig} \frac{I_{tj_n}}{l_{tj}}} \right)}$$

Para los pisos intermedios la rigidez se la calcula con la siguiente expresión:

$$K_n = \frac{48E}{h_n \left(\frac{4h_n}{\sum_{i=1}^{\#columnas} \frac{I_{ci}}{h_{ci}}} + \frac{h_{n-1} + h_n}{\sum_{j=1}^{\#vigas} \frac{I_{tj_{n-1}}}{l_{tj}}} + \frac{h_n + h_{n+1}}{\sum_{j=1}^{\#vigas} \frac{I_{tj_n}}{l_{tj}}} \right)}$$

Para el último piso hay que tener en cuenta que $h_{n+1} = 0$ y se debe reemplazar h_{n-1} por $2h_{n-1}$. [39]

2.2.7.3.2 Rigidez de un pórtico plano

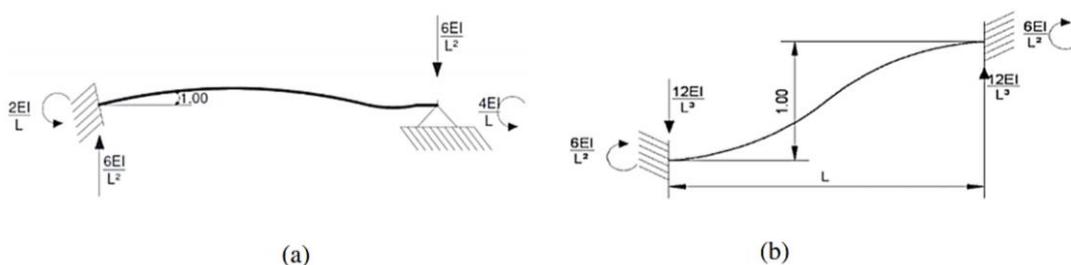
La matriz de rigidez K resulta del análisis de cada uno de los grados de libertad de los elementos que conformen el pórtico; Será de orden $m \times n$ donde $n = m$, es decir una matriz cuadrada cuya principal característica es: $K = K^t$. [40]

2.2.7.3.2.1 Coeficientes de rigidez de un elemento.

Los coeficientes de rigidez de un elemento con comportamiento elástico lineal se determinarán en la siguiente gráfica donde para la figura (a) se liberará el giro en el nudo derecho y se aplicará una deformación unitaria provocando cortantes en ambos nudos y una rigidez a flexión en el nudo izquierdo y derecho, en la figura (b) se liberará el desplazamiento y se aplicará una deformación unitaria en el nudo derecho provocando momentos a flexión y cortantes en ambos nudos. [41]

Figura 25. Coeficientes de rigidez para un elemento horizontal,

(a) rigidez a flexión, (b) rigidez a corte.



Fuente: [41]

De la gráfica se puede establecer los coeficientes como:

$$k = \frac{4EI}{L} \quad \text{Rigidez a flexión.}$$

$$a = \frac{2EI}{L} \quad \text{Rigidez opuesta a flexión.}$$

$$b = \frac{6EI}{L^2} \quad \text{Rigidez flexo – cortante.}$$

$$t = \frac{12EI}{L^3} \quad \text{Rigidez a corte.}$$

Basándose en la ley de Hooke, la tensión axial para un elemento estructural es:

$$N = \frac{4EI}{L} \quad \text{Tensión axial.}$$

2.2.7.3.2.2 Matriz de rigidez sintetizada.

Para encontrar la matriz sintetizada \bar{K} , primero se debe identificar los coeficientes de rigidez a flexión, flexo-cortante y cortante y verificar que queden agrupados de tal manera que se pueda seccionar la matriz como se muestra a continuación. [26]

$$\begin{bmatrix} k+a & a & b \\ a & k+a & b \\ b & b & t \end{bmatrix} \rightarrow \begin{bmatrix} k+a & \dots & b \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ b & \dots & t \end{bmatrix} \rightarrow \begin{bmatrix} K_{AA} & K_{AB} \\ K_{BA} & K_{BB} \end{bmatrix}$$

Donde:

K_{AA} = Matriz que contiene los coeficientes de rigidez a flexión.

K_{AB} = Matriz que contiene los coeficientes de rigidez flexo-cortantes, donde $K_{AB}^T = K_{BA}$.

K_{BB} = Matriz que contiene los coeficientes de rigidez a corte.

Una vez seccionada la matriz de rigidez K del pórtico se procede a realizar la siguiente operación para obtener la matriz de rigidez sintetizada.

$$\bar{K} = K_{BB} - K_{BA}K_{AA}^{-1}K_{AB}$$

Donde:

\bar{K} = Matriz de rigidez sintetizada.

K_{BB} = Matriz que contiene los coeficientes de rigidez a corte.

K_{AA}^{-1} = Inversa de la matriz que contiene los coeficientes de rigidez a flexión.

K_{AB} = Matriz que contiene los coeficientes de rigidez flexo-cortantes, donde $K_{AB}^T = K_{BA}$.

2.2.7.3.2.3 Rigidez por giro.

La rigidez que presenta un pórtico con respecto al giro viene dada con las siguientes expresiones:

$$K_{x0} = \sum \cos \alpha K_L r$$
$$K_{y0} = \sum \sin \alpha K_L r$$
$$K_{00} = \sum r^t K_L r$$

Siendo r la distancia hacia el centro de gravedad y K_L la rigidez lateral, donde para los pórticos ortogonales quedaría expresado de la siguiente manera: [39]

$$K_{x0} = \sum K_y r$$
$$K_{y0} = \sum K_x r$$
$$K_{00} = \sum r^t K_L r$$

2.2.7.3.2.4 Matriz global de rigidez.

La matriz de rigidez se calcula con un modelo de losa rígida con tres grados de libertad por planta los cuáles son en el sentido X, el sentido Y y una rotación con respecto a un eje perpendicular previamente definidos, la matriz de rigidez es simétrica, por tanto, quedará definida de la siguiente manera.

$$K_G = \begin{bmatrix} \bar{K}_X & 0 & K_{X0} \\ 0 & \bar{K}_Y & K_{Y0} \\ K_{0X} & K_{0Y} & K_{00} \end{bmatrix}$$

Donde las submatrices correspondientes al giro son transpuestas, es decir: $K_{0X} = K_{X0}^t$ y $K_{Y0} = K_{0Y}^t$. [42]

2.2.7.4 Periodo de vibración de una estructura.

El periodo de una estructura queda determinado por la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Donde m es la matriz masa de la estructura y k es la matriz de rigidez, de la ecuación anterior se puede evidenciar que a mayor masa le corresponderá un mayor periodo y contrariamente mientras mayor rigidez tenga una estructura menor será su periodo fundamental de vibración. [16]

2.2.7.5 Frecuencias y modos de vibración naturales.

La ecuación que rige la vibración libre de los sistemas lineales sin amortiguamiento con $P(t)=0$ es: [43]

$$M\ddot{u} + \bar{K}u = 0$$

Donde la vibración de una estructura para un sistema no amortiguado en cada uno de sus modos de vibración se expresa como:

$$u(t) = q_n(t)\phi_n$$

Considerando que la estructura tiene un movimiento armónico simple debido a que las vibraciones inician por una distribución adecuada de los desplazamientos en los diversos grados de libertad se tiene que la función para el desplazamiento armónico de la estructura es:

$$q_n(t) = A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t$$

Reemplazando en $u(t) = q_n(t)\phi_n$ se tiene:

$$u(t) = \phi_n(A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t)$$

Finalmente sustituyendo $u(t)$ en la ecuación diferencial de movimiento para los sistemas lineales sin amortiguamiento se obtiene:

$$[\bar{K} - \omega^2 M]\Phi = 0$$

Donde:

\bar{K} = Matriz de rigidez de la estructura.

M =Matriz de masa del sistema.

ω = Frecuencia natural del sistema.

Φ = Matriz modal dado que contiene $[\phi_n]$ para cada valor ω_n .

2.2.7.5.1 Normalización de los modos.

La normalización de cada modo corresponderá a la razón de la matriz modal ϕ_i para la raíz de $\phi_i^T M \phi_i$, es decir:

$$\phi_{i n} = \frac{\phi_i}{\sqrt{\phi_i^T M \phi_i}}$$

Donde ϕ_{in} es el modo normalizado, verificando que se cumpla la condición de ortogonalidad. [43]

$$\phi_n^T M \phi_n = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

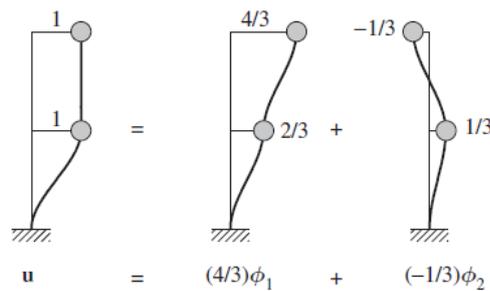
2.2.7.5.2 Expansión modal de desplazamientos.

Para encontrar la participación de masa para cada modo de vibración se precisa usar la siguiente ecuación.

$$q_n = \frac{\phi_n^T m u}{M}$$

Donde M es la matriz general de masa de la estructura, m es la masa correspondiente a cada grado de libertad, u es el vector desplazamiento y ϕ_n^T es la transpuesta de la matriz modal normalizada. [43]

Figura 26. Expansión modal de una estructura de dos niveles.



Fuente: [43]

2.2.7.6 Amortiguamiento

2.2.7.6.1 Amortiguamiento de Rayleigh.

La matriz de amortiguamiento que propone Rayleigh considera las frecuencias de los dos primeros periodos de vibración de la estructura, modelando un efecto proporcional para la matriz de masa y de rigidez. [44]

$$C = a_0 M + a_1 K$$

Donde los coeficientes a_0 y a_1 se calculan con las frecuencias correspondientes a los 2 primeros periodos de la estructura mediante las siguientes expresiones.

$$a_0 = 2\omega_1 \xi_1 - a_1 \omega_1^2$$

$$a_1 = \frac{2(\omega_2 \xi_2 - \omega_1 \xi_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2}$$

2.2.7.6.2 Amortiguamiento del sistema de aislamiento.

Para el amortiguamiento del sistema de aislamiento se tomará la expresión de Wilson y Penzie y se lo calcula cómo se indica a continuación. [45]

$$C_b = 2\xi_b \sqrt{K_b \left(m_b + \sum_{i=1}^n m_i \right)}$$

Donde:

ξ_b = Factor de amortiguamiento del sistema de aislamiento.

K_b = la rigidez horizontal del sistema de aislamiento.

m_b = La masa del sistema de aislamiento.

m_i = La masa de los pisos de la superestructura.

2.2.8 Análisis paso a paso en el tiempo.

2.2.8.1 Método beta de Newmark para un sistema de NGDL.

La ecuación matricial que define el movimiento de un sistema de varios grados de libertad es: [46]

$$M\ddot{q} + C\dot{q} + Kq = -MJ a_{(t)}$$

Siendo:

M = Matriz de masa del sistema.

C = Matriz de amortiguamiento.

K = Matriz de rigidez.

\ddot{q} , \dot{q} , q = Vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento correspondiente a cada GDL.

$a_{(t)}$ = Aceleración en función del tiempo.

J = Vector unitario de acoplamiento.

Donde los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración en forma incremental son:

$$\begin{aligned} q_{i+1} &= \Delta q_{i+1} + q_i \\ \dot{q}_{i+1} &= \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta q_{i+1} + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right) \dot{q}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \Delta t \ddot{q}_i \\ \ddot{q}_{i+1} &= \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta q_{i+1} - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{q}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right) \ddot{q}_i \end{aligned}$$

Siendo $\gamma=1/2$ y $\beta=1/6$ para aceleración lineal, las condiciones iniciales son igual a cero a menos que se especifique lo contrario; $q_i = \dot{q}_i = \ddot{q}_i = 0$.

El procedimiento de cálculo para el análisis lineal utilizando el método beta de Newmark es el siguiente:

1. Se determina la matriz de rigidez efectiva con la siguiente expresión.

$$\hat{K} = K + \frac{1}{\beta\Delta t^2} M + \frac{1}{\beta\Delta t} C$$

2. Se determina el vector de cargas efectivo para el instante $i+1$.

$$F_{i+1} = -MJa_{i+1} + M \left[\frac{1}{\beta\Delta t} \dot{q}_i + \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{q}_i \right] - C \left[\left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{q}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \Delta t \ddot{q}_i \right] - Kq_i$$

3. Se calcula el desplazamiento incremental mediante el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\hat{K}\Delta q_{i+1} = F_{i+1}$$

4. Una vez obtenido Δq_{i+1} se calculan los valores correspondientes de desplazamiento, velocidad y aceleración para el instante $i+1$.

$$q_{i+1} = \Delta q_{i+1} + q_i$$

$$\dot{q}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t} \Delta q_{i+1} + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{q}_i + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \Delta t \ddot{q}_i$$

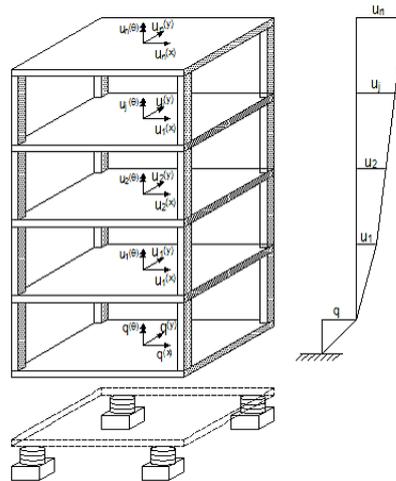
$$\ddot{q}_{i+1} = \frac{1}{\beta\Delta t^2} \Delta q_{i+1} - \frac{1}{\beta\Delta t} \dot{q}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{q}_i$$

5. Finalmente se actualizan los valores obtenidos de velocidad, desplazamiento y aceleración del tiempo $i+1$ como datos iniciales, es decir como valores correspondientes al tiempo i : $q_{i+1} = q_i$, $\dot{q}_{i+1} = \dot{q}_i$ y $\ddot{q}_{i+1} = \ddot{q}_i$. Posteriormente se itera las veces que sean necesarias para encontrar las características cinemáticas de la estructura para cada valor de $a_{(t)}$.

2.2.8.2 Sistema de ecuaciones diferenciales

En el sistema de ecuaciones se considera tres grados de libertad por piso, para cada vector de desplazamiento, velocidad y giro correspondientes a los sentidos X, Y y θ .

Figura 27. Grados de libertad del sistema de aislamiento y de la superestructura.



Fuente: [45]

El Sistema de ecuaciones diferenciales que gobierna al sistema de aislamiento y la superestructura está definido como: [45]

$$M^{(t)}\ddot{q} + C^{(b)}\dot{q} + K^{(b)}q = -M^{(t)}r^{(b)}\ddot{u}_g - r^{(s)t}M^{(s)}\ddot{u}$$

$$M^{(s)}\ddot{u} + C^{(s)}\dot{u} + K^{(s)}u = -M^{(s)}r^{(s)}[\ddot{q} + r^{(b)}\ddot{u}_g]$$

Donde:

$M^{(t)}$ = Es la matriz de masa total de la estructura, considerando la masa de la cimentación y el aislador.

\ddot{q}, \dot{q}, q = Son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento del sistema de aislación.

$K^{(b)}, C^{(b)}$ = Son la matriz de rigidez y amortiguamiento del sistema de aislación.

$r^{(b)}, r^{(s)}$ = Son los vectores de colocación para los valores de \ddot{u}_g de la base y la superestructura respectivamente.

\ddot{u}_g = La aceleración del suelo definida por el acelerograma.

\ddot{u}, \dot{u}, u = Vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento de la superestructura.

$M^{(s)}, C^{(s)}, K^{(s)}$ = Son la matriz de masa, amortiguamiento y rigidez de la superestructura con base empotrada.

Al despejar el vector de aceleraciones \ddot{q} del sistema de aislamiento en la primera ecuación se tiene:

$$\ddot{q} = -r^{(b)}\ddot{u}_g - M^{(t)-1}[C^{(b)}\dot{q} + K^{(b)}q - r^{(s)t}M^{(s)}\ddot{u}]$$

Reemplazando el vector de aceleración \ddot{q} en la segunda ecuación y simplificando se tiene:

$$M^{(s)}\ddot{u} + C^{(s)}\dot{u} + K^{(s)}u = M^{(s)}r^{(s)}M^{(t)-1}[C^{(b)}\dot{q} + K^{(b)}q - r^{(s)t}M^{(s)}\ddot{u}]$$

2.2.9 Métodos de análisis sísmico espacial para estructuras con aisladores.

Existen diferentes métodos que se pueden usar para el análisis sísmico de estructuras dependiendo de la exactitud o de los datos que se requieran obtener, estos son:

Método de Pan y Kelly, el cuál considera que la superestructura se mueve como un cuerpo rígido de tal manera que los grados de libertad se concentran en el sistema de aislación.

Método Cuasi-estático, es considerado un método casi estático debido a que el sistema de aislación se lo analiza en forma dinámica sin considerar la aceleración de la superestructura mientras que para la resolución de la superestructura se lo realiza en forma estática.

Método de la masa corregida, es un método aproximado el cuál no considera la aceleración de la superestructura y cuya solución proviene de un análisis dinámico tanto del sistema de aislamiento como de la superestructura.

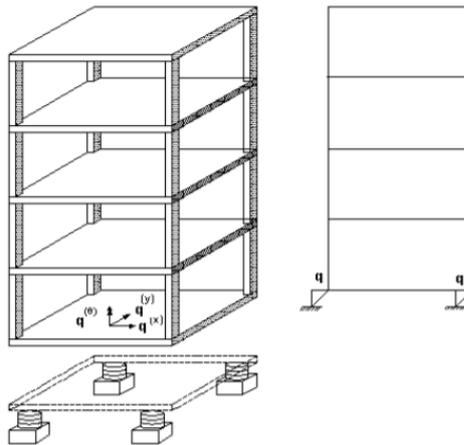
Método exacto, es exacto debido a que considera que el sistema de aislamiento no es lineal y considera también la aceleración de la superestructura.

Método modal espectral, consiste en aplicar el método modal espectral en el sistema de aislamiento y luego con cada modo hallar las respuestas en la superestructura con el método cuasi-estático o algún otro. [45]

2.2.9.1 Modelo simplificado de Pan y Kelly.

El modelo de Pan y Kelly considera a la superestructura como un cuerpo rígido que se encuentra concentrado sobre el sistema de aislación, el cual tiene 3 grados de libertad ubicados en el centro de masa.

Figura 28. Modelo de cuerpo rígido.



Fuente: [45]

El sistema de ecuaciones diferenciales está definido por la siguiente expresión:

$$M^{(t)}\ddot{q} + C^{(b)}\dot{q} + K^{(b)}q = -M^{(t)}r^{(b)}\ddot{u}_g$$

$M^{(t)}$ = Es la matriz de masa total de la estructura, considerando la masa de la cimentación y el aislador.

\ddot{q}, \dot{q}, q = Son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento del sistema de aislación.

$K^{(b)}, C^{(b)}$ = Son la matriz de rigidez y amortiguamiento del sistema de aislación.

$r^{(b)}$ = Es el vector de colocación para los valores de \ddot{u}_g de la base.

\ddot{u}_g = La aceleración del suelo definida por el acelerograma.

Donde la matriz de masa, rigidez se las determina de igual manera como en los capítulos vistos anteriormente, en tanto al amortiguamiento se debe considerar el amortiguamiento del sistema de aislación.

CAPÍTULO III

3. PROCESO METODOLÓGICO.

3.1 Diseño o tradición de investigación seleccionada.

Para el desarrollo del presente trabajo se utilizó el tipo de investigación análisis de caso, el cual mediante una recolección de datos y a través de su respectivo procesamiento se podrá determinar de manera adecuada si la estructura seleccionada cumple con las condiciones de respuesta para un correcto funcionamiento sin llegar a un mecanismo de falla dúctil.

3.2 Proceso de recolección de datos en la investigación.

En la recolección de datos se analizaron estructuras típicas del medio que sirvan como ejemplo para la modelación de la estructura a evaluar, mediante la inspección visual se lograron determinar las dimensiones de los elementos estructurales y la ubicación de las mismas para lograr una torsión considerable en la estructura modelada.

3.3 Sistema de categorización en el análisis de datos.

Para la obtención de los resultados finales de la presente investigación se realiza una adecuada categorización para el procesamiento de los datos que se apoyarán con la respuesta de un software libre.

La estructura será modelada en un software de análisis estructural para evaluar su modo fundamental de vibración y posteriormente se le modelará una losa de cimentación correspondiente al sistema de aislación con la finalidad de aplicar las respectivas cargas muerta y viva a la estructura para obtener las reacciones en la base que servirá de preámbulo para determinar las propiedades de diseño de los aisladores sísmicos.

Para determinar la influencia de los aisladores de elastómero en la respuesta modal de la estructura se realizarán los siguientes pasos:

- a) Modelar el edificio en un software de análisis de estructuras y determinar la participación de masa de la estructura en cada uno de sus modos de vibración con su respectivo periodo.
- b) Determinar la matriz de masa y rigidez correspondiente al sistema estructural.
- c) Calcular la participación de masa para cada modo de vibración y evaluar los datos obtenidos con el software comercial.
- d) Calcular el amortiguamiento y analizar la estructura paso a paso en el tiempo con un registro de aceleraciones sintético para obtener los desplazamientos y su respuesta en el tiempo.

- e) Modelar el sistema de aislamiento en el software libre para análisis de estructuras.
- f) Evaluar el nuevo modelo estructural para obtener la carga por servicio y la carga axial máxima.
- g) Determinar las propiedades de diseño de los aisladores.
- h) Determinar la matriz de masa y rigidez correspondiente al nuevo sistema estructural.
- i) Calcular la participación de masa para cada modo de vibración y evaluar los datos obtenidos con la estructura sin sistema de aislación de base.
- j) Determinar el amortiguamiento del sistema de aislación de base y realizar un análisis paso a paso en el tiempo para obtener los desplazamientos y la respuesta en el tiempo de la superestructura.
- k) Evaluar los datos obtenidos del sistema sin aislamiento de base con los del sistema aislado en su base y realizar las respectivas conclusiones.

CAPITULO IV

4. RESULTADO DE LA INVESTIGACIÓN.

4.1 Descripción y argumentación teórica de resultados.

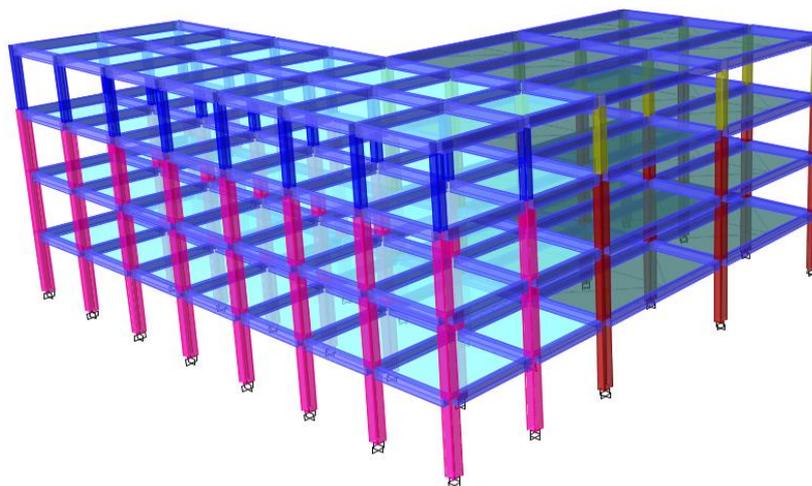
Para el análisis del Edificio a considerar, es necesario seguir un procedimiento adecuado que va desde el dimensionamiento de los elementos estructurales en base a la experiencia y observación de estructuras típicas del medio local hasta la obtención de resultados finales.

4.1.1 Modelado estructural.

Para el modelado de la estructura se fijó que las dimensiones de las vigas tendrán una sección de 25x40 cm y las columnas secciones que se repartirían de la siguiente manera. Para los tres primeros pisos habrá 20 columnas de sección 40x40 cm y 12 columnas de sección 30x50 cm, mientras que para las columnas del cuarto piso las secciones serán de 30x30 cm y 30x40 cm respectivamente.

La losa será idealizada como una membrana la cual tiene únicamente la sola función de distribuir las cargas hacia los elementos estructurales, mientras que la mampostería tampoco será incluida en el modelamiento, sin embargo, su peso tanto de la losa como para la mampostería sí serán incluidos para el análisis de cargas el cual está considerado dentro de la carga muerta.

Figura 29. Modelado 3D de la estructura mediante software comercial.



Fuente: Autor.

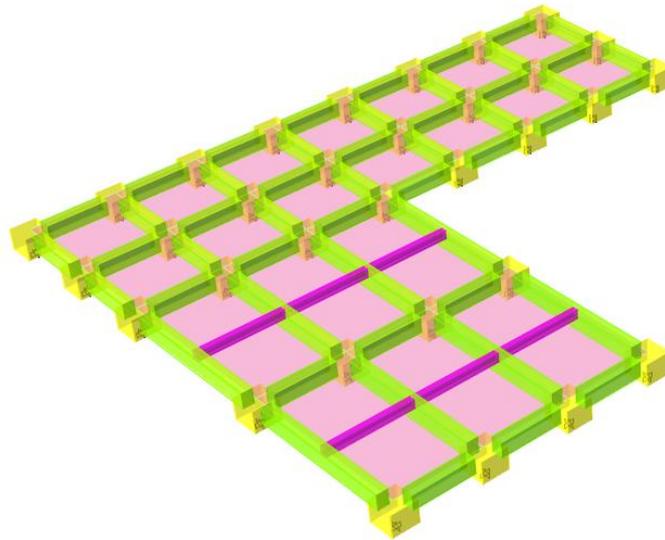
4.1.1.1 Estructura de cimentación.

La estructura de cimentación será la encargada de distribuir las cargas sobre los aisladores, dispondrá de vigas principales y vigas secundarias, las principales tendrán

una dimensión de 75x50 cm y corresponderán a aquellas que vayan de columna a columna mientras que las vigas secundarias tendrán una sección de 40x25 y sólo estarán presentes en las luces de 8 m de largo con el fin de dar apoyo a las vigas principales para que no fallen por flexión.

La cimentación también contará con 32 columnas de sección cuadrada con una dimensión de 120x120 cm que serán continuas a las columnas de la superestructura con una altura de 100 cm de alto.

Figura 30. Estructura de cimentación.



Fuente: Autor.

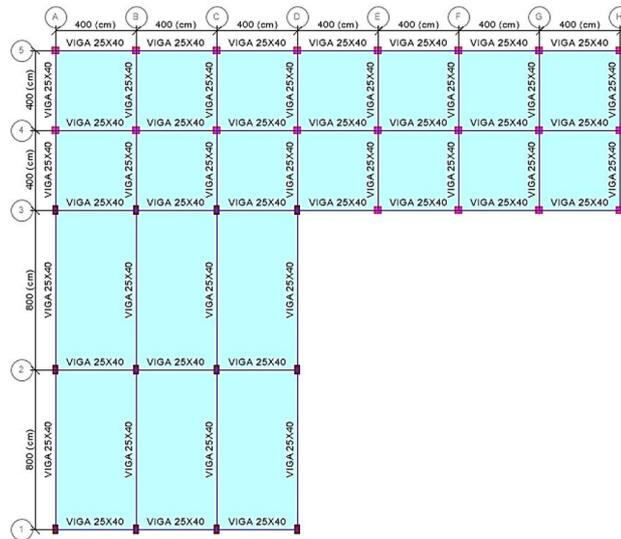
4.1.1.2 Vista en elevación de la estructura.

