



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

Análisis dinámico no lineal en 3D del Hospital Regional
“Vicente Corral Moscoso” de la Ciudad de Cuenca,
Provincia del Azuay y propuesta de mitigación

Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

Autores:

JUAN ANDRÉS ALVAREZ CORDERO
PEDRO JOSÉ CORDERO BARZALLO

Director:

JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO

CUENCA, ECUADOR

2018



DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mis padres, abuelos, hermanos y a mi enamorada, quienes siempre estuvieron a mi lado en cada momento brindándome un apoyo incondicional para poder culminar mi carrera universitaria.

Juan Andrés



DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mi familia.

En especial a mis padres Eduardo y Catalina, quienes me han apoyado de forma incondicional durante toda mi formación humana y académica a lo largo de mi vida.

También a mis hermanos Juan Carlos y Sebastián, que siempre han estado presentes como guías en todas las etapas de mi vida.

Pedro José



AGRADECIMIENTO

Nuestros más sinceros agradecimientos:

A nuestras familias que han sido un apoyo continuo a lo largo de nuestras vidas inculcándonos valores y principios fundamentales para ser hombres de bien.

A la Universidad del Azuay, por permitirnos ser parte de ella y a sus distinguidos catedráticos, por todo su conocimiento impartido durante el proceso para convertirnos en profesionales.

Al ingeniero José Vázquez M.Sc., por confiar en nosotros y permitirnos formar parte de su línea de investigación y por el apoyo brindado en la realización de nuestro trabajo final.

Al ingeniero Juan Carlos Malo, por motivarnos y brindarnos parte de su tiempo en la revisión y corrección.

Y en especial al ingeniero Francisco Flores Solano Ph.D., por impartir los conocimientos para poder cumplir los objetivos planteados y ser una guía constante en la realización de este trabajo.

Juan Andrés

Pedro José



ÍNDICE DE CONTENIDO

Contenido	
DEDICATORIA	ii
DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTO	iv
ÍNDICE DE CONTENIDO	v
ÍNDICE DE FIGURAS	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE ANEXOS.....	xiv
RESUMEN	xv
ABSTRACT.....	xvi
INTRODUCCIÓN.....	1
GENERALIDADES	3
Antecedentes	3
Objetivos	4
Objetivo general.....	4
Objetivos específicos	4
Metodología.....	4
Estado del arte y marco teórico.....	5
Estado del arte	5
CAPÍTULO I	7
1. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA	7
1.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN ARQUITECTÓNICA Y DE INGENIERÍA EN BASE A INVESTIGACIONES ANTERIORES.....	7
1.1.1 Historia.....	7
1.1.2 Ubicación.....	8
1.2 DISTRIBUCIÓN ARQUITECTÓNICA DEL HOSPITAL “VICENTE CORRAL MOSCOSO” ..	9
1.3 GENERACIÓN Y MODELACIÓN ESTRUCTURAL EN 3D DEL HOSPITAL “VICENTE CORRAL MOSCOSO” EN EL SOFTWARE ESPECIALIZADO OPENSEES.....	11
1.3.1 Creación del modelo idealizado.....	11
1.3.2 Geometría	13
1.3.3 Elementos estructurales	17
1.4 MODELACIÓN EN EL SOFTWARE ESPECIALIZADO OPENSEES.....	19
1.4.1 Definición de la geometría.....	19



1.4.2	Propiedades y características de los materiales	20
1.4.3	Concreto no confinado	20
1.4.4	Concreto confinado.....	21
1.4.5	Acero de refuerzo	21
1.4.6	Definición de los materiales en software especializado OpenSees.....	21
1.4.7	Creación de la sección por fibras	22
1.5	CARGAS EN LA ESTRUCTURA	22
1.5.1	Cargas vivas de uso: para el cálculo de la carga viva “L” se consideraron las cargas establecidas en la (NEC, 2015) para hospitales, y son las siguientes:	23
1.5.2	Cargas muertas o permanentes: para el cálculo de la carga muerta “D” se consideraron las cargas establecidas en la (NEC, 2015), y son las siguientes:	23
1.5.3	Ingreso de cargas gravitatorias en el modelo	24
1.5.4	Cargas accidentales.....	26
1.6	TIPO DE SUELO	27
1.6.1	Geología local.....	27
1.6.2	Categoría de edificio y coeficiente de importancia	28
1.7	OBJETIVOS DEL DISEÑO SÍSMICO.....	29
1.8	ESPECTRO DE DISEÑO	29
1.8.1	Coeficiente de amplificación de suelo en zona de período corto (Fa).....	30
1.8.2	Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (Fd)	30
1.8.3	Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos (Fs).....	31
1.8.4	Parámetros de cálculo para espectro de diseño.....	31
1.8.5	Período de diseño de 475 años.....	32
1.8.6	Período de diseño de 2500 años.....	33
1.8.7	Cálculo de la carga sísmica reactiva de la estructura (W).....	34
2.	MEDIDA DE MITIGACIÓN	35
2.1	SISTEMAS PASIVOS DE AISLAMIENTO SÍSMICO	35
2.2	AISLACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS	36
2.3	PARÁMETROS PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE AISLAMIENTO A ESTRUCTURAS	37
2.3.1	Evaluación de la estructura que se desea aislar	37
2.3.2	Geología de la zona.....	38
2.3.3	Estructuras colindantes.....	39
2.4	TIPOS DE AISLACIÓN SÍSMICA.....	39
2.5	AISLADORES DE FRICCIÓN.....	40