La estructura tiene una elevación de 12m con una altura de entrepiso de 3m, como se puede apreciar en Anexo 1, Anexo 2, Anexo 4 y Anexo 5 para el último piso se consideraron columnas de menor sección debido a que la carga que soportan es menor, así como la carga para la cubierta, por cuestión de simplificar o reducir el número de pórticos a analizar los pórticos A, B, C, D; E, F, G, H; 1, 2 y los pórticos 4 y 5 son iguales.

4.1.1.3 Vista en planta de la estructura.

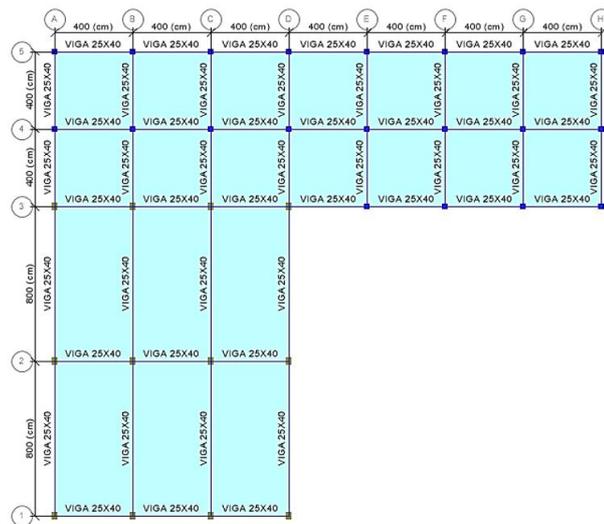
La estructura presenta una configuración tipo L cuya área de implantación es igual a 416 m² con un entrante de 16x16 m² y brazos con una longitud igual a 28m (sentido x) y 24m (sentido y), la edificación dispone de 8 ejes en el sentido X con 7 vanos de 4m y 5 ejes en el sentido Y con 2 vanos de 8m y 2 vanos de 4m.

Figura 31. Vista en planta del piso 1, 2 y 3.



Fuente: Autor.

Figura 32. Vista en planta del piso 4 o cubierta.



Fuente: Autor.

4.1.2 Estimación de sobrecargas en la estructura.

La estructura a analizar será un edificio a porticado resistente a momento destinado al uso de vivienda, constará de 4 niveles de alto con una altura por entrepiso de 3m, posee elementos estructurales de hormigón armado con un peso específico $\gamma_H = 2,4 \text{ Ton/m}^3$, fuerza a compresión de $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y un módulo elástico $E = 12500\sqrt{f'_c} = 181,142 \text{ Ton/cm}^2$.

Las cargas vivas y muertas según indica la NEC-SE-CG y la guía para el diseño de estructuras de hormigón armado NEC 2015 serán de: $D=0,70 \text{ T/m}^2$ $L=0,20 \text{ T/m}^2$ (entrepiso) y $D=0,50 \text{ T/m}^2$ $L=0,15 \text{ T/m}^2$ (cubierta).

4.1.3 Consideraciones para el análisis.

En el análisis de la estructura se considerará que sus pisos son rígidos y no se tomará en cuenta el agrietamiento en las columnas debido a que implicaría una reducción de inercia y por ende de rigidez para el cálculo, para el sistema de aislación sólo se tomará en cuenta la rigidez que ofrecen los aisladores y que sean estos los encargados de disipar la energía del sismo. Tampoco se considerará la interacción existente entre la solera/base y la estructura ni asentamientos ni otros factores que puedan interferir en el movimiento natural de la estructura bajo condiciones normales de un sismo.

4.1.4 Matriz de masa de la estructura

4.1.4.1 Cálculo de masa por piso

Para la masa de cada piso se consideró que esta abarca la mitad de la altura entre las columnas superior e inferior, para el cálculo de la masa correspondiente a la losa se redujo el área efectiva debido al paso de las columnas considerándose una carga muerta de $0,7 \text{ T/m}^2$ y $0,5 \text{ T/m}^2$ tal y como se muestra en Cuadro 8.

Cuadro 8. Área y peso correspondiente a la losa.

	Área (m ²)	Carga muerta (T/m ²)	Peso (T)
P1	412,878	0,7	289,014
P2	412,878	0,7	289,014
P3	412,878	0,7	289,014
P4	413,968	0,5	206,984
		Total	1074,03

Fuente: Autor.

Para el cálculo de la masa de vigas y columnas se consideró para el hormigón un peso específico $\gamma_H = 2,4 \text{ T/m}^3$, tomando la longitud de viga como la distancia entre las caras externas a cada columna y una altura para la columna especificada anteriormente como la mitad de la columna superior e inferior correspondiente a cada piso obteniendo así los siguientes resultados.

Cuadro 9. Masa de la estructura correspondiente a cada piso.

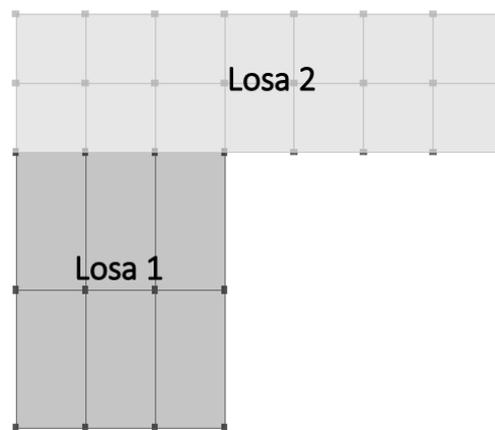
	Columnas	Vigas	Carga muerta	Peso (T)	masa (Ts ² /cm)	Software	Error
P1	36,00	51,73	289,01	376,75	0,384435	0,386413	-0,51%
P2	36,00	51,73	289,01	376,75	0,384435	0,386413	-0,51%
P3	29,66	51,73	289,01	370,41	0,377970	0,379952	-0,52%
P4	11,66	52,73	206,98	271,38	0,276914	0,277773	-0,31%
			Total	1395,28	1,4238	1,4306	-0,48%

Fuente: Autor.

4.1.4.2 Centro de masa por piso

Para el cálculo del centro de masa se analizaron los ejes horizontales considerando el peso de los elementos debido a que la masa está expresada en valores muy pequeños, para facilidades de cálculo la losa será analizada en dos partes como se muestra en Figura 33, cabe recalcar que tampoco se ha considerado la sección reducida por el traspaso de la columna.

Figura 33. Partición de losa para simplicidad de análisis.



Fuente: Autor.

El punto de referencia u origen considerado es el punto 1-A, entendiéndose como el punto de intersección de dichos ejes, a continuación, se muestran los resultados obtenidos para cada piso expresados en unidades metro.

Primer piso.

Cuadro 10. Abscisa del centro de masa para el primer piso.

	Eje 1	Eje 2	Eje 3	Eje 4	Eje 5	Vigas	Losa	Total
ΣM_i	4,32	4,32	8,93	9,22	9,22	51,73	289,0	376,75
$\Sigma M_i X_i$	25,9	25,9	127,30	129,02	129,02	566,23	2976,0	3979,37
							X_{cg}	10,5624

Fuente: Autor.

Cuadro 11. Ordenada del centro de masa para el primer piso.

	Eje 1	Eje 2	Eje 3	Eje 4	Eje 5	Vigas	Losa	Total
ΣM_i	4,32	4,32	8,93	9,22	9,22	51,73	289,01	376,75
$\Sigma M_i Y_i$	0,0	34,6	142,85	184,32	184,32	776,35	4173,5	5495,87
							Y_{cg}	14,5877

Fuente: Autor.

Debido a que el primer y segundo piso son similares entre sí tendrán el mismo centro de masa por lo que se obviaré su cálculo.

Tercer piso.

Cuadro 12. Abscisa del centro de masa para el tercer piso.

	Eje 1	Eje 2	Eje 3	Eje 4	Eje 5	Vigas	Losa	Total
ΣM_i	3,89	3,89	7,49	7,20	7,20	51,73	289,01	370,41
$\Sigma M_i X_i$	23,3	23,3	102,53	100,80	100,80	566,23	2975,95	3892,97
							X_{cg}	10,5099

Fuente: Autor.

Cuadro 13. Ordenada del centro de masa para el tercer piso.

	Eje 1	Eje 2	Eje 3	Eje 4	Eje 5	Vigas	Losa	Total
ΣM_i	3,89	3,89	7,49	7,20	7,20	51,73	289,01	370,41
$\Sigma M_i X_i$	0,0	31,1	119,81	144,00	144,00	776,35	4173,47	5388,74
							Y_{cg}	14,5480

Fuente: Autor.

Cuarto piso.

Cuadro 14. Abscisa del centro de masa del cuarto piso.

	Eje 1	Eje 2	Eje 3	Eje 4	Eje 5	Vigas	Losa	Total
ΣM_i	1,73	1,73	3,02	2,59	2,59	52,73	206,98	271,38
$\Sigma M_i X_i$	10,4	10,4	38,88	36,29	36,29	579,22	2126,22	2837,63
							X_{cg}	10,4565

Fuente: Autor.

Cuadro 15. Ordenada del centro de masa para el cuarto piso.

	Eje 1	Eje 2	Eje 3	Eje 4	Eje 5	Vigas	Losa	Total
ΣM_i	1,73	1,73	3,02	2,59	2,59	52,73	206,98	271,38
$\Sigma M_i X_i$	0,0	13,8	48,38	51,84	51,84	708,00	2991,36	3865,25
							Y_{cg}	14,2432

Fuente: Autor.

Los datos obtenidos manualmente presentan errores despreciables para los tres primeros pisos como muestra Cuadro 16, mientras que para el cuarto piso se presenta un error del 0,25% para el eje X y un error del 2,48% para el eje Y que es un valor algo significativo pero el cual se puede obviar.

Cuadro 16. Resumen del centro de masa correspondiente a cada piso.

	X_{cg}	Y_{cg}	Software		Error %	
			X Mass Center	Y Mass Center	X	Y
Piso 1	10,56246	14,58773	10,56921	14,70043	-0,06%	-0,77%
Piso 2	10,56246	14,58773	10,56921	14,70043	-0,06%	-0,77%
Piso 3	10,50988	14,54803	10,51706	14,64123	-0,07%	-0,64%
Piso 4	10,45645	14,24316	10,48271	14,60600	-0,25%	-2,48%

Fuente: Autor.

4.1.4.3 Inercia de masa

Para aplicar la fórmula de inercia de masa se consideró la altura de la columna que abarca el piso correspondiente definido anteriormente y la losa sin área reducida y seccionada como muestra Figura 33.

Cuadro 17. Inercia de masa para cada piso.

	J = $\sum mr^2$		% Error
	Manual	Software	
P1	4659,33	4579,12	1,75%
P2	4659,33	4579,12	1,75%
P3	4562,12	4483,33	1,76%
P4	3121,89	3262,17	-4,30%

Fuente: Autor.

De los resultados finales se puede apreciar que hubo un error del 4,3% en el último piso debido al error inicial del centro de masa como muestra Cuadro 16.

4.1.4.4 Matriz de masa global

La matriz de masa global correspondiente al sistema es:

$$\mathbf{M}_G = \begin{bmatrix} M_x & 0 & 0 \\ 0 & M_y & 0 \\ 0 & 0 & J \end{bmatrix}$$

Como muestra Cuadro 9 los valores correspondientes para M_x y M_y son:

$$\mathbf{M}_x = \mathbf{M}_y = \begin{bmatrix} 0,3844 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0,3844 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0,3779 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0,2769 \end{bmatrix}$$

Como muestra Cuadro 17 los valores correspondientes para la inercia de masa es:

$$\mathbf{J} = \begin{bmatrix} 457912,372 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 457912,372 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 448332,522 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 326216,527 \end{bmatrix}$$

4.1.5 Matriz de rigidez de la estructura

Para el cálculo de la matriz de rigidez de los pórticos se definieron primero los grados de libertad por giro, luego los grados de libertad por desplazamiento vertical y finalmente los grados de libertad por desplazamiento de piso según se indica en Anexo 6, Anexo 7, Anexo 8, Anexo 9 y Anexo 10 para cada uno de los pórticos.

4.1.5.1 Coeficientes de rigidez de los elementos estructurales.

Según como muestra ecuaciones los coeficientes de rigidez de la estructura para cada sentido quedarán definidos como se indica a continuación.

Cuadro 18. Coeficientes de rigidez en el sentido X.

			k	a	b	t
Columna	40x40	Sentido X	0,00284	0,00142	0,00142	0,00095
	30x50		0,00150	0,00075	0,00075	0,00050
	30x30		0,00090	0,00045	0,00045	0,00030
	30x40		0,00120	0,00060	0,00060	0,00040

Fuente: Autor.

Cuadro 19. Coeficientes de rigidez en el sentido Y

			k	a	b	t
Columna	40x40	Sentido Y	0,00284	0,00142	0,00142	0,00095
	30x50		0,00417	0,00208	0,00208	0,00139
	30x30		0,00090	0,00045	0,00045	0,00030
	30x40		0,00213	0,00107	0,00107	0,00071

Fuente: Autor.

Cuadro 20. Coeficientes de rigidez de viga

			k	a	b	t
Viga	25x40	L=4	0,00133	0,00067	0,00050	0,00003
Viga	25x40	L=8	0,00067	0,00033	0,00013	0,00003

Fuente: Autor.

4.1.5.2 Rigidez en el sentido X

A continuación, se analizarán los pórticos 1, 2, 3, 4 y 5 previamente definidos para lo cual se hará uso de las dimensiones y elementos definidos en Anexo 1, Anexo 2 y Anexo 3.

4.1.5.2.1 Matriz de rigidez del pórtico 1.

Según como indica Anexo 6 los pórticos 1 y 2 son iguales por tanto la rigidez de sus pórticos serán la misma, es decir $K_{X1} = K_{X2}$.

$$K_{X1} = \begin{bmatrix} 1 & 2 & \dots & 17 & 18 & 19 & \dots & 35 & 36 \\ 784949,6 & 120761,5 & \dots & 905,71 & -905,71 & 0,000000 & \dots & 0,0000 & 0,000 \\ 120761,5 & 1026472,5 & \dots & 905,71 & 0,00000 & -905,71 & \dots & 0,0000 & 0,000 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 905,71 & 905,71 & \dots & 1815,95 & -4,528 & 0,0000 & \dots & 0,0000 & 0,000 \\ -905,71 & 0,000000 & \dots & -4,528 & 1820,5 & -4,529 & \dots & 0,0000 & 0,000 \\ 0,0000000 & -905,71 & \dots & 0,00000 & -4,529 & 1820,5 & \dots & 0,0000 & 0,000 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0,000000 & 0,000000 & \dots & 0,00000 & 0,00000 & 0,00000 & \dots & 65,2 & -28,9 \\ 0,000000 & 0,000000 & \dots & 0,00000 & 0,00000 & 0,00000 & \dots & -28,9 & 28,9 \end{bmatrix}$$

Por tanto, como indican las ecuaciones la matriz sintetizada queda:

$$K_{X1} = \begin{bmatrix} 65,094 & -36,148 & 6,966 & -0,677 \\ -36,148 & 57,779 & -33,766 & 5,102 \\ 6,966 & -33,766 & 50,912 & -23,165 \\ -0,677 & 5,102 & -23,165 & 18,624 \end{bmatrix}$$

4.1.5.2.2 Matriz de rigidez del pórtico 3.

Para los grados de libertad definidos en Anexo 7 la matriz de rigidez del pórtico es:

$$K_{X3} = \begin{bmatrix} 1 & 2 & \dots & 33 & 34 & 35 & \dots & 67 & 68 \\ 1272020,8 & 120761,5 & \dots & 905,71 & -905,71 & 0,00000 & \dots & 0,0000 & 0,000 \\ 120761,5 & 1513543,8 & \dots & 905,71 & 0,0000 & -905,71 & \dots & 0,0000 & 0,000 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 905,71 & 905,71 & \dots & 1936,71 & -4,529 & 0,0000 & \dots & 0,0000 & 0,000 \\ -905,71 & 0,000000 & \dots & -4,529 & 1941,24 & -4,529 & \dots & 0,0000 & 0,000 \\ 0,0000000 & -905,71 & \dots & 0,0000 & -4,529 & 1941,24 & \dots & 0,0000 & 0,000 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0,000000 & 0,000000 & \dots & 0,00000 & 0,000000 & 0,0000 & \dots & 180,87 & -43,47 \\ 0,000000 & 0,000000 & \dots & 0,00000 & 0,000000 & 0,0000 & \dots & -43,47 & 43,47 \end{bmatrix}$$

Por tanto, como indican las ecuaciones la matriz sintetizada queda expresada de la siguiente manera.

$$K_{X3} = \begin{bmatrix} 185,990 & -104,043 & 20,962 & -1,540 \\ -104,043 & 159,420 & -88,396 & 10,579 \\ 20,962 & -88,396 & 115,954 & -45,425 \\ -1,540 & 10,579 & -45,425 & 36,137 \end{bmatrix}$$

4.1.5.2.3 Matriz de rigidez del pórtico 5.

Según como indica Anexo 8 los pórticos 4 y 5 son similares por tanto la rigidez de sus pórticos serán la misma, es decir $K_{X4} = K_{X5}$.

$$K_{X5} = \begin{bmatrix} 1 & 2 & \dots & 17 & 18 & 19 & \dots & 35 & 36 \\ 1272020,8 & 120761,5 & \dots & 905,71 & -905,71 & 0,00000 & \dots & 0,0000 & 0,000 \\ 120761,5 & 1513543,8 & \dots & 905,71 & 0,0000 & -905,71 & \dots & 0,0000 & 0,000 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 905,71 & 905,71 & \dots & 1936,71 & -4,529 & 0,0000 & \dots & 0,0000 & 0,000 \\ -905,71 & 0,000000 & \dots & -4,529 & 1941,24 & -4,529 & \dots & 0,0000 & 0,000 \\ 0,0000000 & -905,71 & \dots & 0,0000 & -4,529 & 1941,24 & \dots & 0,0000 & 0,000 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0,000000 & 0,000000 & \dots & 0,00000 & 0,000000 & 0,0000 & \dots & 180,87 & -43,47 \\ 0,000000 & 0,000000 & \dots & 0,00000 & 0,000000 & 0,0000 & \dots & -43,47 & 43,47 \end{bmatrix}$$

Por tanto, como muestran las ecuaciones la matriz sintetizada queda:

$$K_{X5} = \begin{bmatrix} 240,468 & -135,779 & 29,195 & -1,939 \\ -135,779 & 200,789 & -108,763 & 11,764 \\ 29,195 & -108,763 & 127,179 & -42,998 \\ -1,939 & 11,764 & -42,998 & 32,840 \end{bmatrix}$$

4.1.5.2.4 Matriz de rigidez lateral en sentido X.

La matriz de rigidez lateral del sistema resulta de la sumatoria de la rigidez sintetizada de cada uno de los pórticos, es decir $K_X = K_{X1} + K_{X2} + K_{X3} + K_{X4} + K_{X5}$.

$$K_X = \begin{bmatrix} 797,11 & -447,90 & 93,28 & -6,77 \\ -447,90 & 676,55 & -373,45 & 44,31 \\ 93,28 & -373,45 & 472,14 & -177,75 \\ -6,77 & 44,31 & -177,75 & 139,06 \end{bmatrix}$$

4.1.5.3 Rigidez en el sentido Y

A continuación, se analizarán los pórticos A, B, C, D, E, F, G y H previamente definidos con las dimensiones y elementos especificados en Anexo 4 y Anexo 5.

4.1.5.3.1 Matriz de rigidez del pórtico A.

Según como indica Anexo 9 los pórticos A,B,C y D son iguales por tanto la rigidez de sus pórticos serán la misma, es decir $K_{YA} = K_{YB} = K_{YC} = K_{YD}$.

$$K_{YA} = \begin{bmatrix} 1 & 2 & \dots & 21 & 22 & 23 & \dots & 43 & 44 \\ 1630279,9 & 60380,74 & \dots & 226,4 & -226,43 & 0,0000 & \dots & 0,0000 & 0,0000 \\ 60380,74 & 1751041,4 & \dots & -226,4 & 0,0000 & -226,43 & \dots & 0,0000 & 0,0000 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 226,43 & -226,43 & \dots & 1811,9 & -0,566 & 0,0000 & \dots & 0,0000 & 0,0000 \\ -226,43 & 0,000000 & \dots & -0,566 & 1812,55 & -0,566 & \dots & 0,0000 & 0,0000 \\ 0,0000000 & -226,43 & \dots & 0,0000 & -0,566 & 1816,52 & \dots & 0,0000 & 0,0000 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0,000000 & 0,000000 & \dots & 0,00000 & 0,00000 & 0,0000 & \dots & 159,3 & -49,51 \\ 0,000000 & 0,000000 & \dots & 0,00000 & 0,00000 & 0,0000 & \dots & -49,51 & 49,51 \end{bmatrix}$$

Por tanto, como se muestra en las ecuaciones la matriz sintetizada queda:

$$K_{YA} = \begin{bmatrix} 184,934 & -107,729 & 28,865 & -3,033 \\ -107,729 & 146,740 & -84,452 & 14,302 \\ 28,865 & -84,452 & 99,339 & -38,131 \\ -3,033 & 14,302 & -38,131 & 26,239 \end{bmatrix}$$

4.1.5.3.2 Matriz de rigidez del pórtico E.

Según como indica Anexo 10 los pórticos E,F,G y H son iguales por tanto la rigidez de sus pórticos serán la misma, es decir $K_{YE} = K_{YF} = K_{YG} = K_{YH}$.

$$K_{YE} = \begin{matrix} & \begin{matrix} 1 & 2 & & 13 & 14 & 15 & & 27 & 28 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 1272020,8 \\ 120761,5 \\ \vdots \\ 905,71 \\ -905,71 \\ 0,000000 \\ \vdots \\ 0,000000 \\ 0,000000 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 120761,5 & \dots & 905,71 & -905,71 & 0,00000 & \dots & 0,0000 & 0,000 \\ 1513543,8 & \dots & 905,71 & 0,0000 & -905,71 & \dots & 0,0000 & 0,000 \\ \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 905,71 & 905,71 & \dots & 1936,71 & -4,529 & 0,0000 & \dots & 0,0000 & 0,000 \\ 0,000000 & 0,000000 & \dots & -4,529 & 1941,24 & -4,529 & \dots & 0,0000 & 0,000 \\ 0,000000000 & -905,71 & \dots & 0,0000 & -4,529 & 1936,71 & \dots & 0,0000 & 0,000 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0,000000 & 0,000000 & \dots & 0,00000 & 0,000000 & 0,0000 & \dots & 67,83 & -16,3 \\ 0,000000 & 0,000000 & \dots & 0,00000 & 0,000000 & 0,0000 & \dots & -16,3 & 16,30 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

Por tanto, como indican las ecuaciones la matriz sintetizada queda:

$$K_{YE} = \begin{bmatrix} 88,583 & -50,648 & 11,93 & -0,884 \\ -50,648 & 71,732 & -39,155 & 4,878 \\ 11,931 & -39,155 & 44,887 & -15,584 \\ -0,884 & 4,878 & -15,584 & 11,412 \end{bmatrix}$$

4.1.5.3.3 Matriz de rigidez lateral en sentido Y.

La matriz de rigidez lateral del sistema resulta de la sumatoria de la rigidez sintetizada de cada uno de los pórticos, es decir $K_Y = K_{YA} + K_{YB} + K_{YC} + K_{YD} + K_{YE} + K_{YF} + K_{YG}$.

$$K_Y = \begin{bmatrix} 1094,07 & -633,50 & 163,18 & -15,67 \\ -633,50 & 873,89 & -494,43 & 76,72 \\ 163,18 & -494,43 & 576,90 & -214,86 \\ -15,67 & 76,72 & -214,86 & 150,61 \end{bmatrix}$$

4.1.5.4 Rigidez por giro.

Para el cálculo de la rigidez por giro se hace uso de la ecuación considerando la rigidez sintetizada de cada pórtico y la distancia respectiva al centro de masa de cada piso.

Para el sentido en X se utilizaron las rigideces K_{X1} , K_{X2} , K_{X3} , K_{X4} y K_{X5} y el centro de masa como muestra el Cuadro 16 obteniendo así los siguientes resultados.

$$K_{Ox} = \begin{bmatrix} -244909,67 & 139435,71 & -31491,25 & 1658,11 \\ 139435,71 & -197825,81 & 102219,02 & -8130,49 \\ -31861,59 & 103701,63 & -98978,50 & 21809,26 \\ 1891,48 & -9657,31 & 27228,37 & -19142,32 \end{bmatrix}$$

Para el sentido en Y se utilizaron las rigideces K_{YA} , K_{YB} , K_{YC} , K_{YD} , K_{YE} , K_{YF} y K_{YG} y el centro de masa como muestra el Cuadro 16 obteniendo así los siguientes resultados.

$$K_{OY} = \begin{bmatrix} -67764,98 & 35110,59 & -1906,92 & -1490,40 \\ 35110,59 & -60377,52 & 25011,95 & 3781,97 \\ -2764,61 & 27610,66 & -27100,73 & 2834,97 \\ -1324,29 & 2968,64 & 3983,40 & -5920,43 \end{bmatrix}$$

Para la rigidez de giro se utilizaron las rigideces de todos los pórticos K_{X1} , K_{X2} , K_{X3} , K_{X4} , K_{X5} , K_{YA} , K_{YB} , K_{YC} , K_{YD} , K_{YE} , K_{YF} y K_{YG} multiplicándose con la distancia al cuadrado desde el eje hasta el centro de masa de cada piso tal y como muestra la ecuación obteniendo los siguientes resultados.

$$K_{OO} = \begin{bmatrix} 1290274714,66 & -736170098,16 & 172058922,00 & -14430122,00 \\ -736170098,16 & 1060217913,68 & -591670075,48 & 80471109,51 \\ 171782857,66 & -590575986,04 & 716695983,61 & -268934165,89 \\ -14337652,36 & 79929758,15 & -267402711,56 & 200094843,99 \end{bmatrix}$$

4.1.5.5 Matriz de rigidez global

Para el ensamblaje de la matriz de rigidez global K_G de la estructura se hace uso de la ecuación, donde se expresa que es igual a:

$$K_G = \begin{bmatrix} K_X & 0 & K_{OX} \\ 0 & K_Y & K_{OY} \\ K_{XO} & K_{YO} & K_{OO} \end{bmatrix}$$

Donde K_X , K_Y , K_{OX} , K_{OY} y K_{OO} son las matrices definidas en los capítulos respectivamente.

4.1.6 Respuesta Modal de la estructura

4.1.6.1 Valores propios, frecuencia y periodo

Mediante la ecuación se puede encontrar los valores propios λ , donde K es la matriz de rigidez global K_G y M la matriz de masa global M_G de la estructura, por consiguiente, en Cuadro 21 quedan expresados los resultados donde se puede apreciar que el periodo fundamental de la estructura 0,886 s.