2.5.1	Relación Fuerza-Desplazamiento (McVitty & Constantinou 2015).....	42
2.5.2	PRE DISEÑO DE UN AISLADOR FPT.....	46
2.5.3	Modelación del aislador de triple péndulo de fricción (FPT) en OpenSees...	48
2.6	Aisladores elastoméricos	48
2.6.1	Aisladores de caucho natural (NBR).....	49
2.6.2	Aisladores de caucho de alto amortiguamiento (HDR).....	50
2.6.3	Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)	50
2.6.4	Pre dimensionamiento del aislador LRB para el HVCM	53
2.6.5	Dimensionamiento del aislador LRB	57
2.6.6	Proceso iterativo, resultados y dimensionamiento del aislador LRB.....	58
2.7	Aislador escogido del catálogo (DYNAMIC ISOLATION SYSTEMS)	60
2.8	Modelación del aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB) en OpenSees	61
2.9	Análisis modal de la estructura.....	62
2.10	Escalamiento de registros sísmicos	63
2.11	Análisis dinámico no lineal de la estructura	70
2.11.1	Análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia	70
2.11.2	Efectos P-Delta.....	71
2.11.3	Amortiguamiento de Rayleigh	71
2.11.4	Torsión	72
2.11.5	Derivas.....	72
3.	RESULTADOS	74
3.1	Aislador FPT.....	74
3.2	Aislador LRB	74
4.	CONCLUSIONES.....	94
4.1	RECOMENDACIONES.....	95
5.	BIBLIOGRAFÍA.....	96

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Fotografía satelital Hospital “Vicente Corral Moscoso”	
Fuente: Google Earth Pro 2018	8
Figura 1.2 Planta baja-Primera planta HVCM	
Fuente: Departamento de Infraestructura del HVCM	9
Figura 1.3 Planta Tipo HVCM	
Fuente: Departamento de Infraestructura del HVCM	10
Figura 1.4 Vista 3D del HVCM	
Fuente: Autores	13
Figura 1.5 Vista en planta con junta constructiva del hospital “Vicente Corral Moscoso”	
Fuente: Autores	14
Figura 1.6 Vista en planta bloque A del HVCM	
Fuente: Autores	15
Figura 1.7 Vista en planta bloque B del HVCM	
Fuente: Autores	16
Figura 1.8 Columna 40x60cm del HVCM	
Fuente: Autores	17
Figura 1.9 Columna 35x70cm del HVCM	
Fuente: Autores	18
Figura 1.10 Viga 30x35cm del hospital HVCM	
Fuente: Autores	19
Figura 1.11 Áreas tributarias de los bloques A y B del HVCM	
Fuente: Autores	24
Figura 1.12 Cargas puntuales bloque A	
Fuente: Autores	25
Figura 1.13 Cargas puntuales bloque B	
Fuente: Autores	25
Figura 1.14 Curvas de peligro sísmico para la ciudad de Cuenca	
Fuente: NEC 2015.....	26
Figura 1.15 Espectro de diseño 475 años	32



Figura 1.16 Espectro de diseño 2500 años	33
Figura 1.17 Carga sísmica reactiva bloque A	
Fuente: Autores.....	34
Figura 1.18 Carga sísmica reactiva bloque A	
Fuente: Autores.....	34
Figura 2.1 Estructura convencional	
Fuente: (Mayes & Farzad, 1999).....	36
Figura 2.2 Estructura aislada	
Fuente: (Mayes & Farzad, 1999).....	36
Figura 2.3 Espectro de aceleraciones (Componente N-S/ Sismo del 2007 – Perú)	
Fuente: (Ramsey, 2015)	37
Figura 2.4 Comparación entre suelo flexible(CDMX) y suelo firme(Lima)	
Fuente: (Ramsey, 2015)	39
Figura 2.5 Aislador de simple péndulo	
Fuente: (Tipanluisa, 2017)	40
Figura 2.6 Evolución de los aisladores de fricción	
Fuente: (Tipanluisa, 2017)	41
Figura 2.7 Partes que conforman un aislador FPT	
Fuente: (Fenz & Constantinou, 2008)	42
Figura 2.8 Fase I de desplazamiento	
Fuente: (McVitty & Conatantinou, 2015)	43
Figura 2.9 Fase II de desplazamiento	
Fuente: (McVitty & Conatantinou, 2015)	44
Figura 2.10 Fase III de desplazamiento	
Fuente: (McVitty & Conatantinou, 2015)	45
Figura 2.11 Modelo tri-lineal en régimen II	
Fuente: (McVitty & Conatantinou, 2015)	46
Figura 2.12 Dimensiones del aislador FPT	
Fuente: Ing. Ángel Cango	46



Figura 2.13 Curva de histéresis para LB y UB	
Fuente: Ing. Ángel Cango.	48
Figura 2.14 Estructura Aislada con caucho natural (NBR).	
Fuente: http://www.vmb.cl/www.vmb.cl/servicios/proteccion-sismica	49
Figura 2.15 Partes de un aislador de alto amortiguamiento (HDR)	
Fuente: Aisladore Bridgestone	50
Figura 2.16 Aislador con núcleo de plomo (LRB)	
Fuente: https://cauchosvikingo.com/aisladores-sismicos/	51
Figura 2.17 Características del modelo bilineal del aislador LRB.	
Fuente: (Naeim and Kelly 1999).....	53
Figura 2.18 Espectros SRSS de los 3 registros sísmicos	
Fuente: Autores	64
Figura 2.19 Espectro MCE	
Fuente: Autores	64
Figura 2.20 Sismos *FPS*SS.....	66
Figura 2.21 Sismos*FPS*SS	
Fuente: Autores	67
Figura 2.22 Sismos*FPS*SS	
Fuente: Autores	68
Figura 2.23 Sismos*FPS*SS	
Fuente: Autores	69
Figura 3.1 Nodos de la columna donde se realiza el análisis Tiempo-Historia	
Fuente: Autores	75
Figura 3.2 Resultados Tiempo-Historia AGYE-E bloque A	
Fuente: Autores	76
Figura 3.3 Resultados Tiempo-Historia AOTA-E bloque A	
Fuente: Autores	77
Figura 3.4 Resultados Tiempo-Historia PRAM-E bloque A	
Fuente: Autores	78



Figura 3.5 Resultados Tiempo-Historia AGYE-N bloque A	
Fuente: Autores	79
Figura 3.6 Resultados Tiempo-Historia AOTA-N bloque A	
Fuente: Autores	80
Figura 3.7 Resultados Tiempo-Historia PRAM-N bloque A	
Fuente: Autores	81
Figura 3.8 Resultados Tiempo-Historia 3 registros sísmicos bloque A	
Fuente: Autores	82
Figura 3.9 Resultados Tiempo-Historia AGYE-E bloque B	
Fuente: Autores	83
Figura 3.10 Resultados Tiempo-Historia AOTA-E bloque B	
Fuente: Autores	84
Figura 3.11 Resultados Tiempo-Historia PRAM-E bloque B	
Fuente: Autores	85
Figura 3.12 Resultados Tiempo-Historia AGYE-N bloque B	
Fuente: Autores	86
Figura 3.13 Resultados Tiempo-Historia AOTA-N bloque B	
Fuente: Autores	87
Figura 3.14 Resultados Tiempo-Historia PRAM-N bloque B	
Fuente: Autores	88
Figura 3.15 Resultados Tiempo-Historia 3 registros sísmicos bloque B	
Fuente: Autores	89
Figura 3.16 Resultados Tiempo-Historia AOTA-E bloque A FLORES	
Fuente: Autores	91
Figura 3.17 Resultados Tiempo-Historia AOTA-E bloque A FLORES	
Fuente: Autores	92



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Propiedades del hormigón.....	21
Tabla 1.2 Propiedades del acero de refuerzo.....	22
Tabla 1.3 Carga viva.....	23
Tabla 1.4 Carga muerta.....	23
Tabla 1.5 Valor del factor Z para distintos periodos de retorno.....	27
Tabla 1.6 Zonas sísmica ecuatorianas.....	27
Tabla 1.7 Geología local.....	28
Tabla 1.8 Coeficiente de importancia dependiendo la tipología estructural.....	28
Tabla 1.9 Verificación de desempeño.....	29
Tabla 1.10 Objetivos del desempeño sísmico.....	29
Tabla 1.11 Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (Fa).....	30
Tabla 1.12 Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (Fd).....	31
Tabla 1.13 Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos (Fs).....	31
Tabla 1.14 Factores para el cálculo del espectro de diseño.....	32
Tabla 2.1 Coeficiente de fricción FPT.....	47
Tabla 2.2 Resultados de aplicar el método de análisis ELF, para propiedades LB y UB.....	47
Tabla 2.3 Coeficiente de amortiguamiento.....	54
Tabla 2.4 Datos iniciales bloque A y B.....	58
Tabla 2.5 Dimensionamiento del aislador.....	58
Tabla 2.6 Convergencia del modelo bilineal del aislador LRB.....	59
Tabla 2.7 Datos generales del aislador.....	59
Tabla 2.8 Resultado por unidad de aislador LRB.....	60
Tabla 2.9 Propiedades geométricas por unidad LRB.....	60
Tabla 2.10 Propiedades aislador LRB 405mm (catalogo).....	60
Tabla 2.11 Geometría de cada aislador LRB 405mm.....	61
Tabla 2.12 Análisis modal del bloque A.....	62
Tabla 2.13 Análisis modal del bloque A.....	63



Tabla 2.14 Datos iniciales bloque A dirección N-S	66
Tabla 2.15 Factores resultantes del escalamiento bloque A en dirección N-S	66
Tabla 2.16 Datos iniciales bloque A dirección E-O	67
Tabla 2.17 Factores resultantes del escalamiento bloque A en dirección E-O	67
Tabla 2.18 Datos iniciales bloque B dirección N-S	68
Tabla 2.19 Factores resultantes del escalamiento bloque B en dirección N-S	68
Tabla 2.20 Datos iniciales bloque B dirección E-O	69
Tabla 2.21 Factores resultantes del escalamiento bloque B en dirección E-O	69



ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1: MARCO TEORICO	2
Definiciones:	2
ANEXO 2: CREACION DEL MODELO	6
Definición de la geometría	6
Definición de materiales.....	9
Creación de secciones por medio de fibras	12
Definición de los aisladores LBR y FPT:.....	14
Cargas en el modelo	19
Scripts.....	20



RESUMEN

“ANÁLISIS DINÁMICO-NO LINEAL EN 3D DEL HOSPITAL REGIONAL “VICENTE CORRAL MOSCOSO” DE LA CIUDAD DE CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY Y PROPUESTA DE MITIGACIÓN”

RESUMEN

La investigación fue la realización referente al análisis dinámico no lineal en 3D del “Hospital Vicente Corral Moscoso” de la Ciudad de Cuenca ante sismos muy raros con la implementación de una medida de mitigación. De las medidas de mitigación investigadas se optó por implementar aisladores LBR que disminuyan la vulnerabilidad sísmica de la estructura, una vez implantada la medida, se analizó con ayuda del software de uso libre OpenSees el modelo idealizado de la estructura del bloque principal del hospital en 3D en el rango no lineal, este análisis inicia partiendo de la información recaudada de estudios previos perteneciente al proyecto de investigación científica sobre la determinación de una estrategia de Hospitales Seguros Frente a Desastres de la Universidad del Azuay.