Cuadro 21. Resumen de periodos de la estructura.

Valores propios λ	Frecuencia ω	Periodo T
50,25	7,088	0,886
61,25	7,826	0,803
85,92	9,269	0,678
460,17	21,452	0,293
550	23,452	0,268
699,39	26,446	0,238
1359,46	36,871	0,17
1830,58	42,785	0,147
2147,96	46,346	0,136
2954,43	54,355	0,116
4647,38	68,172	0,092
5272,19	72,61	0,087

Fuente: Autor.

4.1.6.2 Vectores propios

Los valores propios se mostrarán a continuación de tal manera que las primeras 4 columnas representan los 4 vectores propios correspondientes al sentido X, los 4 siguientes correspondientes al sentido Y y los 4 últimos correspondientes al giro.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0,9801	-0,2678	-0,9312	-0,8996	0,2143	-0,9588	0,4524	-0,2020	-0,5684	0,2336	0,1349	-0,2392
-1,0000	0,2758	1,0000	-0,3415	0,0691	-0,1644	0,7070	-0,2881	-0,7893	0,5559	0,3185	-0,5702
0,5497	-0,1547	-0,6157	1,0000	-0,2363	1,0000	0,3024	-0,0855	-0,1646	0,8106	0,4612	-0,8261
-0,1476	0,0437	0,2143	-0,5440	0,1379	-0,6755	-1,0000	0,3826	1,0000	1,0000	0,5661	-1,0000
0,9293	1,0000	-0,0715	-0,5918	-0,9304	-0,1032	0,2320	0,5058	-0,1727	0,1325	-0,2025	-0,1013
-0,9210	-0,9870	0,0688	-0,2203	-0,2834	-0,0176	0,3720	0,7959	-0,2670	0,3462	-0,5222	-0,2522
0,5111	0,5762	-0,0528	0,6476	1,0000	0,1051	0,1567	0,2583	-0,0724	0,5322	-0,7942	-0,3715
-0,1475	-0,1903	0,0278	-0,3606	-0,6191	-0,0793	-0,5117	-1,0000	0,3149	0,6677	-1,0000	-0,4684
-0,0017	0,0003	-0,0005	0,0016	-0,0002	-0,0005	-0,0008	0,0000	-0,0003	0,0002	0,0000	0,0003
0,0017	-0,0003	0,0005	0,0005	0,0000	0,0000	-0,0012	0,0001	-0,0005	0,0004	0,0000	0,0008
-0,0010	0,0002	-0,0003	-0,0017	0,0002	0,0005	-0,0003	0,0000	-0,0001	0,0007	0,0001	0,0011
0,0003	-0,0001	0,0001	0,0011	-0,0001	-0,0004	0,0016	-0,0001	0,0006	0,0008	0,0001	0,0014

4.1.6.3 Valores propios normalizados

Para la normalización de los modos se sigue ecuación descrita en la fundamentación teórica teniendo así los siguientes resultados.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0,44814	-0,25894	-0,8652	-0,44328	0,221583	-0,89275	0,280731	-0,235	-0,57009	0,194746	0,14582	-0,15518
-0,45726	0,266694	0,929076	-0,16825	0,071433	-0,15303	0,438778	-0,33518	-0,79171	0,463476	0,344345	-0,36989
0,251345	-0,14962	-0,57202	0,492727	-0,24437	0,931101	0,187684	-0,0994	-0,16509	0,675833	0,498675	-0,53588
-0,0675	0,042283	0,199114	-0,26806	0,142605	-0,62894	-0,62059	0,445068	1,003023	0,833746	0,612059	-0,64872
0,424935	0,966872	-0,06641	-0,2916	-0,96222	-0,09612	0,143979	0,588389	-0,1732	0,110493	-0,21889	-0,06569
-0,42114	-0,9543	0,063917	-0,10857	-0,29309	-0,01635	0,230872	0,925864	-0,26782	0,288682	-0,5646	-0,16358
0,233712	0,557151	-0,04905	0,319085	1,034203	0,097817	0,097226	0,300503	-0,07261	0,443706	-0,8586	-0,241
-0,06744	-0,18402	0,025857	-0,1777	-0,64024	-0,07386	-0,31753	-1,16327	0,315901	0,556716	-1,08116	-0,30387
-0,00077	0,0003	-0,00043	0,000785	-0,00019	-0,00044	-0,0005	3,87E-05	-0,00035	0,000149	2,46E-05	0,000202
0,00078	-0,0003	0,000468	0,000227	-4,1E-05	-3,8E-05	-0,00074	7,13E-05	-0,00049	0,000367	5,05E-05	0,000501
-0,00044	0,000183	-0,00032	-0,00083	0,000203	0,000475	-0,00021	1,62E-05	-7,7E-05	0,000543	6,61E-05	0,000742
0,000144	-6,9E-05	0,000137	0,000539	-0,00015	-0,00038	0,001023	-8,6E-05	0,000588	0,000653	7,5E-05	0,000923

4.1.6.4 Verificación de ortogonalidad.

Se verifica la ortogonalidad con la ecuación mediante un doble producto de la matriz transpuesta de los valores propios normalizados con la matriz de masa del sistema y por último con la matriz de los valores normalizados.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

4.1.6.5 Masa modal efectiva

Calculando la contribución de masa mediante la ecuación descrita en la fundamentación teórica se tienen los siguientes valores para la participación de masa en cada uno de los grados de libertad.

Cuadro 22. Participación de masa en cada uno de los modos de vibración.

1	2	3	4	Σ	5	6	7	8	Σ	9	10	11	12	Σ
0,07662	0,07964	0,02356	0,00123	0,18104	0,05862	0,05763	0,01729	0,00103	0,13456	0,28906	0,29526	0,09380	0,00627	0,68439
0,02192	0,02324	0,00718	0,00042	0,05276	0,37020	0,36068	0,12071	0,00962	0,86120	0,03552	0,03630	0,01301	0,00121	0,08604
0,29206	0,33675	0,12544	0,01112	0,76537	0,00167	0,00155	0,00090	0,00018	0,00430	0,08330	0,09774	0,04407	0,00522	0,23034
0,07440	0,01075	0,08948	0,01915	0,19378	0,03048	0,00429	0,03574	0,00800	0,07850	0,29310	0,02606	0,32324	0,08531	0,72772
0,01783	0,00185	0,02121	0,00526	0,04615	0,35814	0,03326	0,40701	0,11428	0,91270	0,01645	0,00080	0,01769	0,00620	0,04115
0,30836	0,00906	0,33155	0,11123	0,76021	0,00351	0,00010	0,00365	0,00155	0,00881	0,08812	0,00091	0,10122	0,04073	0,23098
0,03203	0,07650	0,01302	0,10804	0,22959	0,00841	0,02141	0,00362	0,02871	0,06216	0,10990	0,25334	0,02579	0,31923	0,70825
0,02156	0,04384	0,00378	0,05559	0,12476	0,13277	0,32879	0,03405	0,37393	0,86955	0,00071	0,00246	0,00016	0,00236	0,00569
0,12322	0,23786	0,01013	0,27601	0,64722	0,01144	0,02740	0,00197	0,02759	0,06841	0,05685	0,11410	0,00414	0,10928	0,28437
0,01443	0,08175	0,17106	0,19094	0,45818	0,00463	0,03161	0,07350	0,08482	0,19456	0,01015	0,06207	0,13340	0,14165	0,34727
0,00813	0,04533	0,09348	0,10319	0,25013	0,01846	0,12278	0,27915	0,32427	0,74465	0,00027	0,00116	0,00195	0,00185	0,00522
0,00949	0,05379	0,11067	0,11849	0,29244	0,00169	0,01051	0,02237	0,02598	0,06054	0,01810	0,11173	0,24164	0,27555	0,64702

Fuente: Autor.

Ordenando los resultados se puede apreciar que el periodo fundamental de la estructura es de 0,886 s y que existe una participación en giro de un 34,72% para el primer modo

mientras que por medio de un software comercial se pudo verificar que los valores obtenidos son similares, por ende, correctos.

Cuadro 23. Comparación de resultados con software comercial.

CALCULO MANUAL						TABLE: Modal Direction Factors					
Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ	Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ
Modal	1	0,886	0,458	0,195	0,347	Modal	1	0,898	0,454	0,22	0,326
Modal	2	0,803	0,250	0,745	0,005	Modal	2	0,82	0,282	0,714	0,005
Modal	3	0,678	0,292	0,061	0,647	Modal	3	0,693	0,265	0,066	0,67
Modal	4	0,293	0,647	0,068	0,284	Modal	4	0,314	0,617	0,084	0,299
Modal	5	0,268	0,125	0,870	0,006	Modal	5	0,281	0,169	0,818	0,013
Modal	6	0,238	0,230	0,062	0,708	Modal	6	0,245	0,214	0,098	0,688
Modal	7	0,170	0,760	0,009	0,231	Modal	7	0,181	0,715	0,027	0,257
Modal	8	0,147	0,046	0,913	0,041	Modal	8	0,155	0,099	0,849	0,052
Modal	9	0,136	0,194	0,079	0,728	Modal	9	0,139	0,185	0,124	0,691
Modal	10	0,116	0,765	0,004	0,230	Modal	10	0,119	0,762	0,008	0,23
Modal	11	0,092	0,053	0,861	0,086	Modal	11	0,096	0,067	0,842	0,092
Modal	12	0,087	0,181	0,135	0,684	Modal	12	0,089	0,171	0,151	0,678

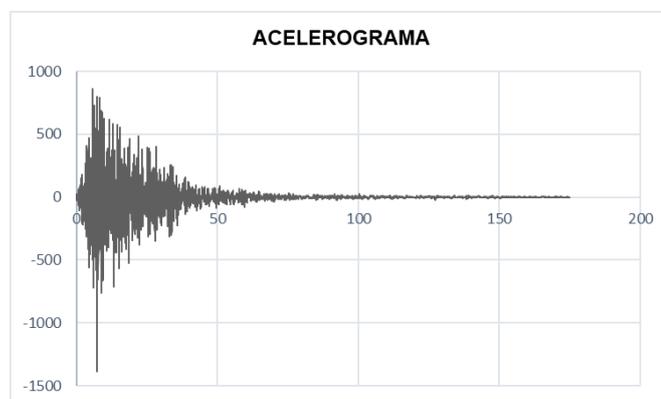
Fuente: Autor.

4.1.7 Respuesta dinámico lineal de la estructura.

4.1.7.1 Método tiempo historia β de Newmark.

Para el método beta de Newmark se consideró $\gamma=1/2$ y $\beta=1/6$ que corresponde a un valor para un análisis con aceleración lineal para el cual se utilizó un registro de aceleraciones sintético como muestra Figura 34.

Figura 34. Registro de aceleraciones.



Fuente: Autor.

El factor de amortiguamiento de la superestructura es del 5% y ejecutando las fórmulas descritas en la fundamentación teórica se obtienen los siguientes resultados.

Cuadro 24. Comparación de desplazamiento máximos.

TABLE: Story Response					CALCULO MANUAL				
Story	Elevation cm	Location	X-Dir cm	Y-Dir cm	Story	X-Dir cm	Error	Y-Dir cm	Error
Piso 4	1200	Top	47,903	50,0644	Piso 4	49,7126	3,64%	52,1764	4,05%
Piso 3	900	Top	38,1847	40,041	Piso 3	39,9321	4,38%	41,0292	2,41%
Piso 2	600	Top	26,4346	27,2372	Piso 2	27,2704	3,06%	26,7667	1,76%
Piso 1	300	Top	11,252	11,1683	Piso 1	11,4858	2,04%	10,3021	8,41%
Base	0	Top	0	0	Base	0	0	0	0

Fuente: Autor.

Cuadro 25. Comparación de desplazamientos mínimos.

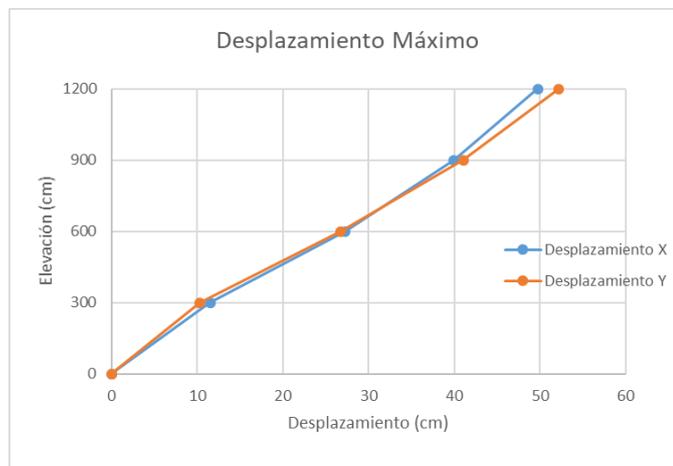
TABLE: Story Response					CALCULO MANUAL				
Story	Elevation cm	Location	X-Dir cm	Y-Dir cm	Story	X-Dir cm	Error	Y-Dir cm	Error
Piso 4	1200	Top	53,1163	48,9137	Piso 4	53,5697	0,85%	49,0185	0,21%
Piso 3	900	Top	41,5409	38,5754	Piso 3	43,1858	3,81%	38,9864	1,05%
Piso 2	600	Top	28,3213	26,0318	Piso 2	29,3154	3,39%	25,7928	0,93%
Piso 1	300	Top	11,9474	10,6146	Piso 1	12,1372	1,56%	10,0222	5,91%
Base	0	Top	0	0	Base	0	0	0	0

Fuente: Autor.

Donde se puede apreciar un error menor al 5% comparado con un programa para análisis de estructuras.

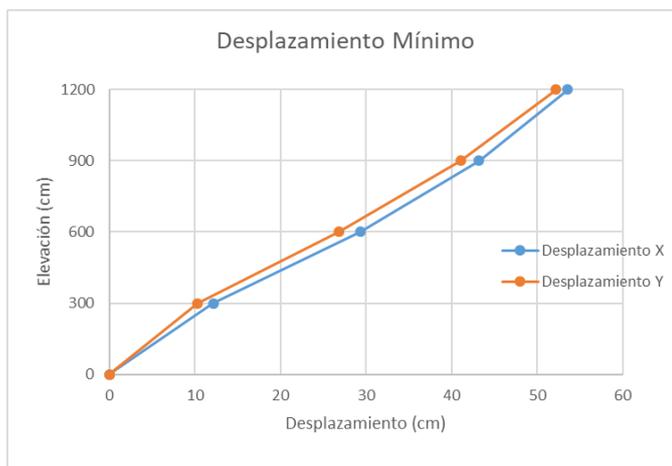
La estructura tuvo un desplazamiento máximo de 53,57 cm en el sentido X según los cálculos manuales como se muestra en Figura 35 y Figura 36, presentando las derivas máximas en el segundo piso con un valor que supera lo permitido en la NEC-2015 de 5,73% según los cálculos manuales.

Figura 35. Desplazamientos máximos de la estructura en ambos sentidos.



Fuente: Autor.

Figura 36. Desplazamientos mínimos de la estructura en ambos sentidos.



Fuente: Autor.

En Cuadro 26 y Cuadro 27 se detallarán las derivas de los demás pisos para las aceleraciones máximas y mínimas.

Cuadro 26. Derivas con aceleración positiva.

Nivel	Elevación cm	X-Dir		Y-Dir	
		Manual	Software	Manual	Software
Piso 4	1200	3,26%	3,43%	3,72%	3,35%
Piso 3	900	4,22%	4,04%	4,75%	4,27%
Piso 2	600	5,26%	5,09%	5,49%	5,36%
Piso 1	300	3,83%	3,75%	3,43%	3,72%

Fuente: Autor.

Cuadro 27. Derivas con aceleración negativa.

Nivel	Elevación cm	X-Dir		Y-Dir	
		Manual	Software	Manual	Software
Piso 4	1200	3,46%	3,86%	3,34%	3,45%
Piso 3	900	4,62%	4,62%	4,40%	4,18%
Piso 2	600	5,73%	5,51%	5,26%	5,14%
Piso 1	300	4,05%	3,98%	3,34%	3,54%

Fuente: Autor.

4.1.8. Espectro elástico horizontal de diseño.

4.1.8.1 Factor Z

La estructura se encuentra emplazada en el centro de la ciudad de Machala provincia de El Oro, por tanto, el factor de zona definido en la NEC-SE-DS 2015 es correspondiente a $Z=0,4$.

4.1.8.2 Relación η

Según la NEC-SE-DS 2015 la razón entre la aceleración espectral $S_a(T=0,1)$ y el PGA para un periodo de retorno seleccionado en la provincia de el Oro es $\eta=1,8$.

4.1.8.3 Factores que dependen del tipo de perfil de suelo.

Para un suelo de tipo D el factor r usado en el espectro de diseño en aceleraciones donde el periodo es superior a T_c es $r=1,5$.

Mientras que los factores de amplificación de suelo son: $F_a= 1,2$; $F_d= 1,4$ y $F_s= 1,5$.

4.1.8.4 Configuración en planta

Tipo 1. Irregularidad torsional.

$$\Delta > 1,2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$$

Debido a lo extenso que sería definir manualmente si se cumple o no este tipo de irregularidad se determinará que sí se cumple.

Tipo 2. Retrocesos excesivos en las esquinas.

$$A > 0,15B \text{ y } C > 0,15D$$

De la Figura 31 y/o Figura 32 se tiene que las dimensiones en planta de la estructura son:

$$A = 16, B = 28, C = 16 \text{ y } D = 24$$

Por tanto, verificando las fórmulas se tiene:

$$A > 0,15B$$

$$C > 0,15D$$

$$16 > 0,15(28)$$

$$16 > 0,15(24)$$

$$16 > 4,2$$

$$16 > 3,6$$

Cumple ambas condiciones por lo que $\emptyset_{Pi}=0,9$

Tipo 3. Discontinuidades en el sistema de piso.

La estructura es de tipo L por lo que no presenta discontinuidad en el sistema de piso, es decir no presenta aberturas o entrantes que no sea aparte del que se encuentra en la esquina. Por tanto, $\emptyset_{Pi}=0$.

Tipo 4. Ejes estructurales no paralelos.

Todas las intersecciones de los ejes de la estructura forman un ángulo recto por lo que son ortogonales entre sí, por tanto, $\emptyset_{Pi}=0$.

Factor de irregularidad en planta.

El factor de configuración en planta mediante la ecuación es $\emptyset_{Pi}=0,9$

4.1.8.5 Configuración en elevación.

Tipo 1. Piso flexible.

$$K_{i < n-2} < 0,80 \frac{(K_{n-2} + K_{n-1} + K_n)}{3} \quad \text{ó} \quad K_i < 0,70 K_{i+1}$$

Primero se determinó la rigidez en cada uno de los pórticos para cada piso mediante la ecuación obteniendo los siguientes resultados.

Cuadro 28. Rigidez de piso en sentido X para cada uno de los pórticos.

Eje 1	I _i /h _i		Σ I _i /h _i	Viga I _{ij} /L _{ij}		Σ I _{ij} /L _{ij}	K _P
	Columna 1	Columna 2		L=8m	L=4		
P1	0,0000	0,00038	0,0015	0,00000	0,00033	0,0010	2173,70651
P2	0,0000	0,00038	0,0015	0,00000	0,00033	0,0010	1499,10794
P3	0,0000	0,00038	0,0015	0,00000	0,00033	0,0010	1449,13767
P4	0,0000	0,00030	0,0012	0,00000	0,00033	0,0010	1317,39789
Eje 3	Columna 1	Columna 2	Σ I _i /h _i	L=8m	L=4	Σ I _{ij} /L _{ij}	K _P
P1	0,00071	0,00038	0,0043	0,00000	0,00033	0,0023	5810,27748
P2	0,00071	0,00038	0,0043	0,00000	0,00033	0,0023	3833,89225
P3	0,00071	0,00038	0,0043	0,00000	0,00033	0,0023	3666,37994
P4	0,00023	0,00030	0,0021	0,00000	0,00033	0,0023	2669,46414
Eje 4	Columna 1	Columna 2	Σ I _i /h _i	L=8m	L=4	Σ I _{ij} /L _{ij}	K _P
P1	0,00071	0,00000	0,0057	0,00000	0,00033	0,0023	6824,96645
P2	0,00071	0,00000	0,0057	0,00000	0,00033	0,0023	4250,91300
P3	0,00071	0,00000	0,0057	0,00000	0,00033	0,0023	3996,39076

Fuente: Autor.

Cuadro 29. Rigidez de piso en sentido Y para cada uno de los pórticos.

Eje A	I _i /h _i		Σ I _i /h _i	Viga I _{ij} /L _{ij}		Σ I _{ij} /L _{ij}	K _P
	Columna 1	Columna 2		L=8m	L=4 m		
P1	0,00071	0,00104	0,0045	0,00017	0,00033	0,0010	4146,22341
P2	0,00071	0,00104	0,0045	0,00017	0,00033	0,0010	2231,13185
P3	0,00071	0,00104	0,0045	0,00017	0,00033	0,0010	1979,83506
P4	0,00023	0,00053	0,0021	0,00017	0,00033	0,0010	1623,35095
Eje E	Columna 1	Columna 2	Σ I _i /h _i	L=8m	L=4 m	Σ I _{ij} /L _{ij}	K _P
P1	0,00071	0,00000	0,0021	0,00000	0,00033	0,0007	2276,68141
P2	0,00071	0,00000	0,0021	0,00000	0,00033	0,0007	1333,75069
P3	0,00071	0,00000	0,0021	0,00000	0,00033	0,0007	1226,78322
P4	0,00023	0,00000	0,0007	0,00000	0,00033	0,0007	810,07696

Fuente: Autor.

La rigidez de piso resulta de la sumatoria de rigideces de piso para cada uno de los sentidos teniendo así los siguientes resultados.

Cuadro 30. Cuadro de resultados de rigidez de piso.

	K _{PX}	K _{PY}
P1	23807,623	25691,619
P2	15333,934	14259,530
P3	14557,437	12826,473
P4	10212,629	9733,712

Fuente: Autor.

Analizando la primera condición nos podemos dar cuenta que el único piso que se puede analizar es el piso 1, debido a que solamente este puede tener tres pisos superiores. Por tanto, para ambos sentidos tenemos:

Sentido X:

$$23807,623 < 0,80 \frac{(10212,629 + 14557,437 + 15333,934)}{3}$$

$$23807,623 \nless 10694,4$$

Sentido Y:

$$25691,619 < 0,80 \frac{(9733,712 + 12826,473 + 14259,53)}{3}$$

25691,619 \neq 9818,59

De los resultados de rigidez de piso se puede apreciar que tanto la rigidez en el sentido X como la rigidez en el sentido Y van en orden decreciente por lo que la rigidez de cada piso siempre será mayor a la rigidez del piso superior, por tanto la condición $K_i < 0,70K_{i+1}$ no se cumple.

Por lo que $\emptyset_{Ei}=0$.

Tipo 2. Distribución de masa.

$$m_i > 1,5 m_{i+1} \quad \text{ó} \quad m_i > 1,5 m_{i-1}$$

De los resultados obtenidos previamente se puede evidenciar que la masa del piso 1 es la misma que la masa del piso 2, exceptuando el piso de cubierta la única masa de piso distinta del resto es la masa del piso 3 con un valor de $m_3=0,378329 \text{ Ts}^2/\text{cm}$ por lo que se analizará si la masa del piso 2 es 1,5 veces mayor a la masa 3.

$$m_2 > 1,5 m_3$$

$$0,384795 \neq 0,567494$$

Por tanto, $\emptyset_{Ei}=0$

Tipo 3. Irregularidad geométrica.

La estructura conserva las mismas dimensiones en planta para todos los pisos, por lo que $\emptyset_{Ei}=0$.

Factor de irregularidad en elevación.

Como la estructura no cumple ninguno de los 3 casos, entonces se dice que la estructura es regular en elevación por tanto $\emptyset_E=1$.

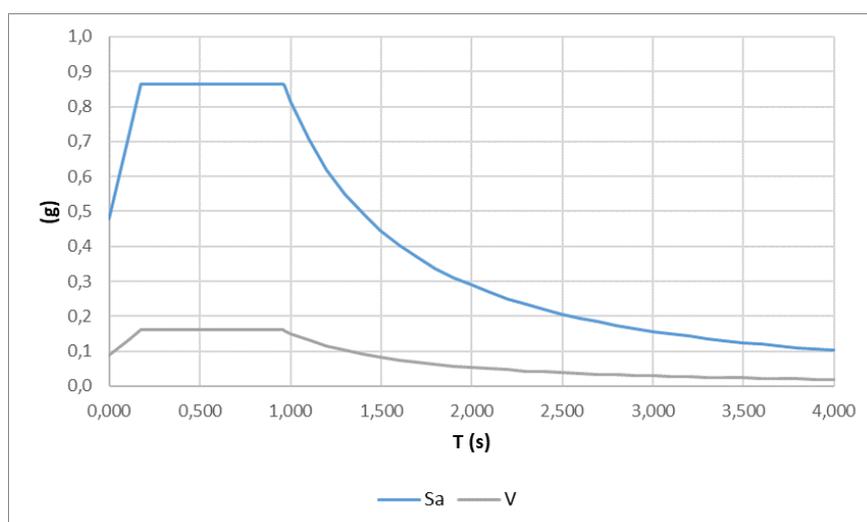
4.1.8.6 Importancia.

La estructura tiene un factor de importancia $I=1$, debido a que no es una estructura de tipo esencial ni fundamental.

4.1.8.7 Espectro de diseño y cortante basal de la estructura.

Una vez definidas todas las variables y/o factores se procederá a realizar el espectro de diseño según como indica el capítulo.

Figura 37. Espectro de diseño y cortante basal.



Fuente: Autor.

Donde se puede apreciar para los valores obtenidos en Cuadro 31, $S_a=0,864$ y $V= 1,6$ W, siendo W la carga sísmica reactiva.

Cuadro 31. Factores para el espectro de diseño en aceleraciones.

MACHALA		
Factor Z		0,4
Tipo de perfil de suelo		D
Factor tipo de suelo	F_a	1,2
	F_d	1,4
	F_s	1,5
Periodo limite	T_0	0,175
	T_c	0,9625
	T_L	4
Relación espectral	η	1,8
Factor	r	1,5
Irregularidad	φ_E	1
	φ_P	0,9
Importancia	I	1
Reducción de respuesta estructural	R	6

Fuente: Autor.

4.1.8.8 Cortante basal.

En Cuadro 32, se realiza el cálculo de la carga sísmica reactiva considerando el 25% de la carga viva teniendo un total de 1414,64 Ton.

Cuadro 32. Carga sísmica reactiva.

	Carga Muerta	Carga viva	W (Ton)	Acumulado
P1	376,7463	20,643875	381,91	381,91
P2	376,7463	20,643875	381,91	763,81
P3	370,4103	20,643875	375,57	1139,39
P4	271,3758	15,523781	275,26	1414,64
Total	1395,2785	77,4554063	1414,64	

Fuente: Autor.

Del espectro de diseño se tiene que $V = 1,6 W$ lo que nos da un cortante basal de 226,34 Ton o 2220,42 KN.