Palabras clave: Análisis dinámico no lineal, OpenSees, aisladores sísmicos, desplazamientos inelásticos, derivas de piso.

Ing. José Fernando Vázquez Calero

Director del Trabajo de Titulación

Ing. José Fernando Vázquez Calero

Director de la Escuela

Juan Andrés Álvarez Cordero

Pedro José Cordero Barzallo

Autores



ABSTRACT

3D NON-LINEAR DYNAMIC ANALYSIS AND MITIGATION PROPOSAL FOR THE "VICENTE CORRAL MOSCOSO" REGIONAL HOSPITAL OF CUENCA

ABSTRACT

In this research, 3D non-linear dynamic analysis and the implementation of a mitigation measure for the "Vicente Corral Moscoso" Hospital of Cuenca was carried out in relation to very rare earthquakes. From the investigated mitigation measures, it was decided to implement LBR insulators to reduce the seismic vulnerability of the structure. The idealized model of the main block structure of the hospital in 3D was analyzed in the non-linear range with OpenSees free-use software after the measure was implemented. This analysis was based on information gathered from previous studies of the scientific research project from the University of Azuay on the determination of a strategy for safe hospitals against disasters.

Keywords: Nonlinear dynamic analysis, OpenSees, seismic isolators, inelastic displacements, floor drifts.

Ing. José Fernando Vázquez Calero

Thesis Director

Ing. José Fernando Vázquez Calero

Faculty Director

Juan Andrés Álvarez Cordero

Pedro José Cordero Barzallo

Authors



Translated by
Ing. Paul Arpi



Álvarez Cordero Juan Andrés
Cordero Barzallo Pedro José
Trabajo Titulación
Ing. José Fernando Vázquez Calero M.Sc.
Octubre, 2018

**ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL EN 3D DEL HOSPITAL REGIONAL
“VICENTE CORRAL MOSCOSO” DE LA CIUDAD DE CUENCA,
PROVINCIA DEL AZUAY Y PROPUESTA DE MITIGACIÓN**

INTRODUCCIÓN

El territorio ecuatoriano es vulnerable a grandes amenazas sísmicas debido a que se encuentra ubicado dentro del denominado “Cinturón de Fuego del Pacífico”, lo que hace que las edificaciones estén expuestas a movimientos telúricos, como se pudo evidenciar el 16 de abril del 2016, cuando las provincias de Esmeraldas y Manabí fueron azotadas por un sismo de magnitud de 7.8 grados en la escala de Richter, provocando grandes fallas en las edificaciones debido a deficiencias en el proceso de diseño y/o construcción. Ante esto es necesario la implementación de mecanismos de disminución de la vulnerabilidad de las edificaciones, poniendo énfasis en los hospitales, entidades que deben permanecer funcionales ante desastres de esta naturaleza.

En el Ecuador los hospitales son catalogados como edificaciones esenciales por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC); ya que ante la acción de un sismo sea cual fuera su magnitud, este debe brindar atención continua y así evitar pérdidas de vidas humanas. Por este motivo se realiza el presente trabajo que está dirigido a realizar un análisis dinámico no lineal en 3D del bloque principal del Hospital Regional “Vicente Corral Moscoso” con la implementación de una medida de mitigación, en donde se pueda apreciar el comportamiento de la estructura ante la acción de un sismo catastrófico.

Por consiguiente, en las Generalidades se explicarán los antecedentes, el objeto principal de la investigación y los objetivos específicos que ayudarán al desarrollo de



la investigación, al igual que los fundamentos teóricos que sustenten el presente trabajo.

En el Capítulo I se dará paso a la recopilación de información arquitectónica y de ingeniería del bloque principal de la entidad hospitalaria, para poder realizar la generación y modelación estructural idealizada en 3D de la estructura con la ayuda de software especializado de codificación abierta OpenSees.

En el Capítulo II se propone una medida de mitigación y reforzamiento para la estructura, para luego poder realizar el análisis dinámico no lineal en 3D implementando la medida de mitigación, al modelo idealizado realizado en el Capítulo I, con la ayuda del software especializado de codificación abierta OpenSees, permitiéndonos saber el comportamiento que presenta el bloque principal del hospital.

En el Capítulo III se exponen los resultados obtenidos del análisis dinámico no lineal en 3D realizado en el Capítulo II, para luego realizar un análisis interpretativo de los mismos.

Finalmente se presentarán las conclusiones y la bibliografía, que complementa la investigación realizada.



GENERALIDADES

Antecedentes

El Ecuador se encuentra ubicado en una zona de alta sismicidad, en las últimas décadas fue afectado por terremotos de gran magnitud. Es por esta razón que la convivencia con la actividad sísmica pasó a ser parte de la cultura ecuatoriana. Grandes terremotos han ocurrido a lo largo de la historia ecuatoriana trayendo consigo destrucción, daños materiales de gran costo económico, pero lo más grave, pérdidas humanas, de ahí la importancia de utilizar un adecuado diseño sismo resistente de las estructuras esenciales (hospitales) o bien medidas de mitigación que disminuyan la vulnerabilidad (Correa, Hinojosa, & Taipei, 2004).

Por esto el Estado ecuatoriano crea el Comité Nacional del “Programa Hospital Seguro” con la finalidad de que todas las entidades hospitalarias permanezcan accesibles y funcionales; ya que deben de asegurar su operatividad después de sufrir un evento sísmico, debido a que gran parte de la población, el 80%, está expuesta a desastres de estas características, generados por 52 fuentes sismo genéticas, 8 de las cuales son calificadas de alto riesgo (Ministerio de Salud Pública, 2007).