4.1.9 Determinación de las propiedades del Aislador.

4.1.9.1 Periodo de diseño.

Como se ha mencionado en el capítulo el periodo de diseño puede abarcar un rango de 2s a 3,5 s o bien del doble del periodo fundamental de la estructura, por lo cual se ha definido un periodo de diseño de 2s.

4.1.9.2 Desplazamiento de diseño.

Para un amortiguamiento efectivo asumido de $\beta_{\text{eff}} = 11\%$ se tiene un factor aproximado B_m como indica Cuadro 1 y según el espectro de sismo de diseño para el periodo fundamental de la estructura se tiene que $S_a = 0,864$, resolviendo ecuación el desplazamiento máximo es:

$$D_m = \frac{g S_{m1} T_m}{4\pi^2 B_m} = 0,33 \text{ m}$$

Por motivo de que la NEC-SE-DS no presenta los espectros de diseño para un sismo con periodo de retorno de 2500 años no se realizará el diseño para un sismo máximo probable.

4.1.9.2.1 Desplazamiento total máximo.

El desplazamiento total máximo depende de las dimensiones de la estructura, donde $b=28\text{m}$ y $d=24\text{m}$, $y=28\text{m}$ y $e=5\%b$ según ecuación, resolviendo se tiene.

$$D_{tm} = D_m \left(1 + \frac{12ye}{b^2 + d^2} \right) = 0,45 \text{ m}$$

4.1.9.3 Diámetro de los aisladores.

Se puede asumir el diámetro del aislador como 1,5 veces el desplazamiento total máximo o según el esfuerzo admisible y la carga máxima.

$$D_i = 1,5 D_{tm} = 0,68 \text{ m} \approx 0,70\text{m}$$

4.1.9.4 Altura de espesor de elastómero.

Según datos del fabricante el cortante máximo que se recomienda es del 250%, para este caso se asume un valor de 150%, entonces el valor de altura para el elastómero es:

$$H_r = D_{tm}/1,5 = 30,47 \text{ cm}$$

4.1.9.5 Selección de aislador.

Para la determinación de la carga máxima que soportará un aislador se usó un software comercial de análisis de estructuras, el cual nos proporcionó que la carga máxima será de 363,57 T por combinación de cargas 1,55 CM+1,25 CV.

Para la selección del aislador se escogerá el mínimo aislador que cumpla con los datos iniciales de carga máxima, altura y diámetro de aislador del catálogo presente en el Anexo 11 y Anexo 12.

Cuadro 33. Características principales del aislador.

Diámetro, Di (mm)	Altura, H (mm)	# Capas de caucho, N	Kd (KN/mm)	Qd (KN/mm)	Kv (KN/mm)	Desplazamiento máximo, Dmax (mm)	Capacidad de carga axial, Pmax (KN)
750	230 - 455	8 - 30	0,7 - 4.7	0 - 265	>900	460	3600

Fuente: Autor.

Se seleccionó el de diámetro de 750 mm debido a que la carga axial que soportará el aislador es de 363,57 T \approx 3600 KN

4.1.9.6 Dimensionamiento del aislador.

Para la determinación de las capas de goma se asume un valor de espesor de goma de 20mm, teniendo así $H_r/t_r = 30,47/2 = 15,23$ por lo que el próximo número par sería de 16 capas de goma su nueva altura $H_r = 32 \text{ cm}$.

Asumiendo un espesor de placa de acero $t_a = 1\text{mm}$ y el espesor de la placa de montaje que nos indica Anexo 12 $t = 3,2 \text{ cm}$ la altura total del aislador sería.

$$H = 2t + NH_r + (N-1) t_a = 39,9 \text{ cm. está dentro del límite del catálogo.}$$

4.1.9.7 Determinación de las propiedades de diseño.

Según como indica la fundamentación teórica la relación entre la fuerza característica y el peso debe ser $Q_d/W=3\%-10\%$, y la relación entre las rigideces $K_e/K_d=10$ según como indica proveedor.

Asumiendo que $Q_d/W=5\%$ se tiene que $Q_d=152,737$ KN/mm (para una combinación de cargas (CM+0,25CV) obteniendo un $W=311,39$) y que $K_e=16$ KN/mm para un valor inicial de $K_d=1,6$ KN/mm.

Se procederá a calcular el desplazamiento de fluencia $D_y=Q/(K_e-K_d)$ donde $D_y=10,60$ mm

Una vez calculado el desplazamiento de fluencia se controlará el cortante del aislador, para ello se calculará la fuerza de fluencia. $V_y=K_1D_y=169,707$ KN y se lo comparará con el cortante basal.

$$32 V_y > V \rightarrow 32(169,707 \text{ KN}) > 2220,42 \text{ KN} \rightarrow 5430,64 \text{ KN} > 2220,42 \text{ KN}$$

Por lo que para el sismo de diseño los aisladores pueden soportar más del doble del cortante basal que se genera.

Posteriormente asumiendo el desplazamiento máximo de 460 mm como el que se indica en el catálogo se calcula la energía disipada por el aislador.

$$E_d = 4Q_d(D-D_y) = 274555,55 \text{ KN}$$

Consecuentemente se determina la rigidez efectiva mediante.

$$K_{\text{eff}} = K_2 + Q_d/D = 1,932 \text{ KN/mm.}$$

Una vez obtenida la rigidez efectiva y la energía disipada por el aislador se procederá a calcular el amortiguamiento efectivo mediante la ecuación.

$$\beta_{\text{eff}} = E_d / (2\pi K_{\text{eff}} D^2) = 0,106885$$

$$\beta_{\text{eff}} = 10,68\% \text{ muy aproximado al valor adoptado.}$$

Una vez verificando que todos los valores queden dentro de los rangos proporcionados por el fabricante se dice que las propiedades de diseño serán las siguientes, asumiendo un peso de 2300 Kg según las características del aislador para otras ofertas de mercado.

Cuadro 34. Propiedades de diseño y dimensión del aislador.

Qd	152,737 KN/mm
Kd	1,6 KN/mm
Keff	1,93 KN/mm
D	750 mm
H	399 mm
Peso	2300 Kg

Fuente: Autor.

4.1.10 Método de Pan y Kelly.

4.1.10.1 Matriz de masa.

4.1.10.1.1 Masa sobre un aislador.

Las consideraciones que se hicieron para los cálculos presentados en Anexo 14 son que las distancias sean tomadas de eje a eje para simplificaciones de cálculo, la aceleración de la gravedad sea de $g= 981 \text{ cm/s}^2$ y que el peso sobre cada aislador sea correspondiente al área tributaria de todos los pisos, teniendo así una masa total de la estructura de $2,1168 \text{ Ts}^2/\text{cm}$, incluyendo el sistema de aislación y el peso de los aisladores.

4.1.10.1.2 Centro de masa.

Para el cálculo del centro de masa se hace uso de la ecuación cuyo procedimiento queda detallado en Anexo 15 y Anexo 16 teniendo como resultado.

$X_{cm}= 1122,38 \text{ cm}$ y $Y_{cm}= 1309,41 \text{ cm}$.

4.1.10.1.3 Momento de inercia.

Los cálculos del momento de inercia se muestran en Anexo 17 para el cuál se ha considerado el peso del aislador y que la masa se encuentra concentrada en cada uno de los aisladores, aplicando ecuación teniendo como resultado .

$J_B= 2776561,5819 \text{ Ts}^2\text{cm}$.

4.1.10.1.4 Matriz de masa global.

Con los resultados se ensambla la matriz de masa del sistema tal y como detalla a continuación.

$$M_G = \begin{bmatrix} 2,116860347 & 0 & 0 \\ 0 & 2,116860347 & 0 \\ 0 & 0 & 2776561,5819 \end{bmatrix}$$

4.1.10.2 Matriz de rigidez.

4.1.10.2.1 Rigidez lateral.

La rigidez lateral del sistema está definida por la rigidez efectiva de los dispositivos de aislación, por tanto, la rigidez horizontal tanto en sentido X como en sentido Y sería la sumatoria de la rigidez de los aisladores teniendo entonces:

$$K_{BX}=K_{BY}= 62,956167 \text{ T/cm.}$$

4.1.10.2.2 Rigidez por giro.

Teniendo las rigideces laterales de los aisladores se procede mediante ecuación calcular la matriz de rigidez correspondiente al giro con el centro de masa calculado en capítulo. teniendo:

Cuadro 35. Rigidez por giro en sentido X

EJE	K_x	Y	$K_x Y$
1	7,8695	1309,415	10304,4704
2	7,8695	509,415	4008,8536
3	15,7390	-290,585	-4573,5262
4	15,7390	-690,585	-10869,1429
5	15,7390	-1090,585	-17164,7596
$K_{BXO} =$			-18294,10467

Fuente: Autor.

Cuadro 36. Rigidez por giro en sentido Y.

EJE	K_y	X	$K_y X$
A	9,8369	1122,182	11038,7932
B	9,8369	722,182	7104,0328
C	9,8369	322,182	3169,2723
D	9,8369	-77,818	-765,4881
E	5,9021	-477,818	-2820,1491
F	5,9021	-877,818	-5181,0054
G	5,9021	-1277,818	-7541,8617
H	5,9021	-1677,818	-9902,7179
$K_{BYO} =$			-4899,12388

Fuente: Autor.

Cuadro 37. Rigidez por giro.

EJE	K _y	X	K _{oo}
A	9,8369	1122,182	12387534,9
B	9,8369	722,182	5130404,5
C	9,8369	322,182	1021082,5
D	9,8369	-77,818	59568,8
E	5,9021	-477,818	1347518,1
F	5,9021	-877,818	4547979,9
G	5,9021	-1277,818	9637126,7
H	5,9021	-1677,818	16614958,5
EJE	K _x	Y	K _{oo}
1	7,8695	1309,415	13492830,2
2	7,8695	509,415	2042171,0
3	15,7390	-290,585	1328997,1
4	15,7390	-690,585	7506064,8
5	15,7390	-1090,585	18719625,8
		K₈₀₀	93835862,7

Fuente: Autor.

4.1.10.2.3 Matriz de rigidez global

Ensamblando la matriz de rigidez global del sistema quedaría.

$$K_B = \begin{bmatrix} 62,956167 & 0 & -18294,104670 \\ 0 & 62,956167 & -4899,123881 \\ -18294,104670 & -4899,123881 & 93835862,714 \end{bmatrix}$$

4.1.10.2.4 Amortiguamiento.

El dispositivo aislador tiene un factor de amortiguamiento efectivo de $\beta_{\text{eff}}= 0,1068$ aplicando la ecuación se tiene que el amortiguamiento del sistema de aislación es $C_B=78,970447$.

4.1.10.3 Método Beta de Newmark.

Para la aplicación del método beta de Newmark se hizo un análisis separado tomando las consideraciones del método de Pan y Kelly al cuál se le ingresó el registro sintético de aceleraciones con los siguientes datos de entrada.

$$M_B = \begin{bmatrix} 2,116860347 & 0 & 0 \\ 0 & 2,116860347 & 0 \\ 0 & 0 & 2776561,5819 \end{bmatrix}$$

$$K_B = \begin{bmatrix} 62,956167 & 0 & -18294,104670 \\ 0 & 62,956167 & -4899,123881 \\ -18294,104670 & -4899,123881 & 93835862,714 \end{bmatrix}$$

$$C_B=78,970447.$$

Obteniendo así los resultados presentados en los Anexo 18 y Anexo 19 para los desplazamientos, Anexo 20 y Anexo 21 para las velocidades y Anexo 22 y Anexo 23 para las aceleraciones.

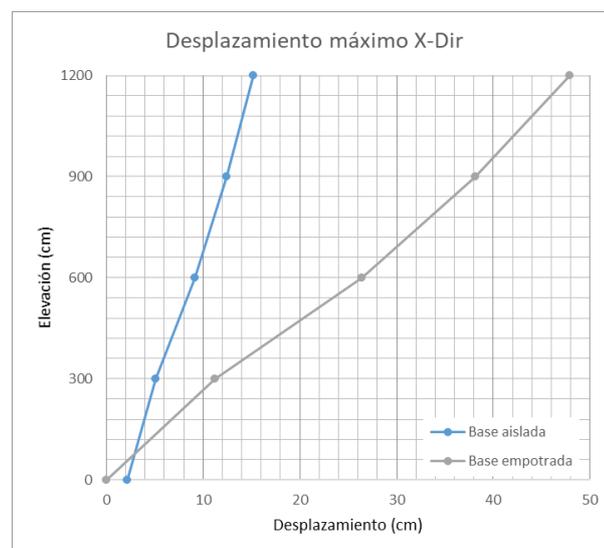
Para el análisis del comportamiento de la superestructura se ingresaron como datos iniciales los resultados obtenidos por el método de Pan y Kelly de aceleración, velocidad y desplazamiento para ambos sentidos X y Y.

Aplicando el mismo criterio definido anteriormente en capítulo se definieron las constantes de $\gamma=1/2$ y $\beta=1/6$ con un factor de amortiguamiento del 5% para la superestructura obteniendo los siguientes resultados con las siguientes matrices de masa y rigidez.

$$MG = \begin{bmatrix} M_B & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_x & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_B & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_y & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & J_B & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & J \end{bmatrix} \quad KG = \begin{bmatrix} K_{BX} & 0 & 0 & 0 & K_{BOX} & 0 \\ 0 & K_X & 0 & 0 & 0 & K_{XO} \\ 0 & 0 & K_{BY} & 0 & K_{BOY} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_Y & 0 & K_{YO} \\ K_{BXO} & 0 & K_{BYO} & 0 & K_{BOO} & 0 \\ 0 & K_{OX} & 0 & K_{OY} & 0 & K_{OO} \end{bmatrix}$$

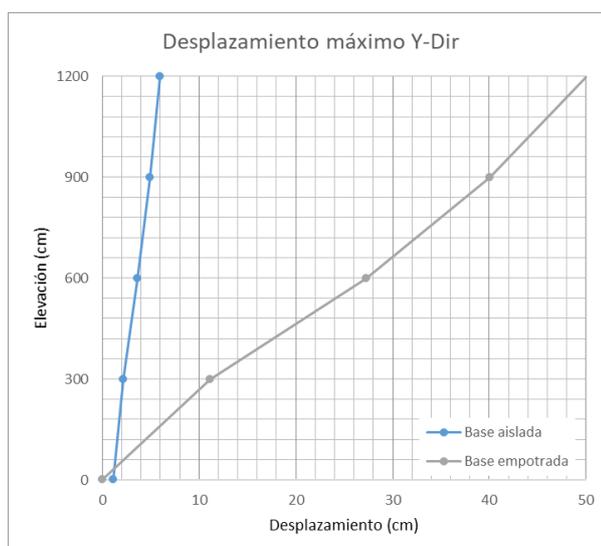
De los resultados obtenidos se puede evidenciar que la superestructura tiene mayor desplazamiento en X que en Y.

Figura 38. Comparación de desplazamientos máximos en sentido X.



Fuente: Autor.

Figura 39. Comparación de desplazamientos máximos en sentido Y.



Fuente: Autor.

Presentando una deriva máxima de 1,43% para el segundo piso en el sentido X, en Cuadro 38 y Cuadro 39 se mostrarán los valores de derivas para los demás pisos.

Cuadro 38. Derivas para valores de aceleración positiva de la estructura aislada.

Desplazamientos máximos					Desplazamientos máximos				
Story	Elevation cm	X-Dir cm	Derivas cm	Derivas %	Story	Elevation cm	Y-Dir cm	Derivas cm	Derivas %
Piso 4	1200	15,191	2,732	0,911%	Piso 4	1200	5,976	1,062	0,354%
Piso 3	900	12,459	3,325	1,108%	Piso 3	900	4,914	1,261	0,420%
Piso 2	600	9,134	4,073	1,358%	Piso 2	600	3,653	1,516	0,505%
Piso 1	300	5,061	2,909	0,970%	Piso 1	300	2,137	0,976	0,325%
Base	0	2,152			Base	0	1,161		

Fuente: Autor.

Cuadro 39. Derivas para valores de aceleración negativa de la estructura aislada.

Desplazamientos mínimos.					Desplazamientos mínimos				
Story	Elevation cm	X-Dir cm	Derivas cm	Derivas %	Story	Elevation cm	Y-Dir cm	Derivas cm	Derivas %
Piso 4	1200	14,912	2,213	0,738%	Piso 4	1200	6,128	1,063	0,354%
Piso 3	900	12,699	3,254	1,085%	Piso 3	900	5,065	1,293	0,431%
Piso 2	600	9,445	4,315	1,438%	Piso 2	600	3,772	1,461	0,487%
Piso 1	300	5,130	3,170	1,057%	Piso 1	300	2,311	0,913	0,304%
Base	0	1,960			Base	0	1,398		

Fuente: Autor.

4.1.11 Respuesta Modal de la estructura aislada.

Repitiendo el procedimiento descrito en el capítulo ingresando las siguientes matrices generales para el sistema mediante la ecuación

$$MG = \begin{bmatrix} M_B & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_x & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_B & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_y & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & J_B & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & J \end{bmatrix} \quad KG = \begin{bmatrix} K_{BX} & 0 & 0 & 0 & K_{BOX} & 0 \\ 0 & K_X & 0 & 0 & 0 & K_{XO} \\ 0 & 0 & K_{BY} & 0 & K_{BOY} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_Y & 0 & K_{YO} \\ K_{BXO} & 0 & K_{BYO} & 0 & K_{BOO} & 0 \\ 0 & K_{OX} & 0 & K_{OY} & 0 & K_{OO} \end{bmatrix}$$

4.1.11.1 Valores propios, frecuencia y periodo.

Mediante la ecuación se puede encontrar los valores propios λ , donde K es la matriz de rigidez global KG y MG la matriz de masa global M_G de la estructura, obteniendo así los siguientes resultados.

Cuadro 40. Resumen de periodos de la estructura aislada.

Valores propios λ	Frecuencia ω	Periodo T
15,331	3,915	1,605
29,740	5,453	1,152
48,205	6,943	0,905
50,246	7,088	0,886
61,250	7,826	0,803
85,923	9,269	0,678
460,168	21,452	0,293
550,001	23,452	0,268
699,388	26,446	0,238
1359,456	36,871	0,170
1830,575	42,785	0,147
2147,964	46,346	0,136
2954,427	54,355	0,116
4647,375	68,172	0,092
5272,193	72,610	0,087

Fuente: Autor.

Donde se puede apreciar que el periodo que gobierna la estructura con sistema de aislación es 1,60s aproximadamente el doble de la estructura empotrada.

4.1.11.2 Vectores propios

Estos se mostrarán a continuación de tal manera que las primeras 5 columnas representan los 5 vectores propios correspondientes al sentido X, los 5 siguientes correspondientes al sentido Y y los 5 últimos correspondientes al giro, siendo el 1, 6 y 11 correspondientes al sistema aislado.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1,000	1,000	0,522	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,000	0,000	0,000	0,981	-0,243	-0,931	-0,904	0,208	-0,956	0,462	-0,204	0,567	-0,233	0,134	-0,240
0,000	0,000	0,000	-1,000	0,251	1,000	-0,344	0,067	-0,164	0,714	-0,291	0,788	-0,555	0,317	-0,572
0,000	0,000	0,000	0,549	-0,140	-0,616	1,000	-0,228	1,000	0,297	-0,086	0,164	-0,810	0,460	-0,827
0,000	0,000	0,000	-0,146	0,040	0,214	-0,540	0,133	-0,677	-1,000	0,386	-1,000	-1,000	0,564	-1,000
0,522	0,522	-1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,000	0,000	0,000	0,858	1,000	-0,070	-0,579	-0,930	-0,102	0,237	0,506	0,173	-0,132	-0,202	-0,101
0,000	0,000	0,000	-0,851	-0,987	0,068	-0,217	-0,283	-0,017	0,378	0,796	0,267	-0,345	-0,522	-0,253
0,000	0,000	0,000	0,470	0,576	-0,052	0,632	1,000	0,105	0,157	0,258	0,072	-0,531	-0,794	-0,372
0,000	0,000	0,000	-0,134	-0,190	0,027	-0,349	-0,619	-0,080	-0,515	-1,000	-0,316	-0,666	-1,000	-0,468
-0,001	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,000	0,000	0,000	-0,002	0,000	0,000	0,002	0,000	0,000	0,000	-0,001	0,000	0,000	0,000	0,000
0,000	0,000	0,000	0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,000	0,000	0,000	-0,001	0,000	0,000	-0,002	0,000	0,001	0,000	0,000	0,000	-0,001	0,000	0,001
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,002	0,000	-0,001	-0,001	0,000	0,001

4.1.11.3 Valores propios normalizados

Para la normalización se hará uso de la ecuación de la fundamentación teórica antes mencionado, teniendo los siguientes resultados.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,403	0,457	0,318	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,000	0,000	0,000	0,446	-0,239	-0,872	-0,440	0,215	-0,896	0,289	-0,237	0,566	-0,194	0,145	-0,157
0,000	0,000	0,000	-0,455	0,246	0,936	-0,167	0,069	-0,154	0,446	-0,338	0,787	-0,461	0,343	-0,374
0,000	0,000	0,000	0,250	-0,138	-0,576	0,487	-0,237	0,937	0,186	-0,100	0,164	-0,673	0,497	-0,541
0,000	0,000	0,000	-0,067	0,039	0,200	-0,263	0,138	-0,634	-0,625	0,448	-0,998	-0,830	0,610	-0,654
0,211	0,238	-0,609	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,000	0,000	0,000	0,391	0,981	-0,066	-0,282	-0,965	-0,096	0,148	0,588	0,173	-0,110	-0,219	-0,066
0,000	0,000	0,000	-0,387	-0,969	0,063	-0,106	-0,294	-0,016	0,236	0,925	0,267	-0,287	-0,565	-0,165
0,000	0,000	0,000	0,214	0,565	-0,049	0,307	1,038	0,098	0,098	0,300	0,072	-0,441	-0,859	-0,243
0,000	0,000	0,000	-0,061	-0,186	0,026	-0,170	-0,642	-0,075	-0,322	-1,162	-0,316	-0,553	-1,082	-0,306
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,000	0,000	0,000	-0,001	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,000	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,001	0,000	0,001
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,001	0,000	-0,001	-0,001	0,000	0,001

4.1.11.4 Verificación de ortogonalidad.

Se verifica la ortogonalidad con la ecuación mediante un doble producto de la matriz transpuesta de los valores propios normalizados con la matriz de masa del sistema y por último con la matriz de los valores normalizados.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00

4.1.11.5 Masa modal efectiva

Calculando la contribución de masa correspondiente a cada uno de los de los grados de libertad se tiene.

Cuadro 41. Participación de masa en para la estructura aislada.

1	2	3	4	5	Σ	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	Σ	
0,3445	0	0	0	0	0,345	0,0938	0	0	0	0	0,094	0,5617	0,00000	0,00000	0	0	0,562
0,4415	0	0	0	0	0,441	0,1202	0	0	0	0	0,120	0,4383	0,00000	0,00000	0	0	0,438
0,214	0	0	0	0	0,214	0,786	0	0	0	0	0,786	3E-26	0,00000	0,00000	0	0	0,000
0	0,0766	0,0796	0,0236	0,0012	0,181	0	0,0586	0,0576	0,0173	0,001	0,135	0	0,28906	0,29526	0,0938	0,0063	0,684
0	0,0219	0,0232	0,0072	0,0004	0,053	0	0,3702	0,3607	0,1207	0,0096	0,861	0	0,03552	0,03630	0,013	0,0012	0,086
0	0,2921	0,3368	0,1254	0,0111	0,765	0	0,0017	0,0015	0,0009	0,0002	0,004	0	0,08330	0,09774	0,0441	0,0052	0,230
0	0,0744	0,0107	0,0895	0,0191	0,194	0	0,0305	0,0043	0,0357	0,008	0,079	0	0,29310	0,02606	0,3232	0,0853	0,728
0	0,0178	0,0019	0,0212	0,0053	0,046	0	0,3581	0,0333	0,407	0,1143	0,913	0	0,01645	0,00080	0,0177	0,0062	0,041
0	0,3084	0,0091	0,3315	0,1112	0,760	0	0,0035	1E-04	0,0036	0,0016	0,009	0	0,08812	0,00091	0,1012	0,0407	0,231
0	0,032	0,0765	0,013	0,108	0,230	0	0,0084	0,0214	0,0036	0,0287	0,062	0	0,10990	0,25334	0,0258	0,3192	0,708
0	0,0216	0,0438	0,0038	0,0556	0,125	0	0,1328	0,3288	0,0341	0,3739	0,870	0	0,00071	0,00246	0,0002	0,0024	0,006
0	0,1232	0,2379	0,0101	0,276	0,647	0	0,0114	0,0274	0,002	0,0276	0,068	0	0,05685	0,11410	0,0041	0,1093	0,284
0	0,0144	0,0817	0,1711	0,1909	0,458	0	0,0046	0,0316	0,0735	0,0848	0,195	0	0,01015	0,06207	0,1334	0,1416	0,347
0	0,0081	0,0453	0,0935	0,1032	0,250	0	0,0185	0,1228	0,2792	0,3243	0,745	0	0,00027	0,00116	0,0019	0,0018	0,005
0	0,0095	0,0538	0,1107	0,1185	0,292	0	0,0017	0,0105	0,0224	0,026	0,061	0	0,01810	0,11173	0,2416	0,2755	0,647

Fuente: Autor.

Ordenando los resultados se puede apreciar que el periodo fundamental de la estructura es de 1,60 s.

Cuadro 42. Participación de masa de la estructura aislada.

CALCULO MANUAL					
Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ
Modal	1	1,605	0,441	0,120	0,438
Modal	2	1,152	0,214	0,786	0,000
Modal	3	0,905	0,345	0,094	0,562
Modal	4	0,886	0,458	0,195	0,347
Modal	5	0,803	0,250	0,745	0,005
Modal	6	0,678	0,292	0,061	0,647
Modal	7	0,293	0,647	0,068	0,284
Modal	8	0,268	0,125	0,870	0,006
Modal	9	0,238	0,230	0,062	0,708
Modal	10	0,170	0,760	0,009	0,231
Modal	11	0,147	0,046	0,913	0,041
Modal	12	0,136	0,194	0,079	0,728
Modal	13	0,116	0,765	0,004	0,230
Modal	14	0,092	0,053	0,861	0,086
Modal	15	0,087	0,181	0,135	0,684

Fuente: Autor.

4.2 Conclusiones.

- El periodo fundamental de la estructura sin sistema de aislamiento es de 0,886 segundos y presenta una participación en torsión del 34,7% según los cálculos manuales, lo que indica que en el periodo fundamental la tercera parte de la estructura tendrá un movimiento rotacional.
- La estructura presenta derivas superiores al 3%, ubicándose la máxima en el segundo piso con un valor de 5,73% en el sentido X y 5,49% en el sentido Y, los mayores desplazamientos de la estructura son en sentido X con una distancia de 53,56 cm para el último piso.
- La respuesta modal de la estructura aislada presenta cierta analogía con respecto a los tres primeros modos de vibración de la estructura sin sistema de aislamiento, en el periodo fundamental de vibración ambos presentan una participación de masa en sentido X de aproximadamente el 45% con la diferencia que en el sistema de aislamiento existe una mayor participación en torsión con un 43,8%, la superestructura mantiene el mismo orden natural de vibración por lo que se puede evidenciar que los aisladores no modifican el modo de vibración de la estructura aislada y la disposición de los mismos hace que tampoco se pueda eliminar la torsión.
- Los desplazamientos en la superestructura se redujeron en aproximadamente un 88% en la dirección Y mientras que en la dirección X se redujeron en un 70%; la deriva máxima se sigue presentando en el segundo piso con valores aceptables dentro de lo que indica la NEC-2015 con un valor aproximado de 1,4% en el sentido X mientras que en el sentido Y esta apenas logró llegar a un 0,5% reduciendo considerablemente su vulnerabilidad ante estos eventos.

4.3 Recomendaciones.

- Limitar las características de diseño de los aisladores a una fuente proveedora local o la más cercana con el fin de poder adaptarlas mejor al medio.
- Realizar los estudios correspondientes y determinar el sismo máximo probable para diseñar las características del aislador y poder prevenir cualquier desperfecto y asegurar su funcionamiento después de cualquier evento sísmico.
- Es necesario el uso de otros dispositivos o elementos estructurales para poder ofrecer un mejor funcionamiento en la estructura especialmente para reducir la torsión en el periodo fundamental tales como muros estructurales, contravientos o cualquier otro elemento que logre aportar rigidez a la estructura.

- Realizar un análisis con varios dispositivos de aislación sísmica para poder determinar cuál es el más efectivo y cuál se adecua mejor a las condiciones requeridas tanto económicas, logísticas, etc. Para el desarrollo de cualquier proyecto.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] R. Aguiar, F. Del Castillo, V. Ávila , H. Coyago y Á. Cedeño, *DISEÑO DE CONTRAVIENTO Y PLACAS GUSSET DE CONEXIÓN PARA SOPORTAR DISIPADORES DE ENERGÍA*, vol. XXII, 2017.
- [2] P. Quinde Martínez y E. Reinoso Angulo, *Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca*, 2016.
- [3] M. Moncayo Theurer, *ENFOQUE DE ENERGÍA SÍSMICA LIBERADA: EN BUSCA DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ECUADOR E IDENTIFICACIÓN DE LAS AMENAZAS SÍSMICAS*, vol. 17, 2015.
- [4] C. Pedro, R. Pedro y W. Lobo-Quintero, *Evaluación del factor de respuesta R en estructuras de concreto armado con pisos blandos*, vol. 27, Redalyc, 2006.
- [5] R. Aguiar, *ANÁLISIS SÍSMICOS DE HOSPITAL DE QUININDÉ CON DOS TIPOS DE AISLADORES*, vol. 23, Quito, 2016.
- [6] A. Roberto y D. C. Fernando, *QUE SIGNIFICA UNA DERIVA DE PISO INELÁSTICA LIGERAMENTE SUPERIOR AL DOS POR CIENTO*, vol. XXIV, Quito, 2019.
- [7] S. García Bustos, J. Landín, R. Moreno, M. Mite, N. Cárdenas, A. Chong y M. Mulas, *Statistical analysis of the largest possible earthquake magnitudes on the Ecuadorian coast for selected return periods*, 2018.
- [8] C. Delgado, «Dialnet,» 29 Julio 2016. [En línea]. Available: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=5761582>.
- [9] El Telégrafo, «El telégrafo,» 13 Julio 2017. [En línea]. Available: <https://www.eltelgrafo.com.ec/noticias/ecuador/1/cifras-del-terremoto-de-2016-se-analizan-en-un-encuentro>.
- [10] L. Lara, H. Aguirre y M. Gallegos, *Estructuras Aporticadas de Hormigón Armado que Colapsaron en el Terremoto del 16 de Abril de 2016 en Tabuga– Ecuador*, Quito, 2018.
- [11] R. Aguiar y Y. Mieles, *ANÁLISIS DE LOS EDIFICIOS QUE COLAPSARON EN PORTOVIEJO DURANTE EL TERREMOTO DEL 16 DE ABRIL DE 2016*, vol. 21, 2016.
- [12] G. Villarruel y R. Aguiar , *COMPARACIÓN DE ESTRUCTURAS RÍGIDAS CON ESTRUCTURAS FLEXIBLES SOBRE AISLADORES SÍSMICOS FPT*, vol. XIX, 2016.
- [13] B. A. G. QUILLUPANGUI, *Análisis experimental y analítico de aisladores elastoméricos.*, Quito: UCE, 2015.
- [14] R. Aguiar y E. Pazmiño, *DETALLES CONSTRUCTIVOS DEBIDO A LOS AISLADORES SISMICOS EN LAS CONSTRUCCIONES DE LA UNIVERSIDAD*

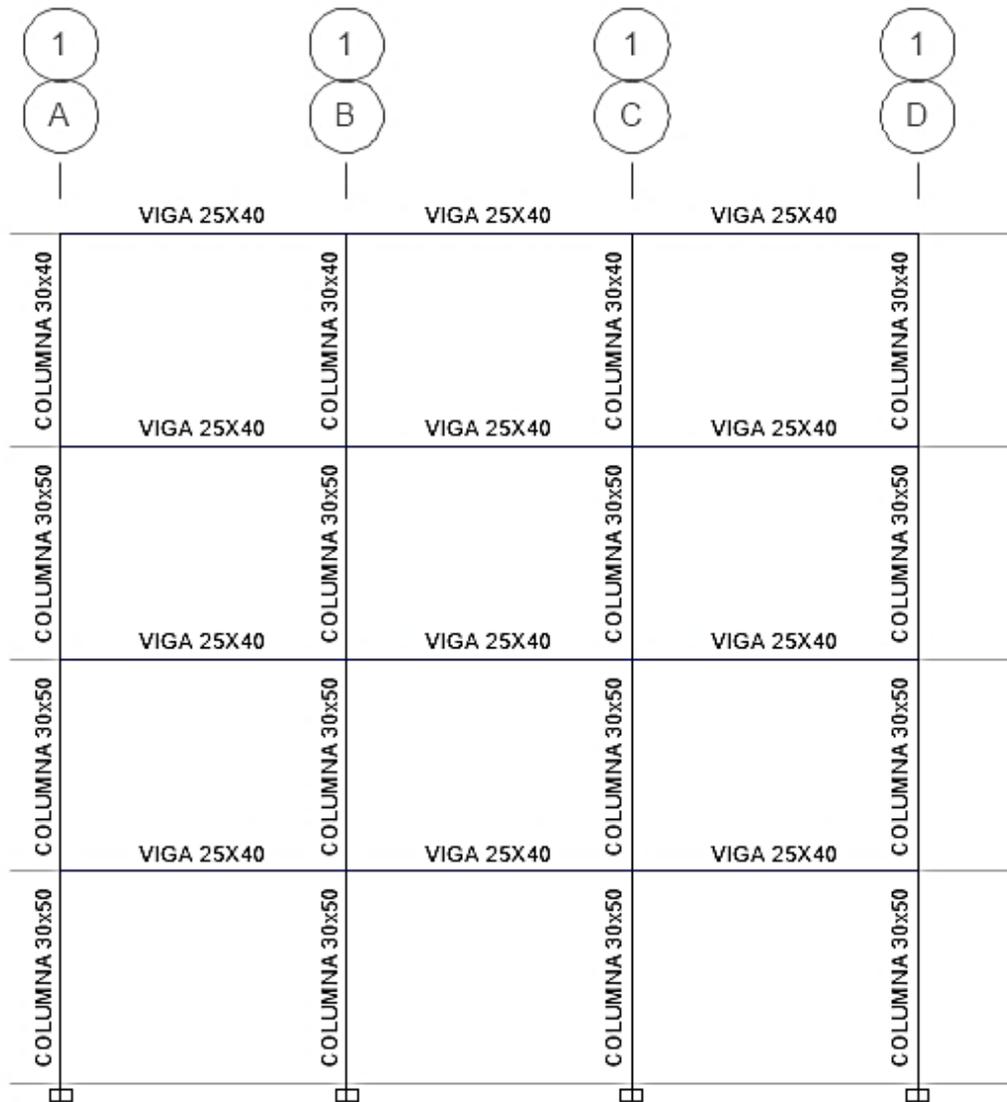
- DE FUERZAS ARMADAS ESPE, EN ECUADOR*, vol. XXI, Rumiñahui: ESPE, 2016.
- [15] M. Christian y P. Patricio, *Reducción de la Vulnerabilidad en Estructuras Esenciales de Hormigón Armado: Hospitales, Situadas en Zonas de Alto Peligro Sísmico en el Ecuador*, vol. XL, Quito, 2017.
- [16] L. C. E. Salas y V. S. Díaz, *Mediciones de vibraciones ambientales en tres edificios de concreto reforzado de 28, 11 y 6 pisos*, 2016.
- [17] Corporación de Desarrollo tecnológico, CDT, «Course Hero,» Febrero 2012. [En línea]. Available: <https://www.coursehero.com/file/23605159/AISLADORES-SISMICOS/>. [Último acceso: Noviembre 2011].
- [18] J. R. Hernández Ávila, *Modelación inelástica dinámica simplificada de edificaciones de concreto reforzado*, Montería, Córdoba: UPB, 2014.
- [19] J. A. Oviedo y M. d. P. Duque, «Scielo,» 16 Noviembre 2016. [En línea]. Available: http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1794-12372006000200010&fbclid=IwAR1D4-CRyuduM6n_x3dZi6HVAJ-_gpQp7o06fx-47Xa0kgBk9Oo7m09yzil.
- [20] J. A. A. Rosas, *Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos. (Análisis Comparativo de Comportamiento y Costos con un edificio tradicional)*, Valdivia: UACH, 2005.
- [21] M. R. Arnango Cañarejo, *Análisis y rediseño de la cimentación de un edificio en acero con aisladores sísmicos Bloque E del Hospital Regional Ambato modelamiento en el programa ETABS (Análisis comparativo de comportamiento y costos)*, Quito: UCE, 2015.
- [22] L. B. Núñez García, *Aislación sísmica de un edificio (Análisis comparativo del comportamiento y costos con un edificio tradicional)*, Quito: UCE, 2014.
- [23] A. C. M. RAMIRO, *ANÁLISIS Y REDISEÑO DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO EN ACERO CON AISLADORES SÍSMICOS "BLOQUE-E DEL HOSPITAL REGIONAL DE AMBATO"*, Quito: UCE, 2015.
- [24] C. D. Frau, M. Tornello y S. Panella, *CONSIDERACIÓN DE LOS PULSOS DE VELOCIDAD EN EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS CON AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE.*, vol. 17.
- [25] A. Tena, *DISEÑO SÍSMICO SIMPLIFICADO DE ESTRUCTURAS CON MUROS DE MAMPOSTERÍA AISLADAS SÍSMICAMENTE*, vol. XXII, 2016.
- [26] R. Aguiar, F. Vergara, B. Guaygua y J. P. Monge, Febrero 2014. [En línea]. Available: https://www.researchgate.net/profile/Roberto_Aguiar2/publication/277813054_ANALISIS_SISMICO_DE_UNA_ESTRUCTURA_CON_AISLADORES_FPS_DE_PRIMERA_Y_SEGUNDA_GENERACION_Y_ELASTOMERICOS_CON_NUCLEO_DE_PLOMO/links/5574163708aeacff1ffcac9f.pdf.

- [27] S. Zegarra Araujo, *Análisis comparativo del comportamiento estructural de una edificación hospitalaria con aislación y sin aislación sísmica de base*, Cajamarca: UNC, 2015.
- [28] DIS, «Dynamic isolation systems,» 2007. [En línea]. Available: <http://www.dis-inc.com/brochures.html>.
- [29] C. A. Tapia Delgado y L. D. Veletanga Mena, *DISEÑO DE AISLADORES SÍSMICOS LRB Y ANALISIS POR DESEMPEÑO*, Cuenca, 2017.
- [30] M. Domínguez Caicedo, *Períodos de vibración de las edificaciones*, vol. VIII, Cali: UNIVALLE, 2014.
- [31] J. . N. PULAMARIN CACHIPUENDO, *ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE DOS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO, CON O SIN AISLACIÓN SÍSMICA, SOMETIDAS AL SISMO DE DISEÑO Y AL OCURRIDO EN ABRIL DEL 2016 EN EL CANTÓN PEDERNALES*, Quito: UCE, 2017.
- [32] MIDUVI, CAMICON, *NEC-SE-DS*, Quito, 2014.
- [33] D. E. Pantoja Aguacondo y L. O. Zhigüe Zhigüe , *Velocidades De Ondas De Corte Y Periodos De Vibración Del Suelo En La Parroquia Machala De La Ciudad De Machala*, Machala: Machala, 2016.
- [34] R. Aguiar, «Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras,» Junio 2017. [En línea]. Available: <https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/riie/article/view/648/534>.
- [35] C. Medina y S. Medina, *Coficiente Irregularidad en Planta a partir del Análisis de Torsión en Estructuras Irregulares*, vol. 39, 2017.
- [36] J. D. Páez Cornejo, *Análisis comparativo de estructuras con y sin reforzamiento (FRP)*, vol. 17, 2015.
- [37] H. J. Velásquez P. y L. A. Fonten G., *Estudio comparativo de un edificio apoticado de concreto armado utilizando las normas sísmicas de Ecuador y Venezuela.*, Caracas: UCAB, 2015.
- [38] F. D. Maikel, R. L. Luis, M. P. Isabel, J. S. Nayma, P. S. Liane y H. R. Miriam, *Sistema de ejercicios para una práctica de laboratorio. Tema: Momento de inercia.*, vol. IX, 2015.
- [39] R. Aguiar, E. D. Mora y M. Rodríguez, *Análisis sísmico de estructuras con disipadores de energía ADAS o TADAS*, 1 ed., A. Barbat, Ed., Quito: Monografías de ingeniería sísmica, 2016.
- [40] Á. F. San Bartolomé Ramos, *Análisis de edificios*, 1 ed., Lima: PUCP, 1998.
- [41] N. López, J. Vielma, L. López y V. Montesinos, *Uso de macros en microsoft excel para analizar estructuras planas.*, vol. 24, 2019.

- [42] R. Aguiar y D. Ortiz, *ANÁLISIS SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE DOCE PISOS DE LA CIUDAD DE MANTA CONSIDERANDO INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA*, vol. 22, 2017.
- [43] A. K. Chopra, *Dinámica de Estructuras 4ta Edición*, México: PEARSON Educacion de México, S.A., 2014.
- [44] A. Figueroa, D. Solans, C. Gonzales y J. Campaña, «Comportamiento sísmico de presas de relaves construidas aguas abajo y línea central,» *Obras y Proyectos*, vol. XXI, pp. 30-37, 2017.
- [45] R. Aguiar Falconí, J. L. Almazán, P. Dechent y V. Suárez, *Aisladores de base elastoméricos y FPS*, Quito: ESPE, 2016.
- [46] J. C. Morocho Orellana y C. L. Inca Balseca, *Modelación matemática del bloque de aulas de la facultad de ingniería civil de la Universidad Técnica de Machala bajo el análisis dinámico-lineal dentro del rango elástico.*, Cuenca: UPS, 2018.

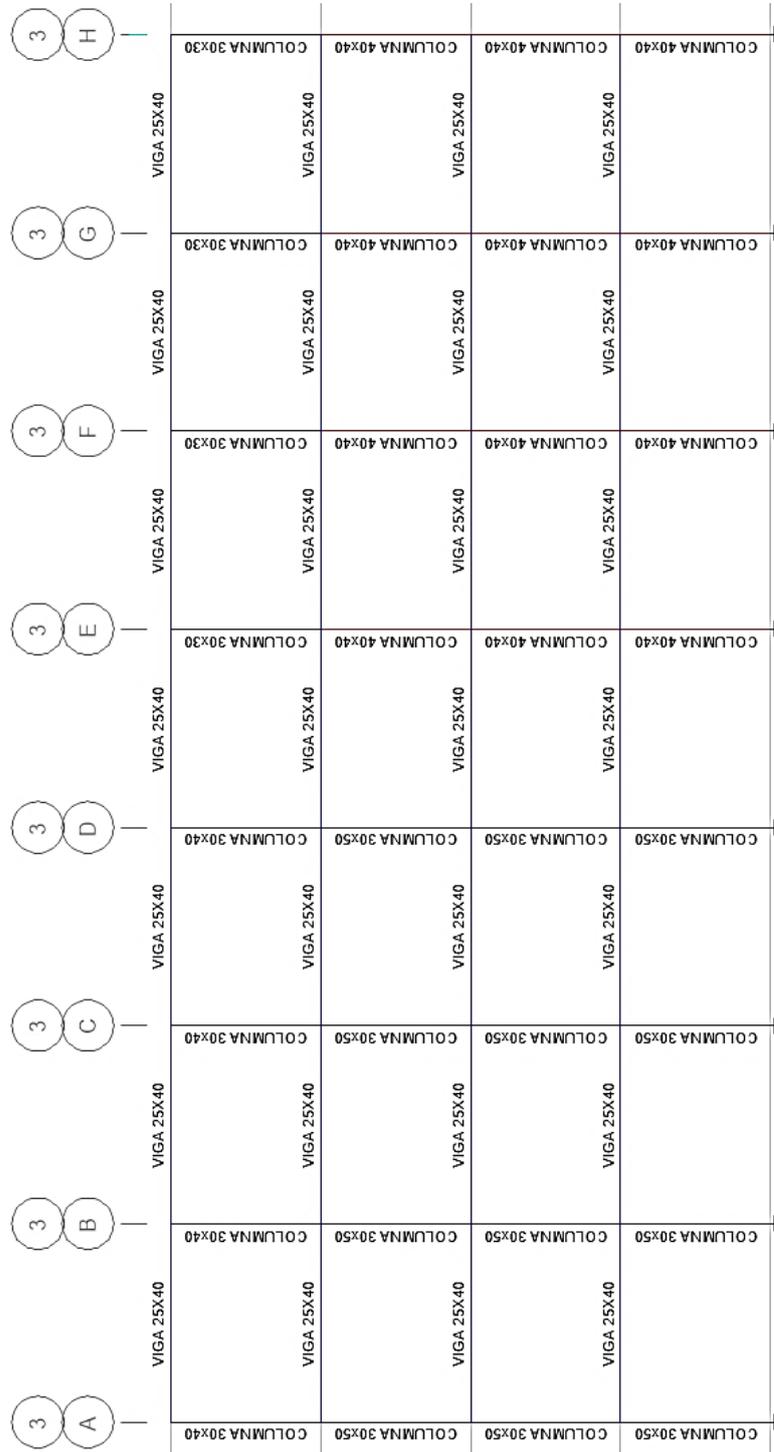
ANEXOS.

Anexo 1. Vista en elevación del pórtico 1.



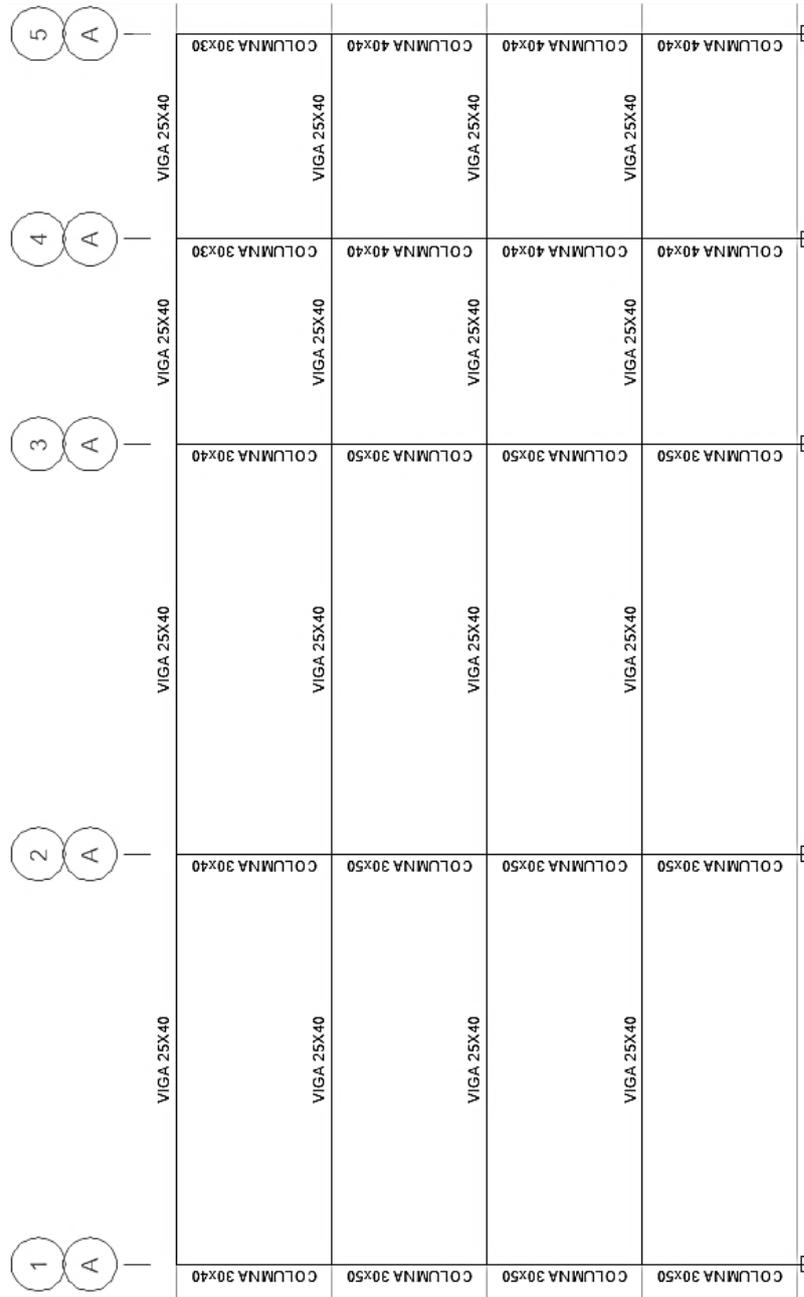
Fuente: Autor.

Anexo 2. Vista en elevación del pórtico 3.



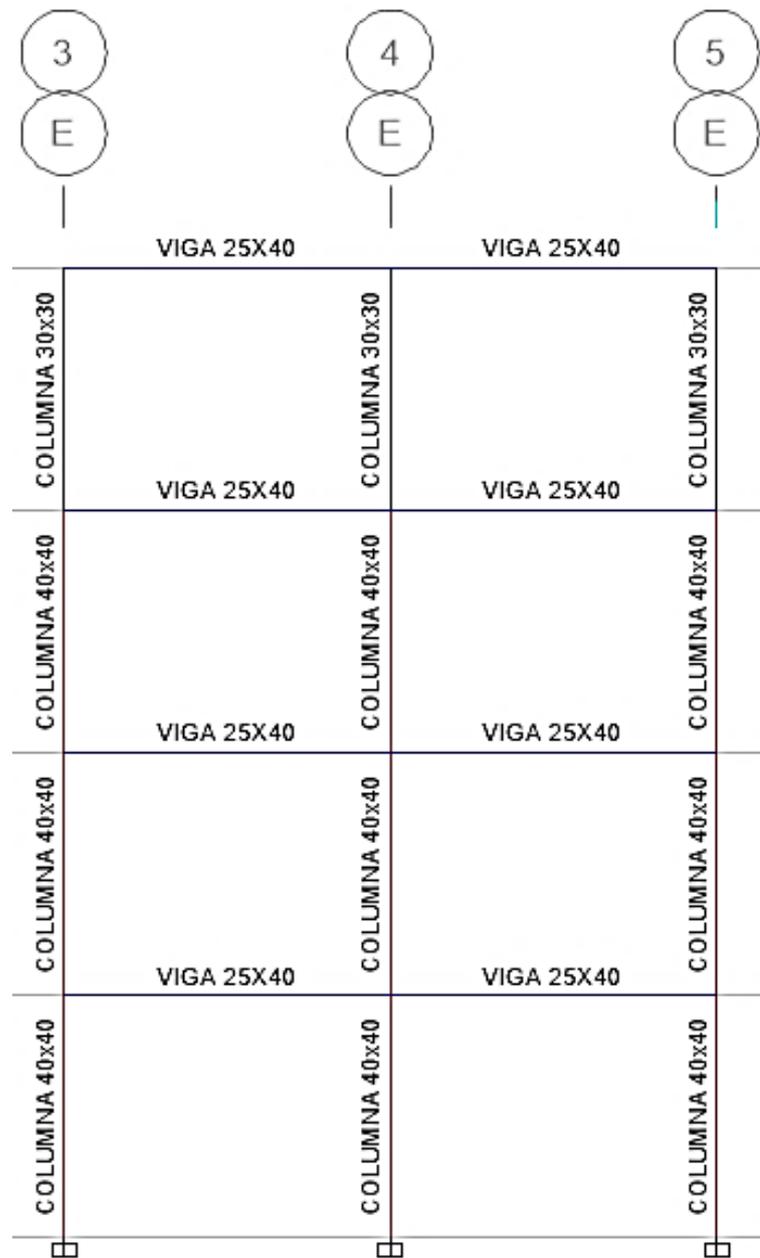
Fuente: Autor.

Anexo 4. Vista en elevación del pórtico A.



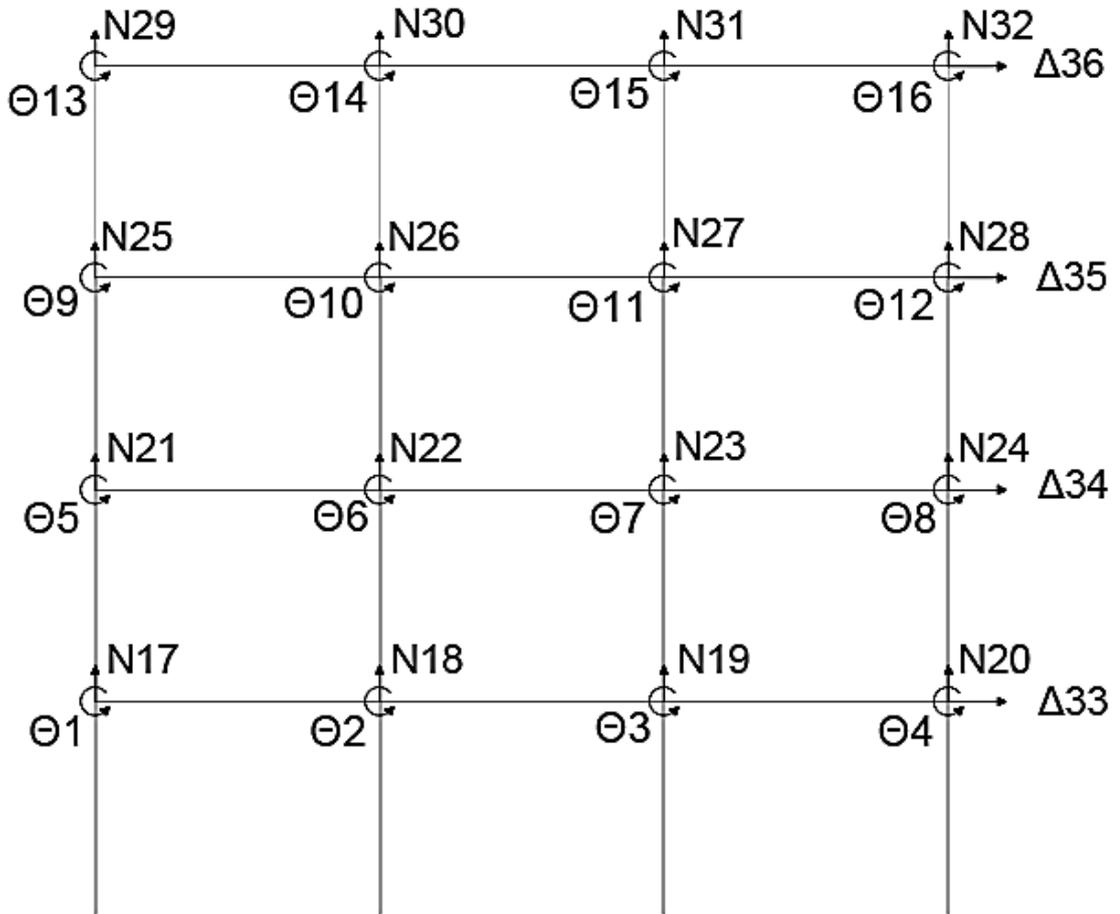
Fuente: Autor.