El último terremoto que conmocionó al Ecuador el 16 de abril del 2016 dejó como resultado 10 hospitales inoperativos debido a los daños que sufrieron; entre algunos se encuentran el Instituto Ecuatoriano de Seguridad Social (IESS) en Manta, el Napoleón Dávila Córdova de Chone y el Miguel H. Alcívar de Bahía de Caráquez, cuya edificación tuvo que cerrarse debido a sus daños. Más de 14 centros de salud que fueron gravemente afectados, y esto generó que no se brinde atención médica indispensable en ese momento (Organización Panamericana de la Salud, 2016).

Esto evidencia que nuestro país, aunque cuente con un “Programa de Hospitales Seguros” no se cumplen efectivamente las normas planteadas de diseño sismo resistente lo cual eleva nuestro grado de vulnerabilidad ante este tipo de catástrofes y aumenta el número de muertes por no contar con las plazas suficientes para brindar atención médica adecuada. Por todo lo anteriormente mencionado podemos decir que para estas edificaciones desde el momento de su concepción deben garantizar que las



normativas vigentes se lleven a cabo de manera rigurosa, y así lograr edificaciones funcionales y operativas luego de un desastre causado por un sismo.

Objetivos

Objetivo general

Determinar el comportamiento del bloque principal del Hospital Regional “Vicente Corral Moscoso” de la ciudad de Cuenca en la provincia del Azuay, mediante el análisis dinámico no lineal en 3D, implementando una medida de mitigación ante un sismo muy raro.

Objetivos específicos

- Recopilar información arquitectónica y de ingeniería en base a investigaciones previas del bloque principal de la edificación hospitalaria.
- Proponer y diseñar una medida de mitigación para el Hospital Regional “Vicente Corral Moscoso”.
- Realizar el análisis dinámico no lineal en 3D de la tipología estructural del bloque principal de la edificación hospitalaria con la implementación de una medida de mitigación, mediante el software especializado de codificación abierta OpenSees.
- Realizar un análisis interpretativo en base a los resultados obtenidos sobre el comportamiento del Hospital Regional “Vicente Corral Moscoso”.

Metodología

El presente trabajo iniciará con la recolección y clasificación de información arquitectónica y de ingeniería del bloque principal de la entidad hospitalaria, a partir de las tesis previas realizadas por los ingenieros Adriana Fajardo, Carla Vintimilla, José Palomino y Ángel Quezada, con la finalidad de contar con los datos necesarios para realizar el modelo matemático idealizado en 3D de la edificación hospitalaria con la ayuda del software especializado de codificación abierta OpenSees; las cargas correspondientes se ingresarán de acuerdo a la normativa vigente (NEC, 2015).



A continuación, se procederá a diseñar la medida de mitigación, en este caso será aisladores elastoméricos con núcleo de plomo de acuerdo a las normativas (ASCE7-10, 2010), (FEMA 356, 2000), (ACI 440.2R-08, 2008).

Luego se procederá a realizar el análisis dinámico no lineal del bloque principal del modelo idealizado en 3D realizado anteriormente, implementando el diseño de la medida de mitigación. En base a todo lo anterior se podrá determinar el desempeño inelástico de la estructura.

Finalmente se realizará un análisis interpretativo de los resultados obtenidos del desempeño inelástico de la estructura.

Estado del arte y marco teórico

Estado del arte

En países de América del Sur como Chile, Perú, Ecuador y Colombia es importante tener en cuenta el riesgo sísmico al cual estamos expuestos, la inversión social responsable en la implementación de sismas que reducen la vulnerabilidad de edificaciones esenciales (hospitales) frente a desastres son mínimas comparadas con los costos de recuperación y reconstrucción, sin considerar la problemática social que se genera por la ausencia de la misma (CREDEN, 2016).

En la actualidad uno de los sistemas más utilizados comúnmente son los de aislación y disipación de energía, los que generalmente están colocados entre la subestructura (cimentación) y la superestructura de las edificaciones, estos sistemas permiten mejorar la respuesta sísmica de las edificaciones absorbiendo energía y reduciendo los daños. Estos sistemas varían en cuanto a sus materiales, propiedades y a su forma de funcionamiento, los aisladores más implementados comúnmente son:

- Aislador elastoméricos con núcleo de plomo
- Aislador de péndulo friccional (FPS)
- Aisladores elastoméricos convencionales de alto amortiguamiento (HDR) y de bajo amortiguamiento (LDB)



En América del sur, Chile es el país que más ha desarrollado, diseñado e implementado estos dispositivos, tras el terremoto del 27 de febrero en 2010 este país tomó medidas y últimos registros contabilizan 19 hospitales en el sistema de salud del país que cuentan con esta tecnología sismo resistente (EMOL, 2017).

En Perú tras la implementación de la política de construcción y seguridad sísmica a cargo del ministerio de vivienda construcción y saneamiento (MVCS) se creó la Norma de Diseño Sismo Resistente (E-030) que obliga a que los nuevos establecimientos de salud ubicados en las zonas 4 y 3 (hospitales medianos y grandes) sean construidos con aisladores sísmicos (Andina, 2016).

En nuestro país se define como “Hospital Seguro a toda unidad operativa de salud, cuyas instalaciones y servicios continúan funcionando después de un evento adverso. (...) Toda la nueva infraestructura de salud debe ser diseñada y construida para ser segura; y en el caso de las unidades operativas existentes, se debe garantizar por lo menos el funcionamiento de las áreas críticas como: emergencia, unidad de cuidados intensivos, quirófanos, laboratorio, con sus respectivas instalaciones de abastecimiento” (Ministerio de Salud Pública, 2007). Así en los últimos años hospitales como SOLCA de Guayaquil y el hospital de la ciudad de Muisne ubicado en la provincia de Esmeraldas, como parte de la reconstrucción tras el terremoto de abril del 2016, son los primeros en utilizar sistemas de aislamiento para reducir su vulnerabilidad ante sismos catastróficos (MEGABA GROUP, 2017).