Anexo 5. Vista en elevación del pórtico E.



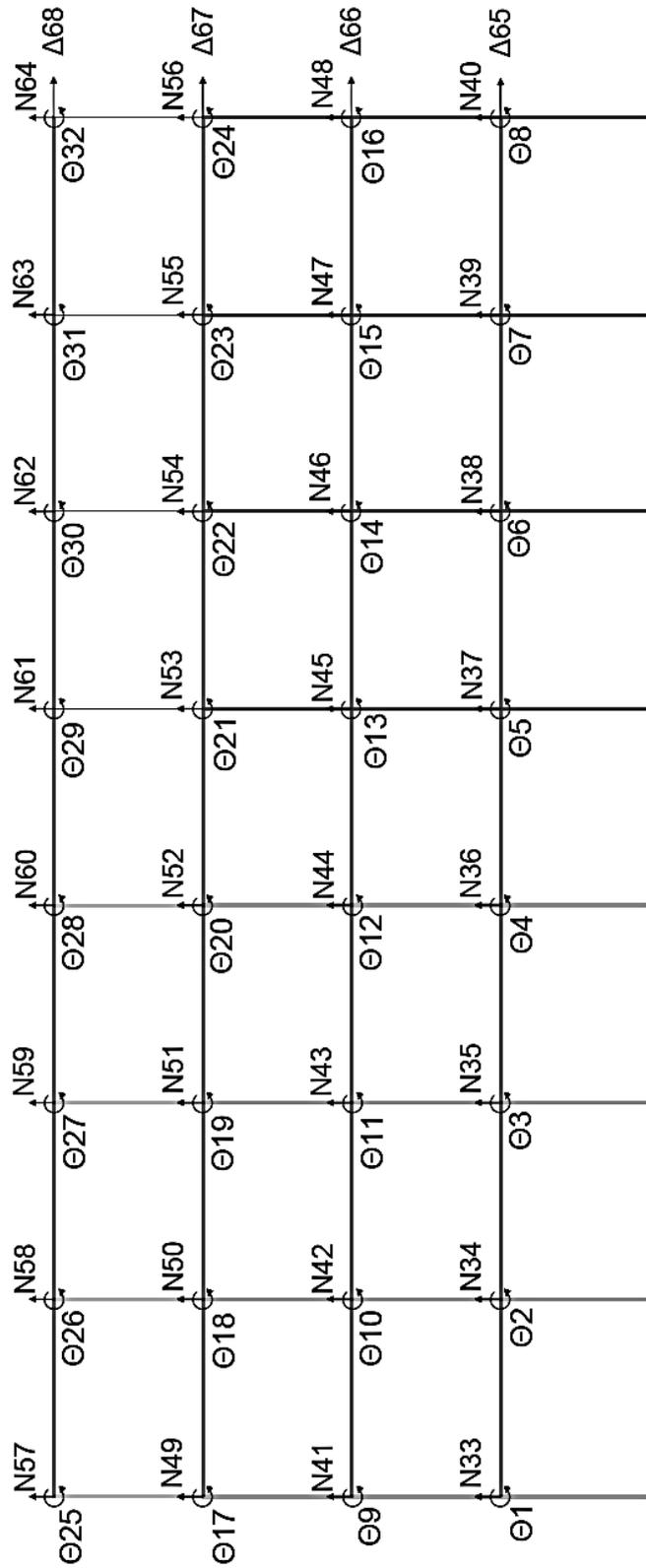
Fuente: Autor.

Anexo 6. Grados de libertad del pórtico 1 y 2.



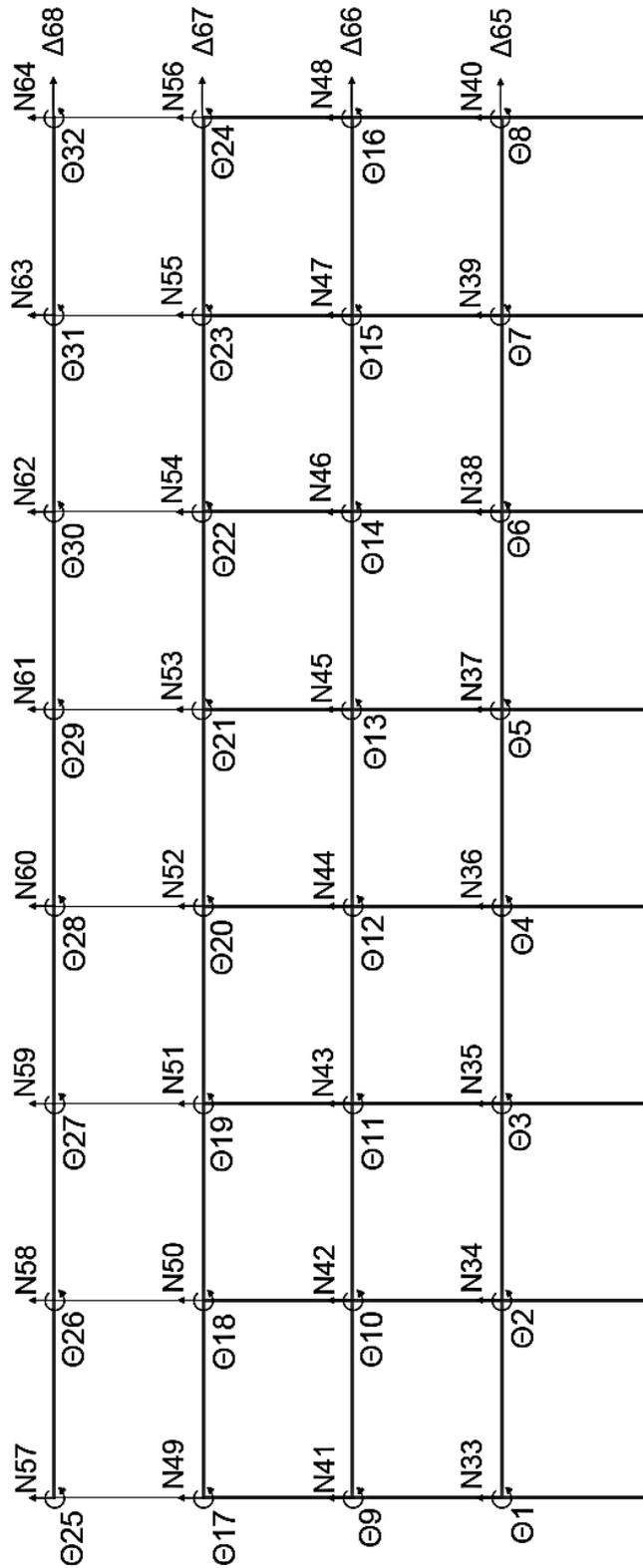
Fuente: Autor.

Anexo 7. Grados de libertad del pórtico 3.



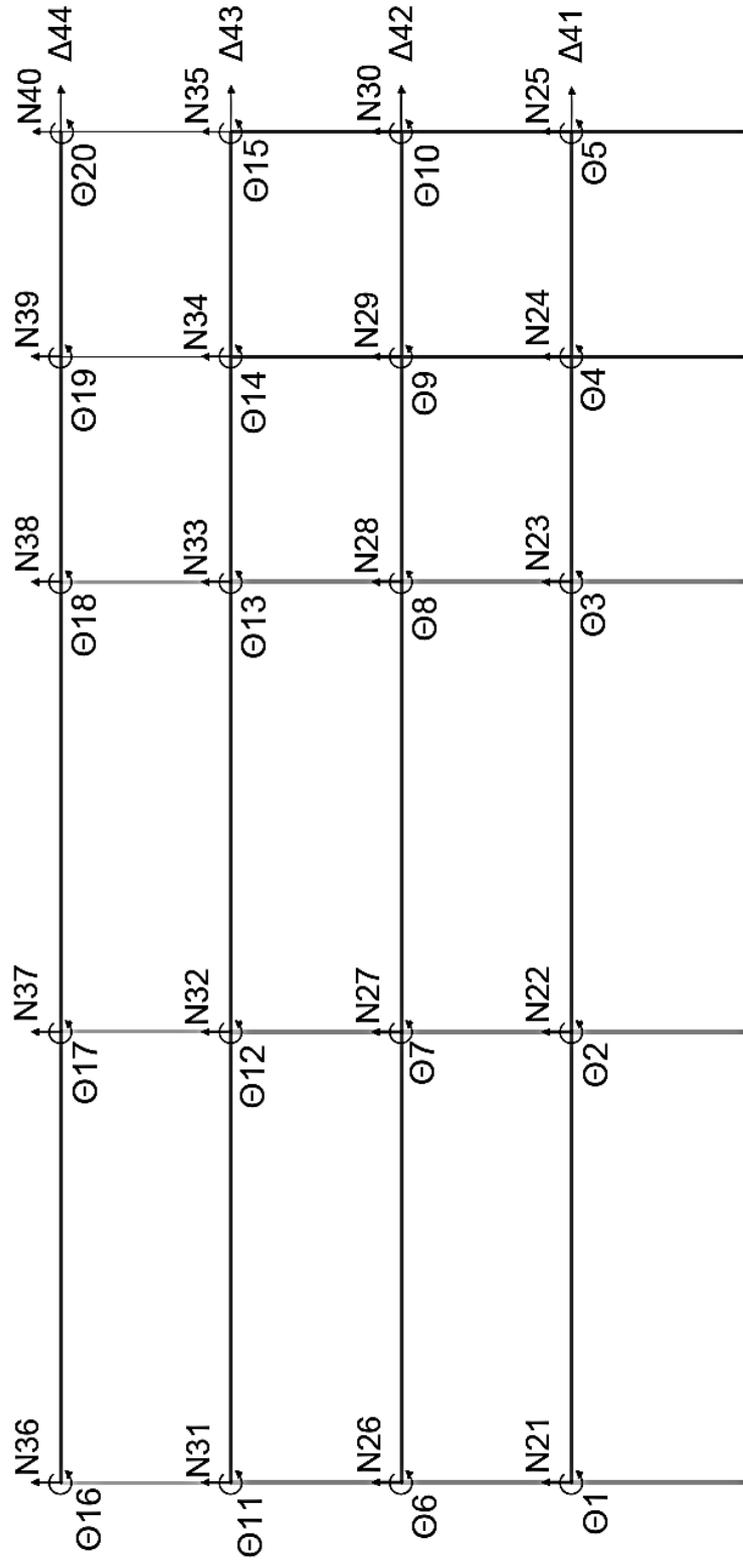
Fuente: Autor.

Anexo 8. Grados de libertad del pórtico 4 y 5.



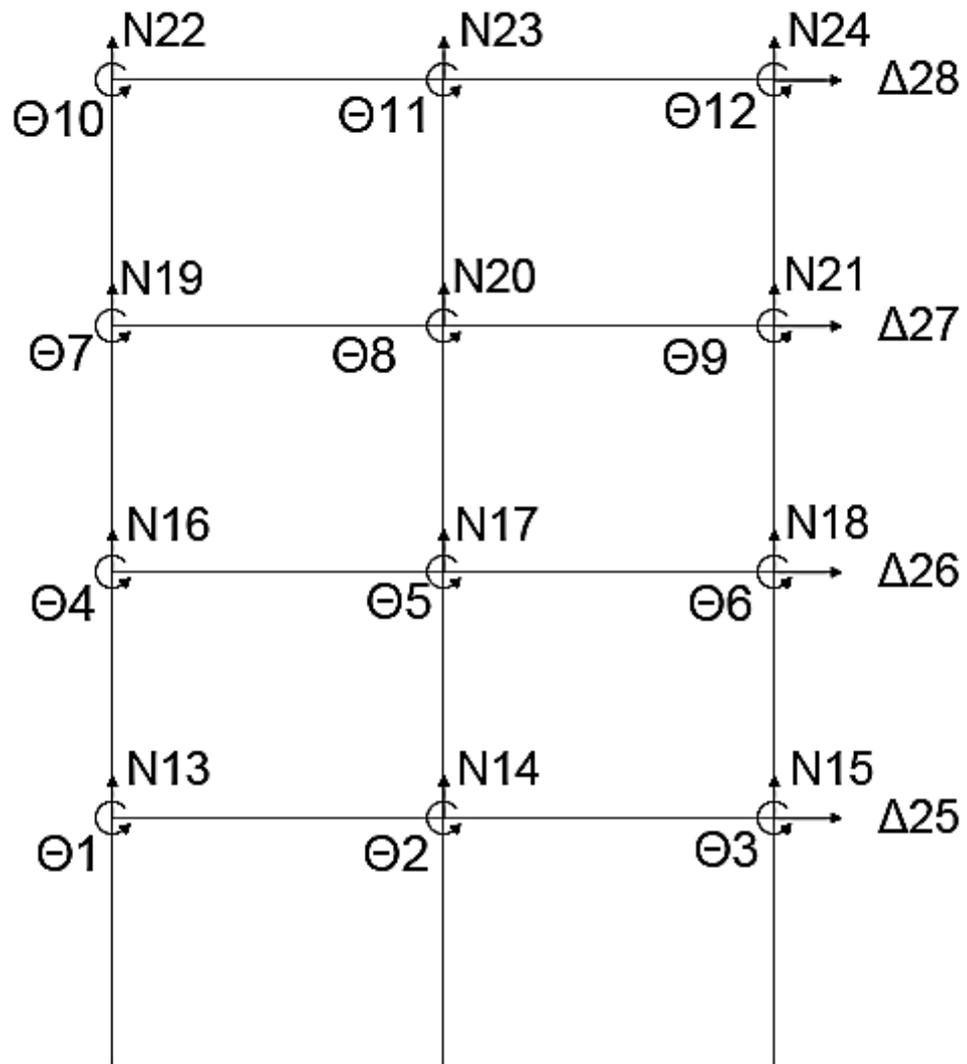
Fuente: Autor.

Anexo 9. Grados de libertad del pórtico A, B, C y D.



Fuente: Autor.

Anexo 10. Grados de libertad del pórtico E, F, G y H.



Fuente: Autor.

Anexo 11. Propiedades de diseño de aisladores de elastómero.

Isolator Diameter, D_1 (mm)	DESIGN PROPERTIES			Maximum Displacement, D_{max} (mm)	Axial Load Capacity P_{max} (kN)
	Yielded Stiffness, K_d (kN/mm)	Characteristic Strength Q_d (kN)	Compression Stiffness, K_v (kN/mm)		
305	0.2-0.9	0-65	>50	150	450
355	0.2-1.2	0-65	>100	150	700
405	0.3-1.6	0-110	>100	200	900
455	0.3-2.0	0-110	>100	250	1,150
520	0.4-2.3	0-180	>200	300	1,350
570	0.5-2.8	0-180	>500	360	1,800
650	0.5-3.5	0-220	>700	410	2,700
700	0.5-4.2	0-220	>800	460	3,100
750	0.7-4.7	0-265	>900	460	3,600
800	0.7-5.3	0-265	>1,000	510	4,000
850	0.7-6.1	0-355	>1,200	560	4,900
900	0.7-6.1	0-355	>1,400	560	5,800
950	0.7-6.1	0-490	>1,800	610	6,700
1000	0.8-6.3	0-490	>1,900	660	7,600
1050	0.9-6.3	0-580	>2,100	710	8,500
1160	1.1-6.5	0-665	>2,800	760	13,800
1260	1.2-6.7	0-755	>3,700	810	20,500
1360	1.4-7.0	0-890	>5,100	860	27,600
1450	1.6-7.2	0-1,025	>5,300	910	33,400
1550	1.8-7.4	0-1,025	>6,500	910	40,000

Fuente: [28].

Anexo 12. Dimensiones para aisladores de elastómero.

DEVICE SIZE				MOUNTING PLATE DIMENSIONS					
Isolator Diameter, D _I (mm)	Isolator Height, H (mm)	Number of Rubber Layers, N	Lead Diameter D _L (mm)	L (mm)	t (mm)	Hole Qty.	Hole Ø (mm)	A (mm)	B (mm)
305	125-280	4-14	0-100	355	25	4	27	50	-
355	150-305	5-16	0-100	405	25	4	27	50	-
405	175-330	6-20	0-125	455	25	4	27	50	-
455	175-355	6-20	0-125	510	25	4	27	50	-
520	205-380	8-24	0-180	570	25	8	27	50	50
570	205-380	8-24	0-180	620	25	8	27	50	50
650	205-380	8-24	0-205	700	32	8	27	50	50
700	205-430	8-30	0-205	750	32	8	33	65	75
750	230-455	8-30	0-230	800	32	8	33	65	75
800	230-510	8-33	0-230	850	32	8	33	65	75
850	230-535	8-35	0-255	900	38	12	33	65	95
900	255-560	9-37	0-255	955	38	12	33	65	95
950	255-585	10-40	0-280	1005	38	12	33	65	95
1000	280-635	11-40	0-280	1055	38	12	40	75	115
1050	305-660	12-45	0-305	1105	44	12	40	75	115
1160	330-760	14-45	0-330	1205	44	12	40	75	115
1260	355-760	16-45	0-355	1335	44	16	40	75	115
1360	405-760	18-45	0-380	1435	51	16	40	75	115
1450	430-760	20-45	0-405	1525	51	20	40	75	115
1550	455-760	22-45	0-405	1625	51	20	40	75	115

Fuente: [28]

Anexo 13. Valores de reducción sísmica R.

VALORES DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL R, SISTEMAS ESTRUCTURALES DÚCTILES	R
SISTEMAS DUALES	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	5
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
VALORES DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL R, SISTEMAS ESTRUCTURALES DE DUCTILIDAD LIMITADA	
PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HA , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3
MUROS ESTRUCTURALES PORTANTES.	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: [32]

Anexo 14. Peso sobre cada aislador expresado en Toneladas.

	SUPERESTRUCTURA			CIMENTACIÓN				TOTAL
	VIGAS	COLUMNAS	LOSA	VIGAS		COLUMNAS	LOSA	
				Principal	Secundaria			
1A	5,76	4,10	20,80	5,04	0,24	3,46	3,84	43,24
2A	9,60	4,10	41,60	8,40	0,48	3,46	7,68	75,32
3A	7,68	4,10	31,20	6,72	0,24	3,46	5,76	59,16
4A	3,84	4,10	20,80	3,36	0,00	3,46	3,84	39,40
5A	3,84	4,10	10,40	3,36	0,00	3,46	1,92	27,08
1B	7,68	4,10	41,60	6,72	0,48	3,46	7,68	71,72
2B	11,52	4,10	83,20	10,08	0,96	3,46	15,36	128,68
3B	9,60	4,10	62,40	8,40	0,48	3,46	11,52	99,96
4B	7,68	4,10	41,60	6,72	0,00	3,46	7,68	71,24
5B	5,76	4,10	20,80	5,04	0,00	3,46	3,84	43,00
1C	7,68	4,10	41,60	6,72	0,48	3,46	7,68	71,72
2C	11,52	4,10	83,20	10,08	0,96	3,46	15,36	128,68
3C	9,60	4,10	62,40	8,40	0,48	3,46	11,52	99,96
4C	7,68	4,10	41,60	6,72	0,00	3,46	7,68	71,24
5C	5,76	4,10	20,80	5,04	0,00	3,46	3,84	43,00
1D	5,76	4,10	20,80	5,04	0,24	3,46	3,84	43,24
2D	9,60	4,10	41,60	8,40	0,48	3,46	7,68	75,32
3D	5,76	4,10	41,60	5,04	0,24	3,46	7,68	67,88
4D	7,68	4,10	41,60	6,72	0,00	3,46	7,68	71,24
5D	5,76	4,10	20,80	5,04	0,00	3,46	3,84	43,00
3E	5,76	4,10	20,80	5,04	0,00	3,46	3,84	43,00
4E	7,68	4,10	41,60	6,72	0,00	3,46	7,68	71,24
5E	5,76	4,10	20,80	5,04	0,00	3,46	3,84	43,00
3F	5,76	4,10	20,80	5,04	0,00	3,46	3,84	43,00
4F	7,68	4,10	41,60	6,72	0,00	3,46	7,68	71,24
5F	5,76	4,10	20,80	5,04	0,00	3,46	3,84	43,00
3G	5,76	4,10	20,80	5,04	0,00	3,46	3,84	43,00
4G	7,68	4,10	41,60	6,72	0,00	3,46	7,68	71,24
5H	5,76	4,10	20,80	5,04	0,00	3,46	3,84	43,00
3H	5,76	4,10	20,80	5,04	0,00	3,46	3,84	43,00
4H	7,68	4,10	41,60	6,72	0,00	3,46	7,68	71,24
5H	5,76	4,10	20,80	5,04	0,00	3,46	3,84	43,00
								2003,04

Fuente: Autor.

Anexo 15. Abscisa del centro de masa del sistema de aislación

	PESO	MÁS AISLADOR	MASA	Xi	M _i Y _i
			Ton s ² /cm		
1A	43,24	45,54	0,046422018	0	0
2A	75,32	77,62	0,079123344	0	0
3A	59,16	61,46	0,062650357	0	0
4A	39,40	41,70	0,042507645	0	0
5A	27,08	29,38	0,029949032	0	0
1B	71,72	74,02	0,075453619	400	30,181448
2B	128,68	130,98	0,13351682	400	53,406728
3B	99,96	102,26	0,104240571	400	41,696228
4B	71,24	73,54	0,074964322	400	29,985729
5B	43,00	45,30	0,04617737	400	18,470948
1C	71,72	74,02	0,075453619	800	60,362895
2C	128,68	130,98	0,13351682	800	106,81346
3C	99,96	102,26	0,104240571	800	83,392457
4C	71,24	73,54	0,074964322	800	59,971458
5C	43,00	45,30	0,04617737	800	36,941896
1D	43,24	45,54	0,046422018	1200	55,706422
2D	75,32	77,62	0,079123344	1200	94,948012
3D	67,88	70,18	0,071539246	1200	85,847095
4D	71,24	73,54	0,074964322	1200	89,957187
5D	43,00	45,30	0,04617737	1200	55,412844
3E	43,00	45,30	0,04617737	1600	73,883792
4E	71,24	73,54	0,074964322	1600	119,94292
5E	43,00	45,30	0,04617737	1600	73,883792
3F	43,00	45,30	0,04617737	2000	92,35474
4F	71,24	73,54	0,074964322	2000	149,92864
5F	43,00	45,30	0,04617737	2000	92,35474
3G	43,00	45,30	0,04617737	2400	110,82569
4G	71,24	73,54	0,074964322	2400	179,91437
5H	43,00	45,30	0,04617737	2400	110,82569
3H	43,00	45,30	0,04617737	2800	129,29664
4H	71,24	73,54	0,074964322	2800	209,9001
5H	43,00	45,30	0,04617737	2800	129,29664
				Xcm	1122,1820

Fuente: Autor.

Anexo 16. Ordenada del centro de masa del sistema de aislación

	PESO	MÁS AISLADOR	MASA Tons2/cm	Yi	MiYi
1A	43,24	45,54	4,6422018	0	0
2A	75,32	77,62	7,9123344	400	3164,9337
3A	59,16	61,46	6,2650357	1200	7518,0428
4A	39,40	41,70	4,2507645	1800	7651,3761
5A	27,08	29,38	2,9949032	2200	6588,787
1B	71,72	74,02	7,5453619	0	0
2B	128,68	130,98	13,351682	400	5340,6728
3B	99,96	102,26	10,424057	1200	12508,869
4B	71,24	73,54	7,4964322	1800	13493,578
5B	43,00	45,30	4,617737	2200	10159,021
1C	71,72	74,02	7,5453619	0	0
2C	128,68	130,98	13,351682	400	5340,6728
3C	99,96	102,26	10,424057	1200	12508,869
4C	71,24	73,54	7,4964322	1800	13493,578
5C	43,00	45,30	4,617737	2200	10159,021
1D	43,24	45,54	4,6422018	0	0
2D	75,32	77,62	7,9123344	400	3164,9337
3D	67,88	70,18	7,1539246	1200	8584,7095
4D	71,24	73,54	7,4964322	1800	13493,578
5D	43,00	45,30	4,617737	2200	10159,021
3E	43,00	45,30	4,617737	1600	7388,3792
4E	71,24	73,54	7,4964322	2000	14992,864
5E	43,00	45,30	4,617737	2400	11082,569
3F	43,00	45,30	4,617737	1600	7388,3792
4F	71,24	73,54	7,4964322	2000	14992,864
5F	43,00	45,30	4,617737	2400	11082,569
3G	43,00	45,30	4,617737	1600	7388,3792
4G	71,24	73,54	7,4964322	2000	14992,864
5H	43,00	45,30	4,617737	2400	11082,569
3H	43,00	45,30	4,617737	1600	7388,3792
4H	71,24	73,54	7,4964322	2000	14992,864
5H	43,00	45,30	4,617737	2400	11082,569
				Ycm	1309,4152

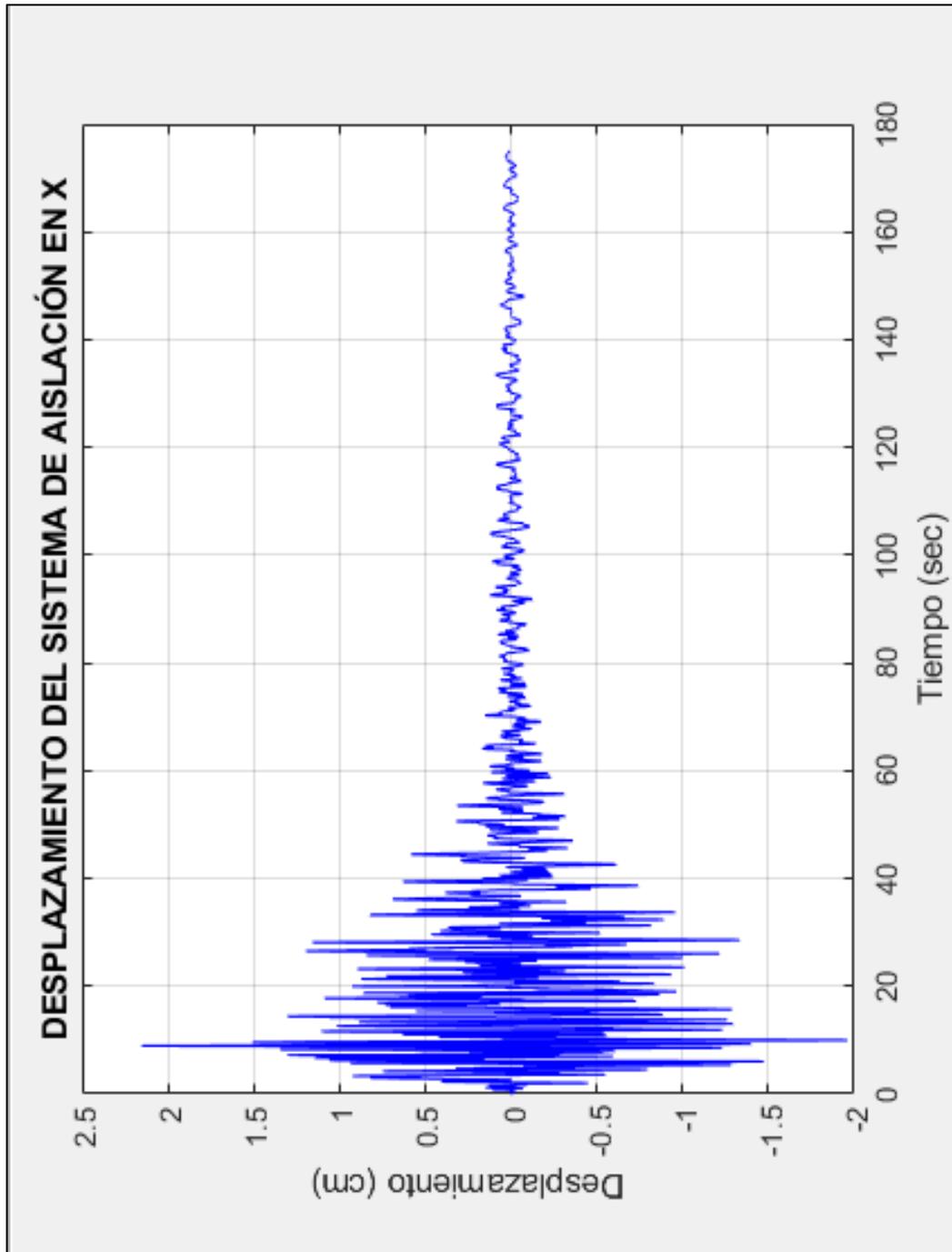
Fuente: Autor.

Anexo 17. Momento de inercia del sistema de aislación.

	M_i	r_i		$M_i r_i^2$
		X_i	Y_i	
1A	0,04642	0	0	138052,61
2A	0,07912	0	800	120172,24
3A	0,06265	0	1600	84185,28
4A	0,04251	0	2000	73801,76
5A	0,02995	0	2400	73335,22
1B	0,07545	400	0	168722,97
2B	0,13352	400	800	104283,40
3B	0,10424	400	1600	63168,36
4B	0,07496	400	2000	74848,44
5B	0,04618	400	2400	79005,88
1C	0,07545	800	0	137202,55
2C	0,13352	800	800	48507,34
3C	0,10424	800	1600	19622,32
4C	0,07496	800	2000	43532,43
5C	0,04618	800	2400	59715,49
1D	0,04642	1200	0	79874,83
2D	0,07912	1200	800	21011,96
3D	0,07154	1200	1600	6473,96
4D	0,07496	1200	2000	36204,99
5D	0,04618	1200	2400	55201,85
3E	0,04618	1600	1600	14441,95
4E	0,07496	1600	2000	52866,14
5E	0,04618	1600	2400	65464,98
3F	0,04618	2000	1600	39481,84
4F	0,07496	2000	2000	93515,88
5F	0,04618	2000	2400	90504,86
3G	0,04618	2400	1600	79298,48
4G	0,07496	2400	2000	158154,20
5G	0,04618	2400	2400	130321,50
3H	0,04618	2800	1600	133891,88
4H	0,07496	2800	2000	246781,10
5H	0,04618	2800	2400	184914,90
J=				2776561,58

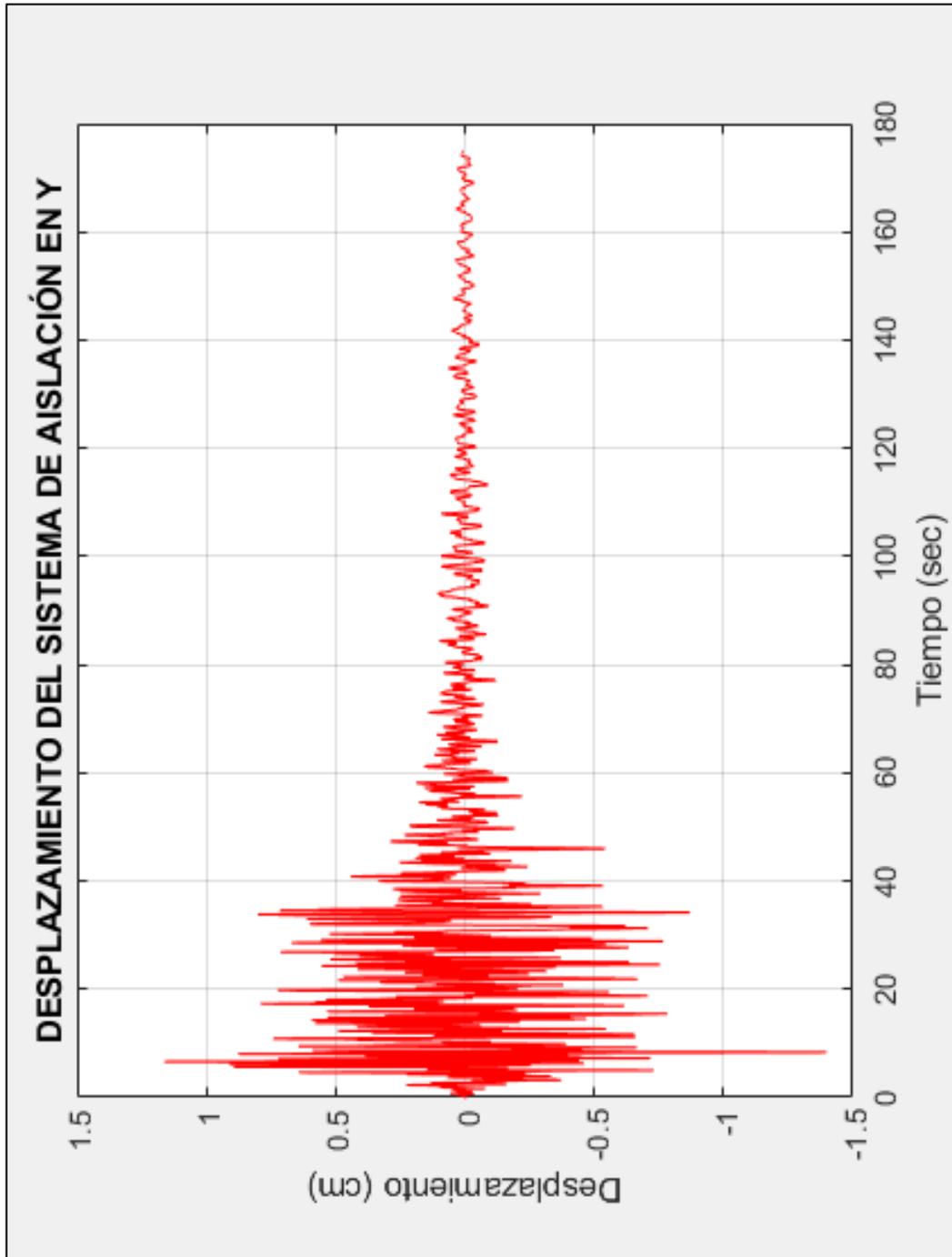
Fuente: Autor.

Anexo 18. Desplazamiento del sistema de aislación en sentido X.



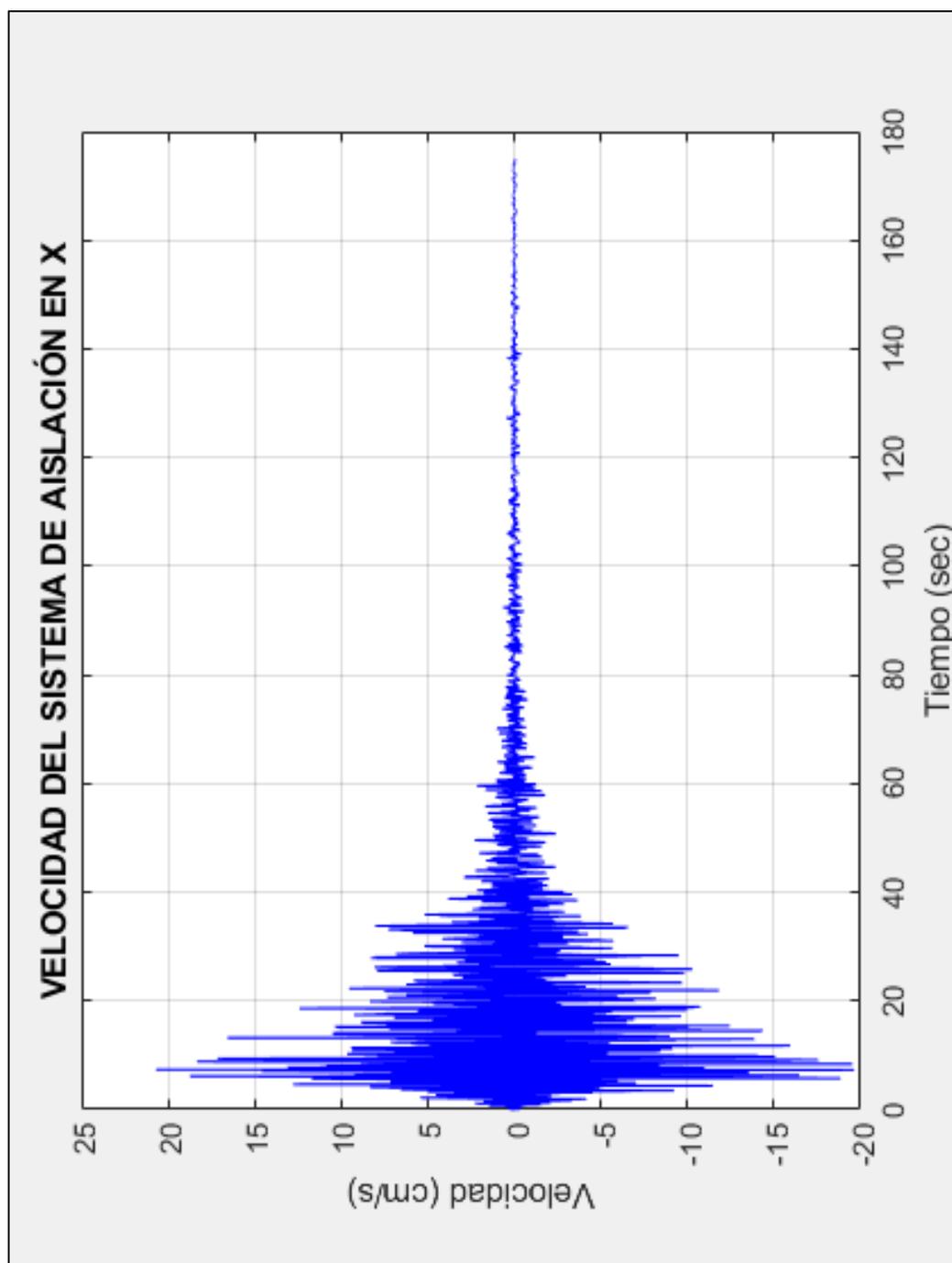
Fuente: Autor.

Anexo 19. Desplazamiento del sistema de aislación en sentido Y.



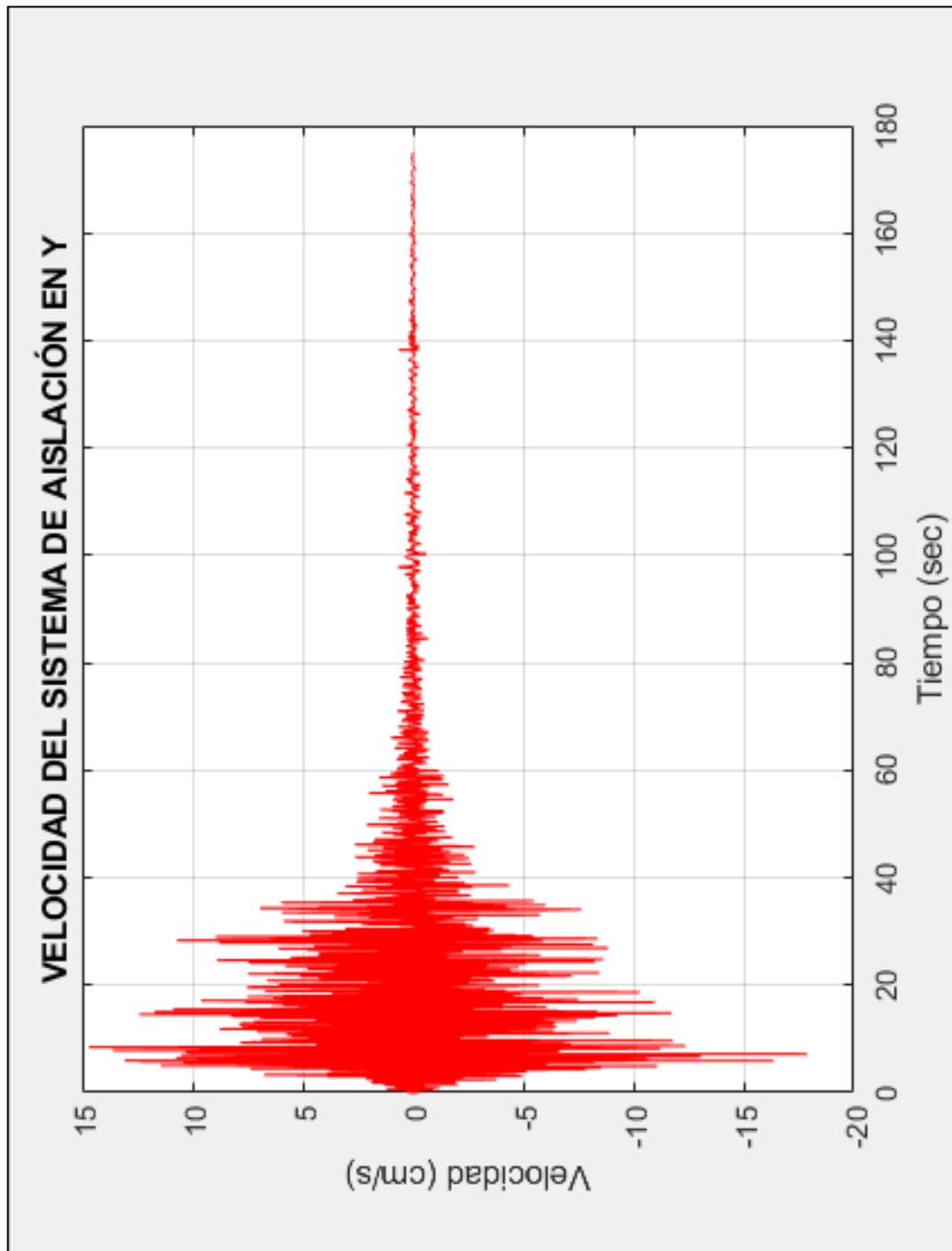
Fuente: Autor.

Anexo 20. Velocidad en el sistema de aislación en el sentido X.



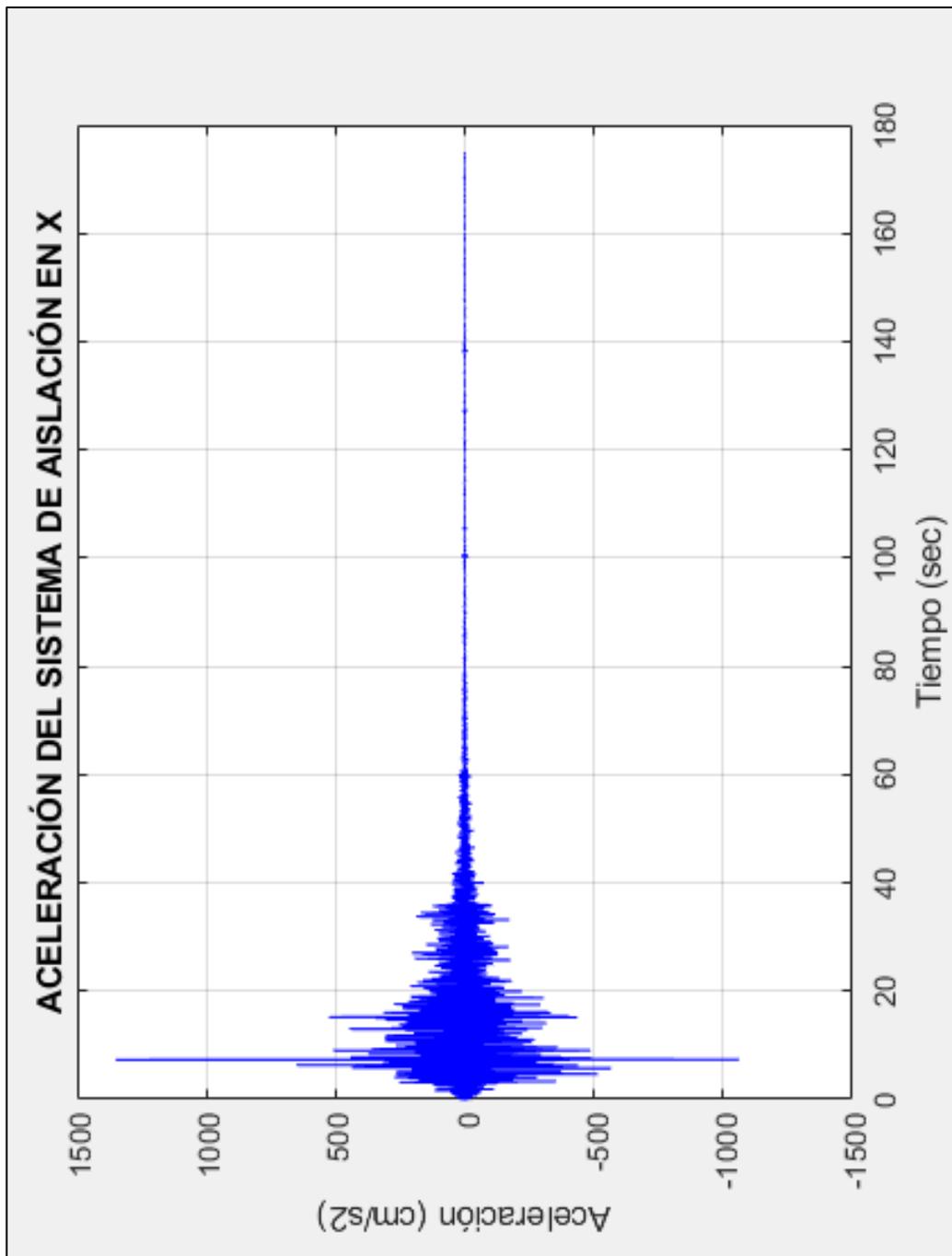
Fuente: Autor.

Anexo 21. Velocidad en el sistema de aislación en el sentido Y.



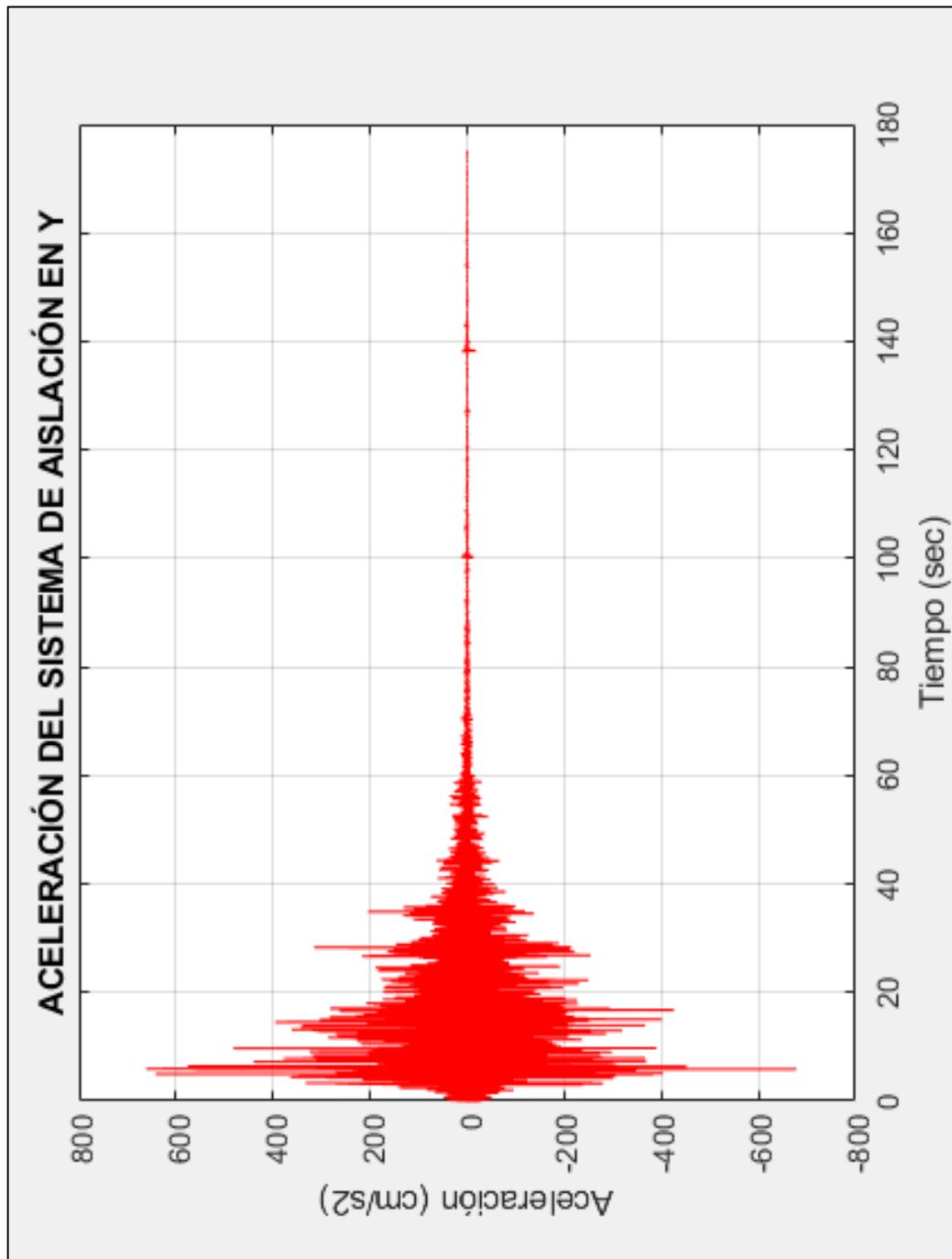
Fuente: Autor.

Anexo 22. Aceleración del sistema de aislación en sentido X.



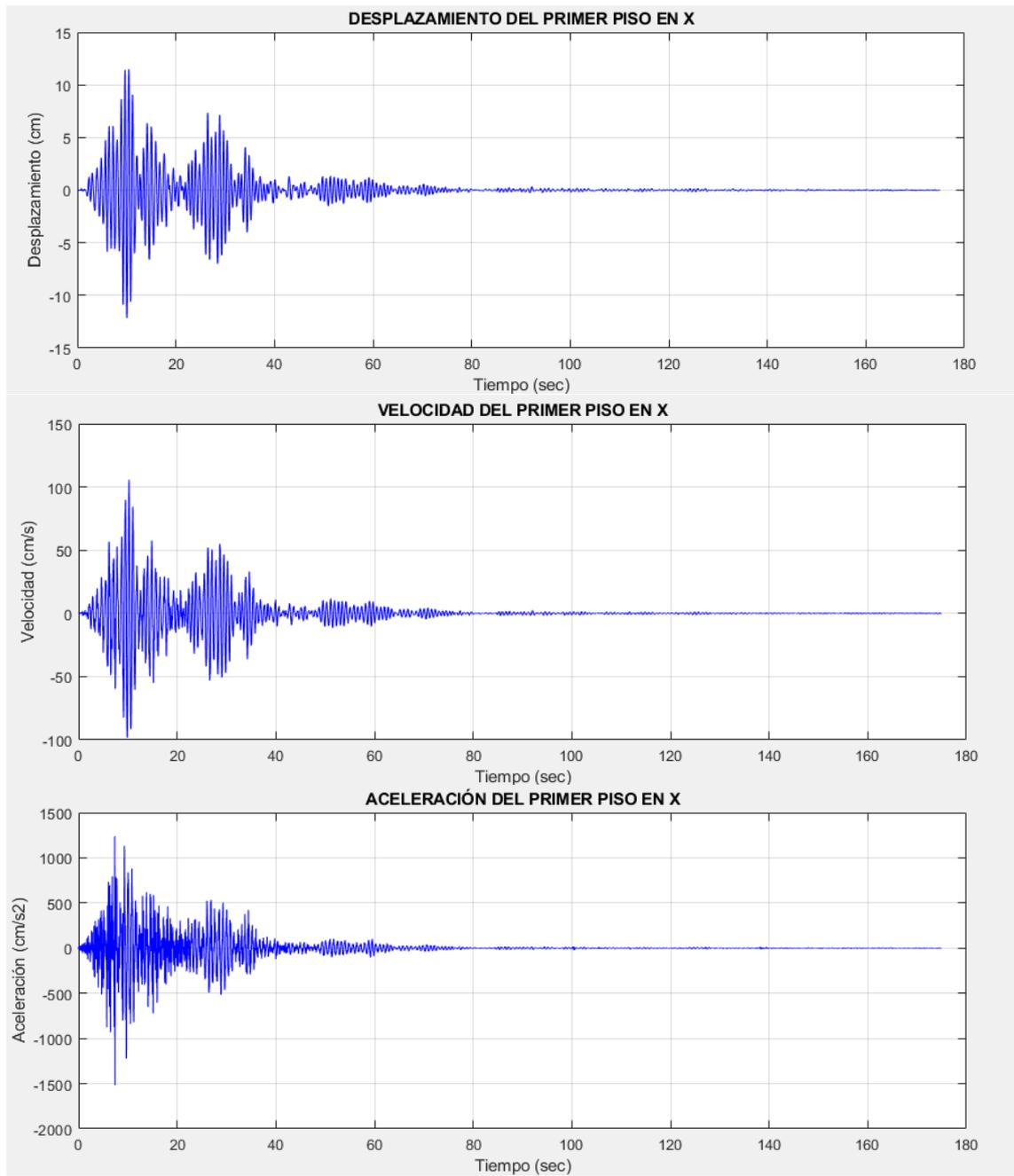
Fuente: Autor.

Anexo 23. Aceleración del sistema de aislación en sentido Y.