Los conceptos necesarios para esta investigación se encuentran en el anexo 1.



CAPÍTULO I

1. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

1.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN ARQUITECTÓNICA Y DE INGENIERÍA EN BASE A INVESTIGACIONES ANTERIORES

1.1.1 Historia

El Hospital "Vicente Corral Moscoso" es un hospital de vital importancia a nivel regional que brinda atención de tercer nivel, con cobertura de atención en especialidades médicas a las zonas 6 y 7 de salud, correspondientes a 6 provincias, depende del Ministerio de Salud Pública del Ecuador. Su inauguración fue el 12 de abril de 1977, lleva el nombre del ilustre cuencano Dr. Vicente Corral Moscoso prestigioso médico cirujano. Se empieza la hospitalización con 509 empleados entre los que se cuentan médicos, enfermeras/os, auxiliares de enfermería y personal administrativo, técnico calificado.

El Hospital "Vicente Corral Moscoso", al ser la unidad hospitalaria de mayor complejidad técnica y capacidad resolutive de la Red de Servicios del MSP en el sur del país, se constituye en la unidad de mayor demanda poblacional, recibe las referencias de las unidades de salud del MSP de la zona 6 y 7 y las derivaciones de las Unidades de la Red Pública Integral de Salud, especialmente del Hospital José Carrasco Arteaga del IESS y Hospital Militar de Cuenca y de la Red Complementaria Privada que no tienen la suficiente capacidad resolutive, aspecto que satura todos los servicios y provoca lentitud en la atención y represamiento de atenciones. Se labora con horarios de atención en consulta externa y de manera interrumpida en hospitalización y emergencia, así también farmacia, laboratorio, imagenología y banco de sangre.

En el 2016 El Hospital” Vicente Corral Moscoso” ocupa el primer lugar entre los hospitales públicos a nivel nacional según los resultados de la Secretaría Nacional de Administración Pública. Actualmente se labora en 45 especialidades y recibe alrededor de 400 pacientes al día de toda la región, cuenta con 400 camas habilitadas y es un hospital de tercer nivel de atención con tercer grado de complejidad, gracias a esto es considerado un hospital de especialidades de gran importancia en el sur del Ecuador (Ministerio de Salud Pública, 2014).

1.1.2 Ubicación

Según (Fajardo Guapisaca & Vintimilla Molina, 2016) El Hospital” Vicente Corral Moscoso” está ubicado en la ciudad de Cuenca, provincia del Azuay en las avenidas 12 de abril y los Arupos en la parroquia Huayna-Cápac.



Figura 1.1 Fotografía satelital Hospital “Vicente Corral Moscoso”

Fuente: Google Earth Pro 2018

No solo sirve al Azuay sino también a parte de la población a sus 6 provincias vecinas: Cañar, El Oro, Guayas, Loja, Morona Santiago y Zamora Chinchipe. Además, está acreditada internacionalmente por su calidad por parte de la Acreditación Canadá International (ACI).

1.2 DISTRIBUCIÓN ARQUITECTÓNICA DEL HOSPITAL “VICENTE CORRAL MOSCOSO”

El hospital tiene un área total de terreno de 41.111 m², en la planta baja acumula 9.796 m², el área verde tiene una superficie de 10.957 m², parqueaderos y veredas 20.357 m². en cuanto a la construcción total el hospital tiene 23.212 m².

Está dividido en tres grandes bloques, que son:

1. Hospitalización, Emergencia-Centro de Trauma
2. Consulta externa
3. Casa de máquinas

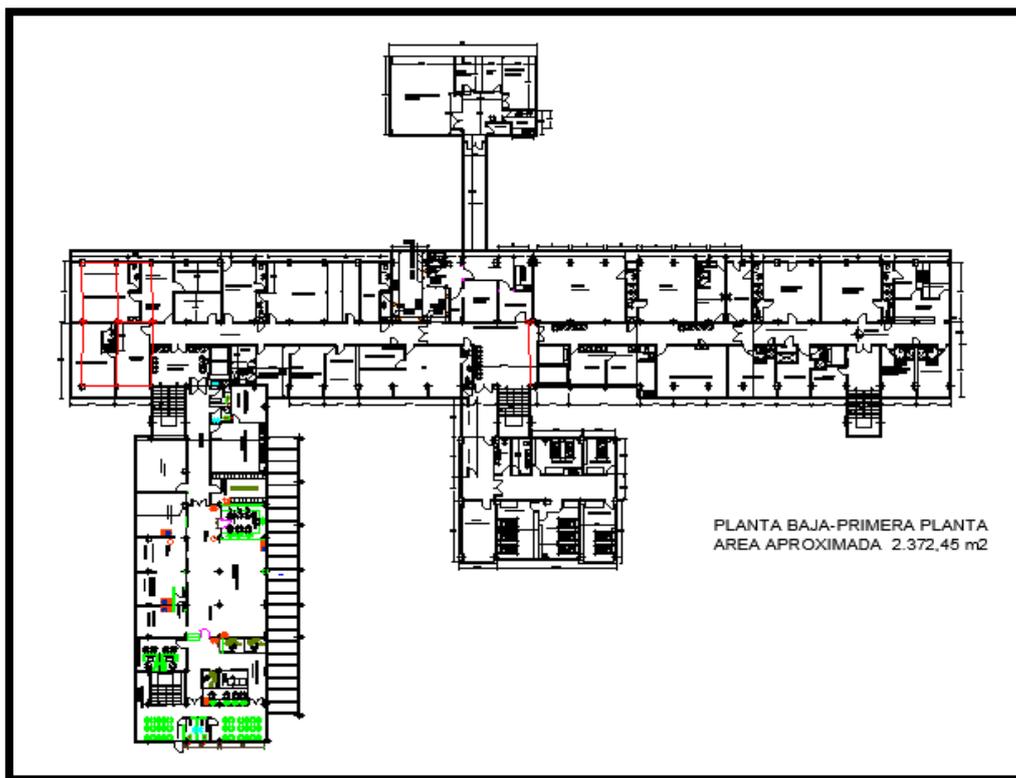


Figura 1.2 Planta baja-Primera planta HVCM

Fuente: Departamento de Infraestructura del HVCM

- **Planta baja:** servicios de: emergencia, parqueadero para personal de emergencia y temporal para familiares de pacientes, clasificación de pacientes, centro de trauma, rehabilitación, centralilla de cableado telefónico, laboratorio

patológico, morgue, lavandería, costura, nutrición, comedor, mantenimiento, bodega de insumos y materiales, mantenimiento y casa de máquinas.

- **Primera planta:** parqueadero, consulta externa, banco de sangre, capilla, rayos X, central de esterilización, quirófano, residencia de anestesiólogos, centro obstétrico, hospitalización, neonatología, clínica de epilepsia, odontología, central de información, estadística, farmacia, central de cómputo (cableado estructurado), administración de caja y voluntariado.

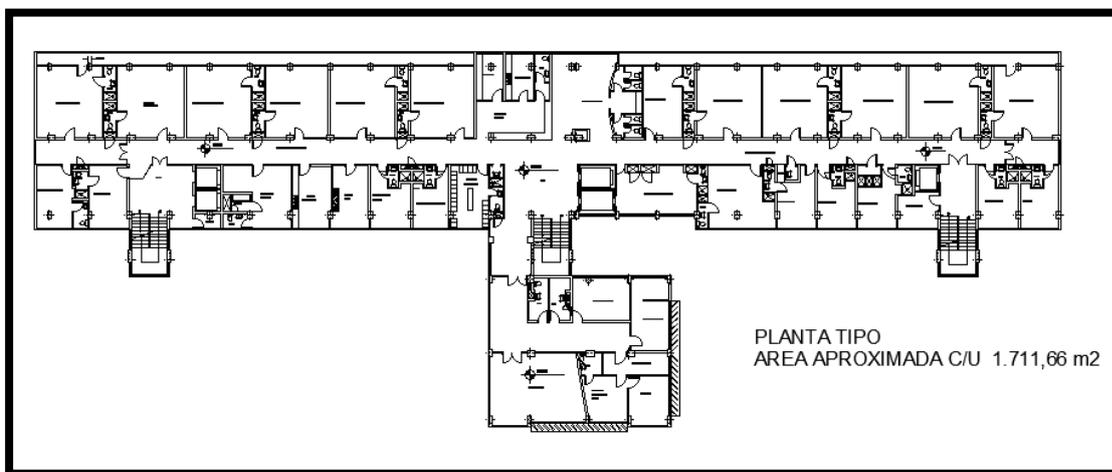


Figura 1.3 Planta Tipo HVCM

Fuente: Departamento de Infraestructura del HVCM

- **Primera planta alta:** contabilidad, centro de cómputo, área administrativa: dirección, servicios institucionales, gestión de enfermería, laboratorio clínico, ginecología.
- **Segunda planta alta:** cirugía y sus especialidades.
- **Tercera planta alta:** medicina interna y sus especialidades.
- **Cuarta planta alta:** unidad de cuidados intensivos, bodega y oficina de activos fijos, asesoría jurídica, biblioteca.
- **Quinta planta alta:** pediatría y sus especialidades, unidad de quemados.



- **Sexta planta alta:** terraza y sala de juegos de niños.

1.3 GENERACIÓN Y MODELACIÓN ESTRUCTURAL EN 3D DEL HOSPITAL “VICENTE CORRAL MOSCOSO” EN EL SOFTWARE ESPECIALIZADO OPENSEES

1.3.1 Creación del modelo idealizado

Para generar el modelo estructural idealizado del bloque principal de la entidad hospitalaria tomamos una serie de consideraciones que nos permitan realizar de una mejor manera dicho modelo; estas consideraciones son:

La información en cuanto a la geometría y a las secciones de los elementos estructurales existentes en la edificación fueron obtenidos de las investigaciones anteriores realizadas por los ingenieros (Fajardo Guapisaca & Vintimilla Molina, 2016) y (Palomino Pulla & Quezada Aguilar, 2017).

No se tomará en cuenta lo que está por debajo del nivel cero de la edificación debido a la presencia de muros de sótano que limitan el movimiento en todas las direcciones.

Debido a la presencia de una junta constructiva de 10 cm de ancho en toda su longitud se decidió dividir al bloque principal en dos bloques, los cuales posteriormente serán denominados como bloque A y bloque B.

Debido a los requerimientos del análisis que se va a realizar posteriormente se despreciaron los voladizos existentes en la estructura, debido a esto el área que se analizará se indica posteriormente.



Al tener en cuenta las consideraciones anteriores, se definió el modelo de los bloques a analizar. A continuación, se presentan una serie de figuras que ilustran la geometría, así como las características de los elementos estructurales en los bloques analizados.