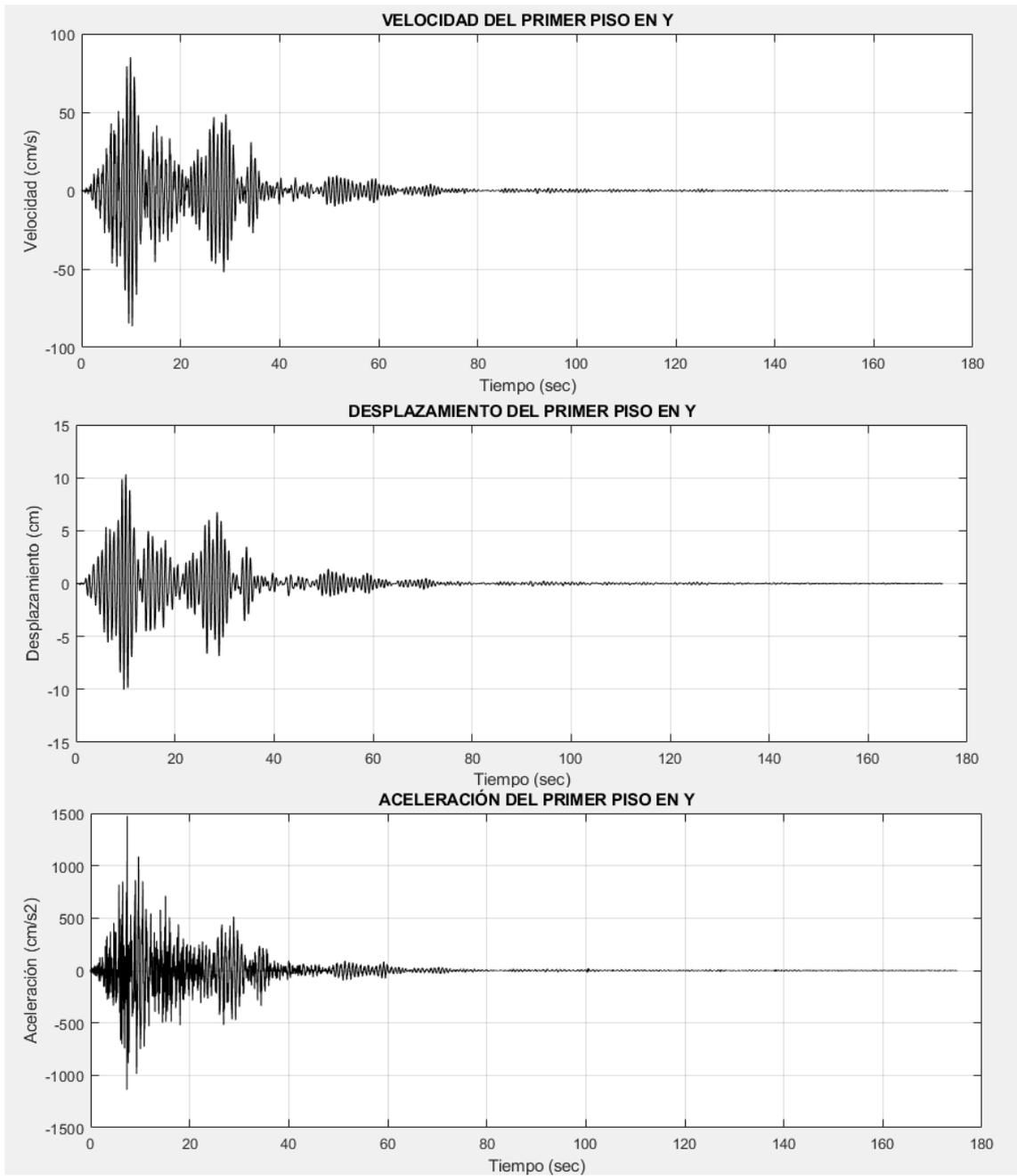
Fuente: Autor.

Anexo 24. Dinámica del primer piso en sentido X.



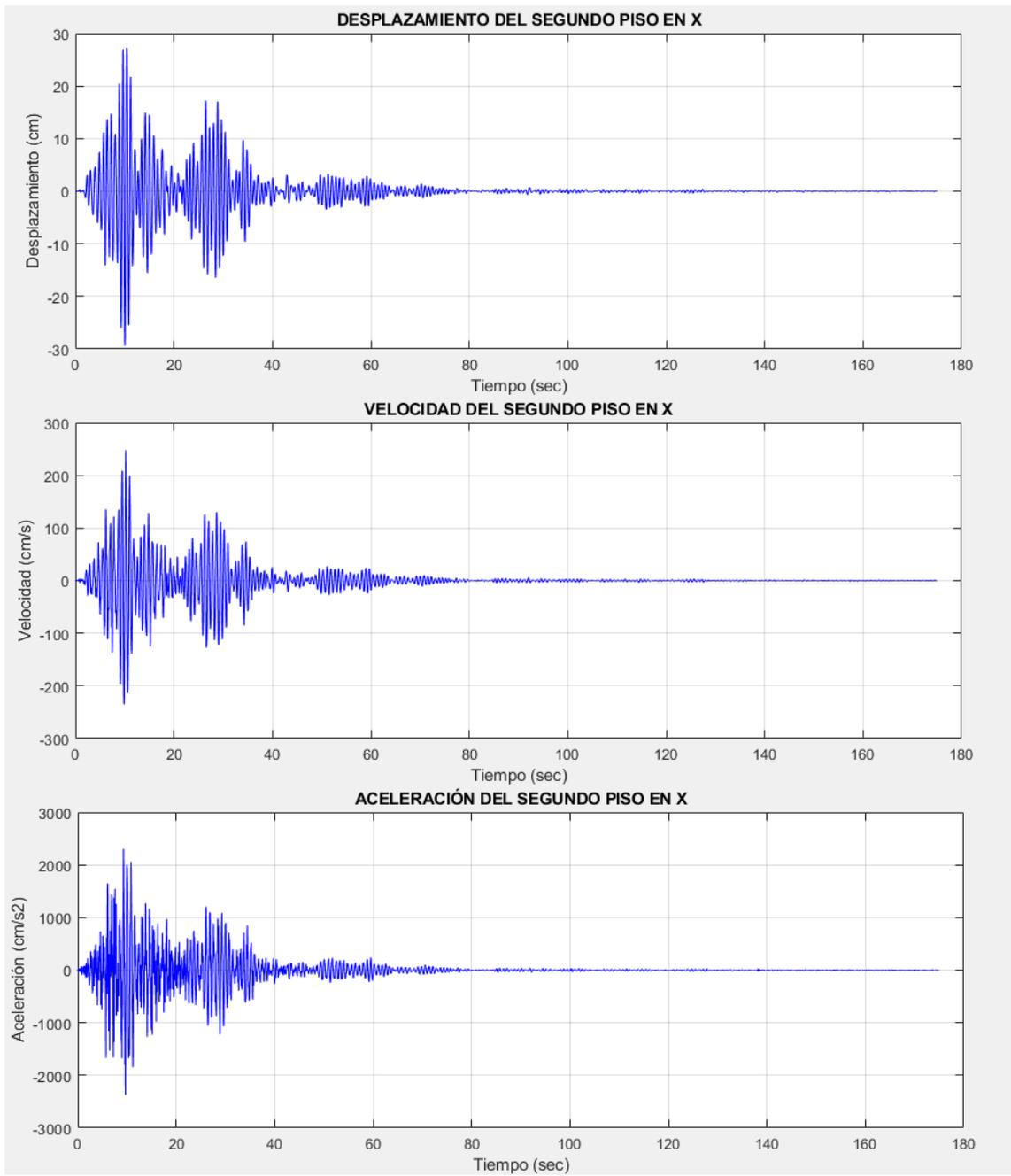
Fuente: Autor.

Anexo 25. Dinámica del primer piso en Y.



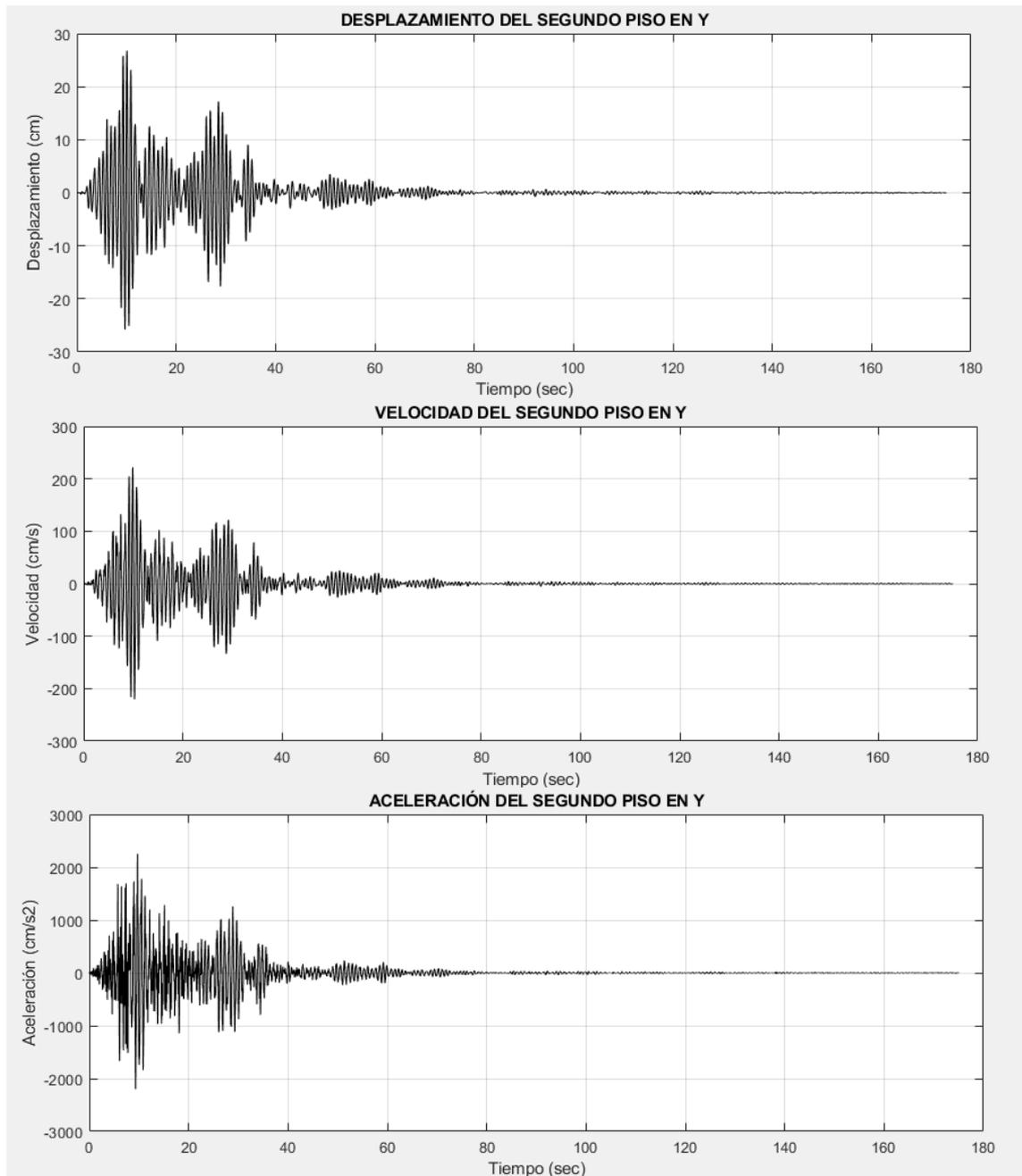
Fuente: Autor.

Anexo 26. Dinámica del segundo piso en sentido X.



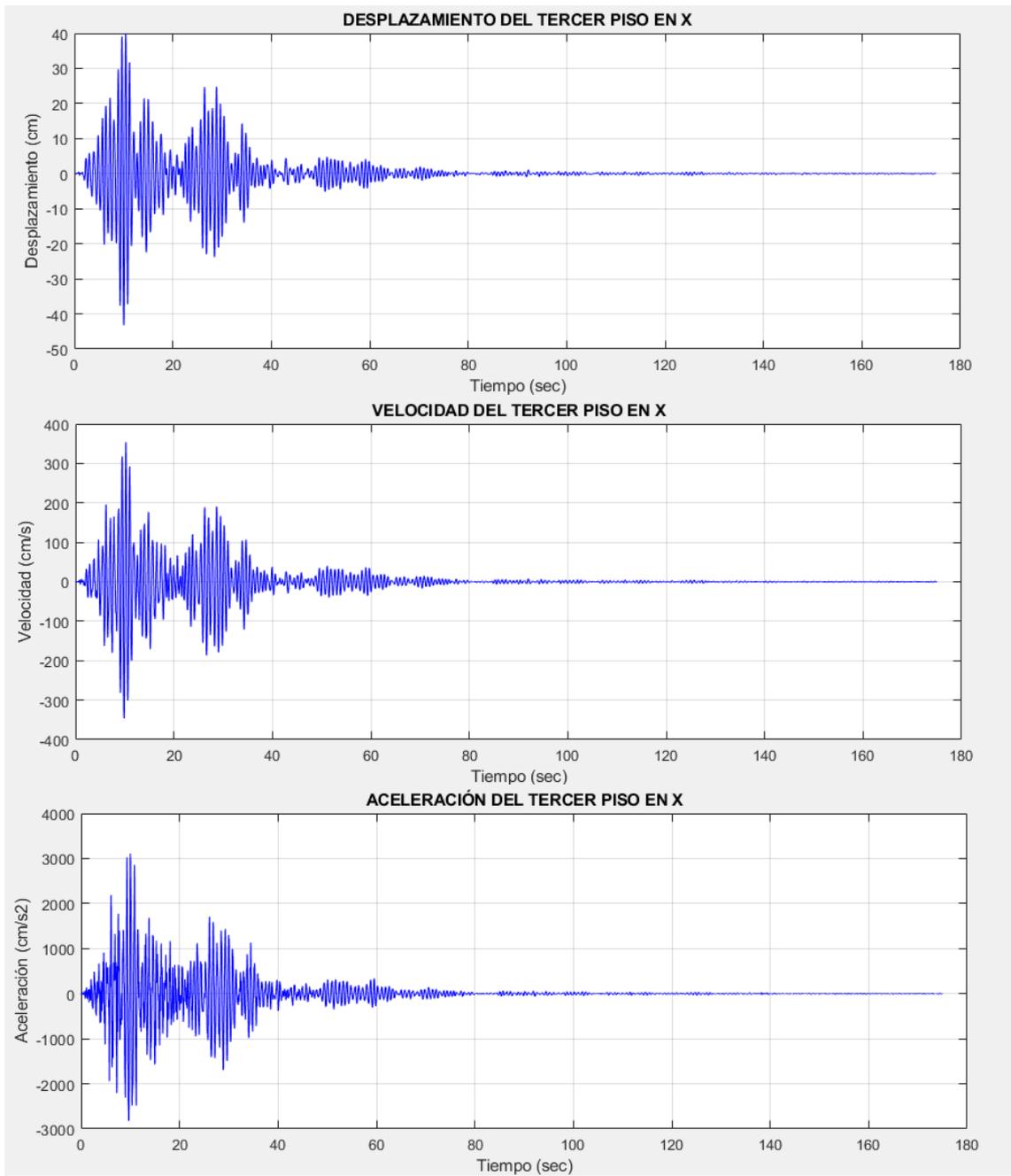
Fuente: Autor.

Anexo 27. Dinámica del segundo piso en Y.



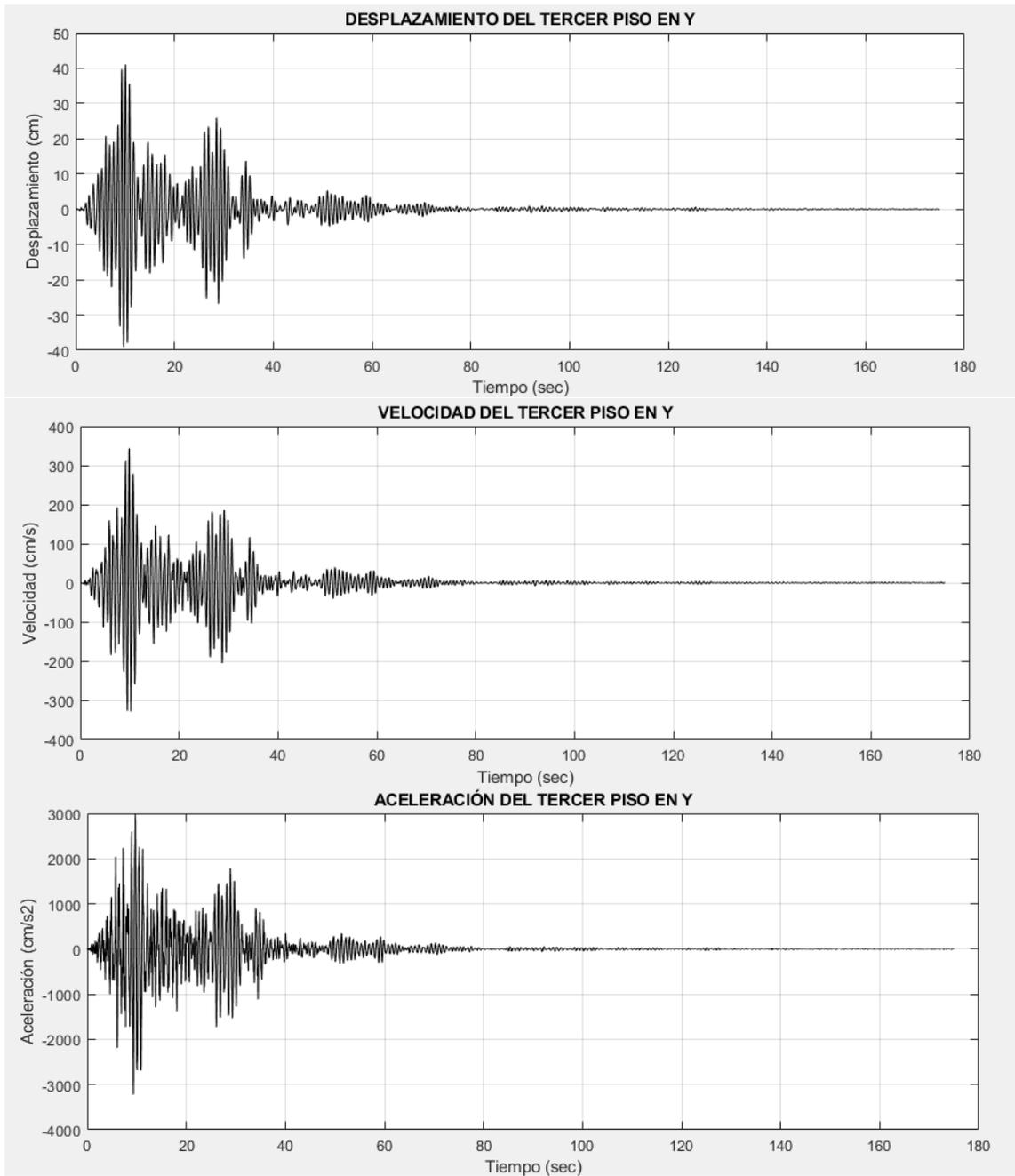
Fuente: Autor.

Anexo 28. Dinámica del tercer piso en X.



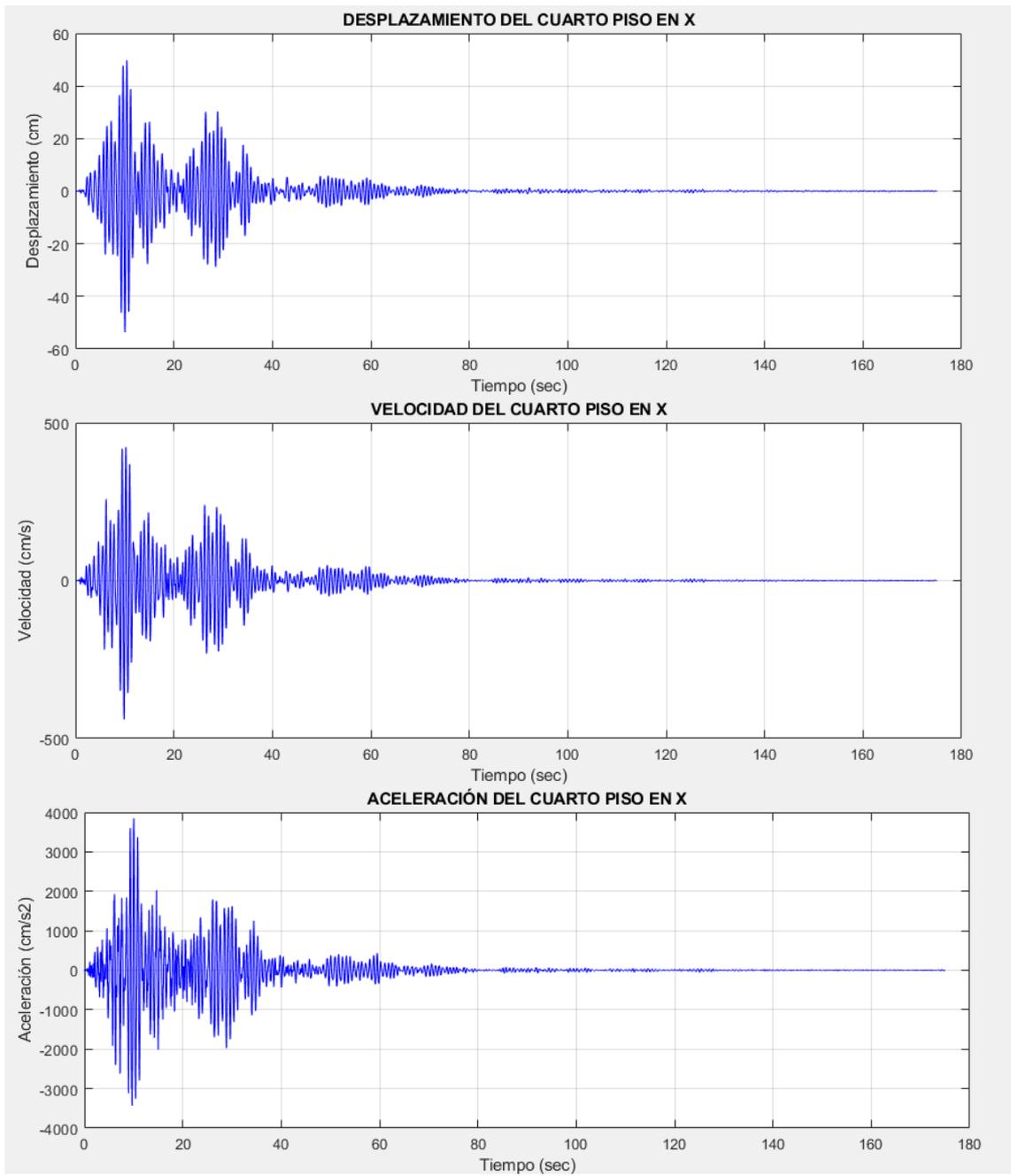
Fuente: Autor.

Anexo 29. Dinámica del tercer piso en Y.



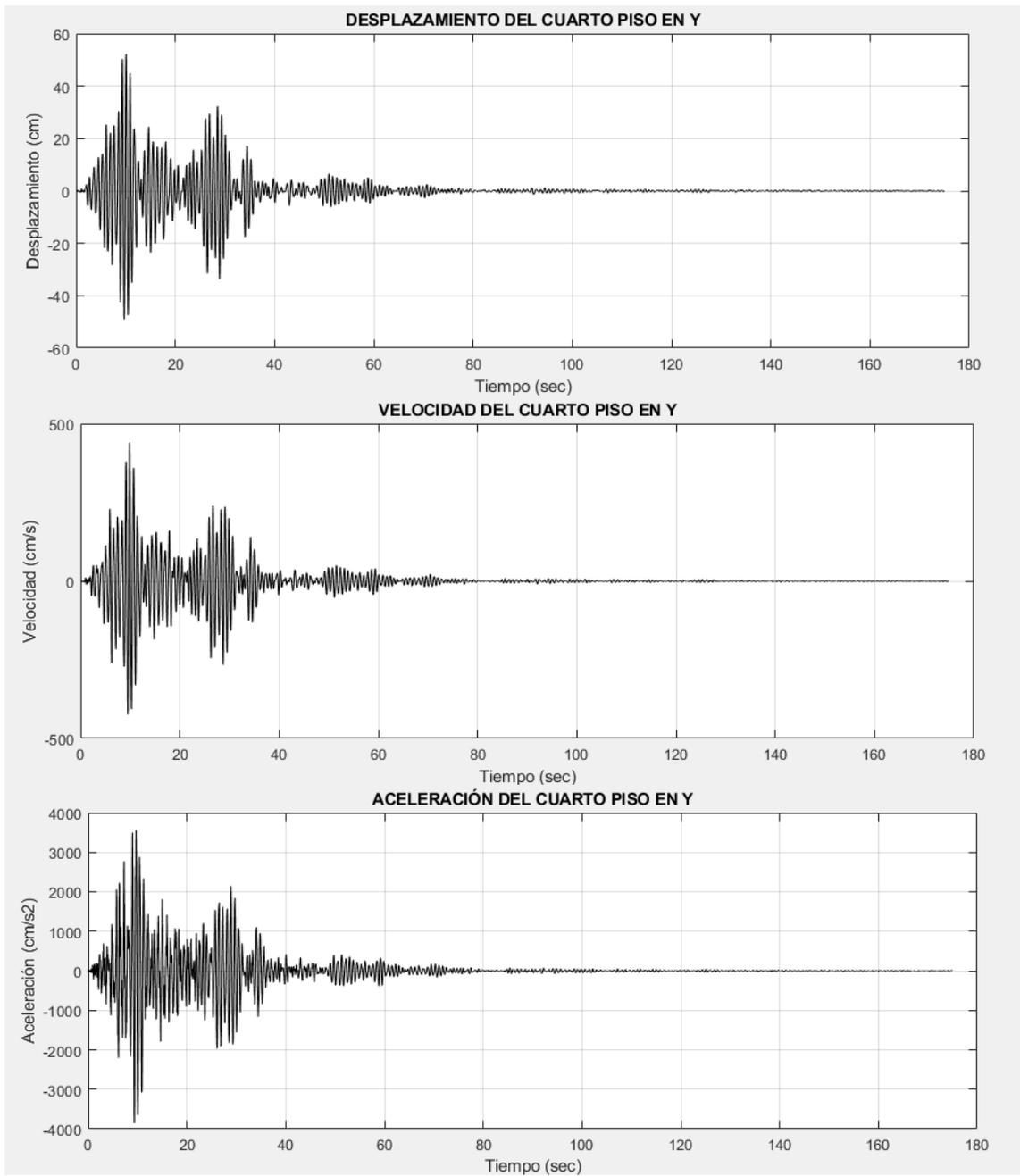
Fuente: Autor.

Anexo 30. Dinámica del cuarto piso en X.



Fuente: Autor.

Anexo 31. Dinámica del cuarto piso en Y.



Fuente: Autor.