1.3.2 Geometría

A continuación, se muestra la geometría del bloque principal de la estructura hospitalaria, al igual que la ubicación de la junta constructiva presente en el mismo y luego se ilustrarán también la geometría de los bloques A y B respectivamente:

- **Bloque principal en 3D**

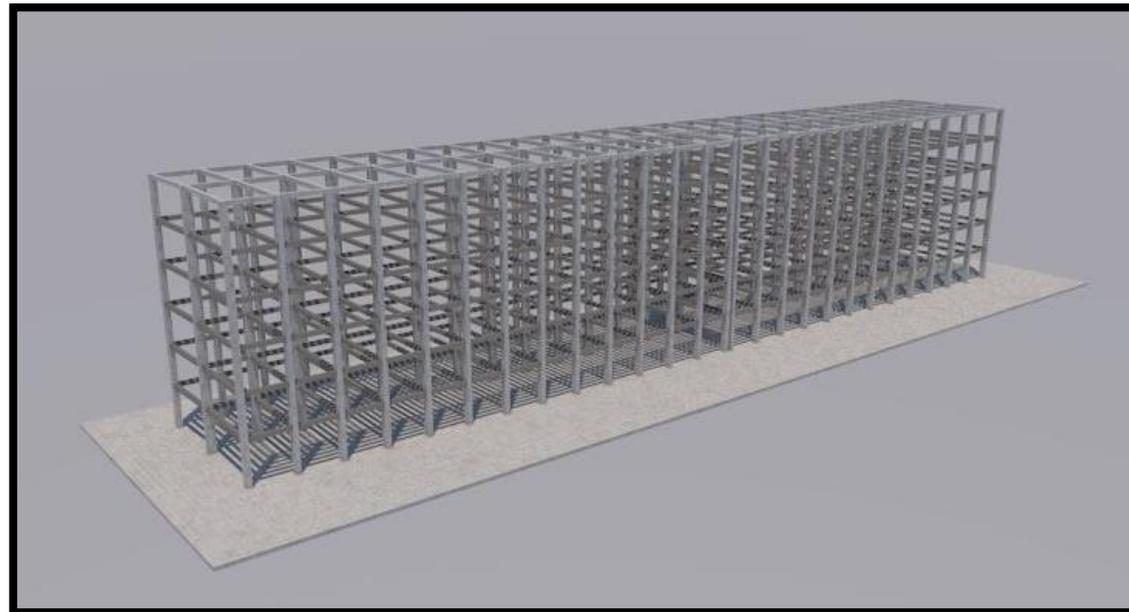


Figura 1.4 Vista 3D del HVC

Fuente: Autores

En la figura 1.5 podemos apreciar una vista en planta del Bloque principal del hospital, aquí se muestra la ubicación de la junta constructiva, cabe mencionar también que existe una pequeña variación en ciertos elementos estructurales en cuanto a su ubicación y por esta razón se tuvieron que crear ejes auxiliares en los bloques.

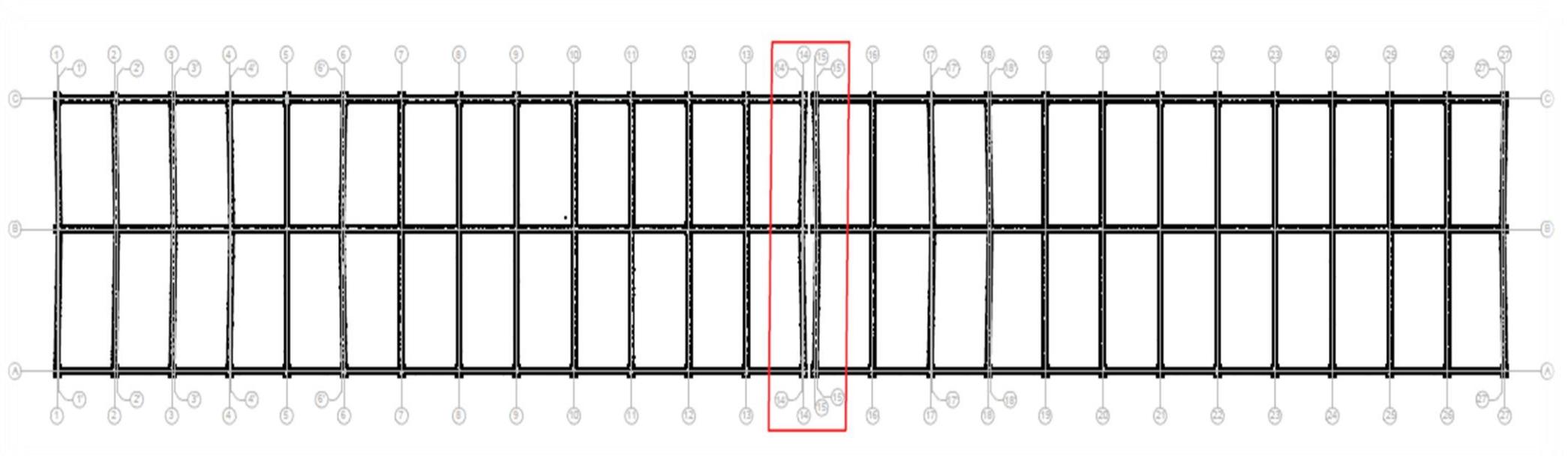


Figura 1.5 Vista en planta con junta constructiva del hospital "Vicente Corral Moscoso"

Fuente: Autores

Como se puede apreciar en la figura 1.5 la junta se encuentra ubicada entre los ejes 14 y 15, esta tiene una separación de 10 cm, por este motivo como se mencionó anteriormente se va a analizar a la estructura como dos bloques separados que se muestran a continuación.

Para el bloque A mostrado en la figura 1.6 se tiene la siguiente geometría:

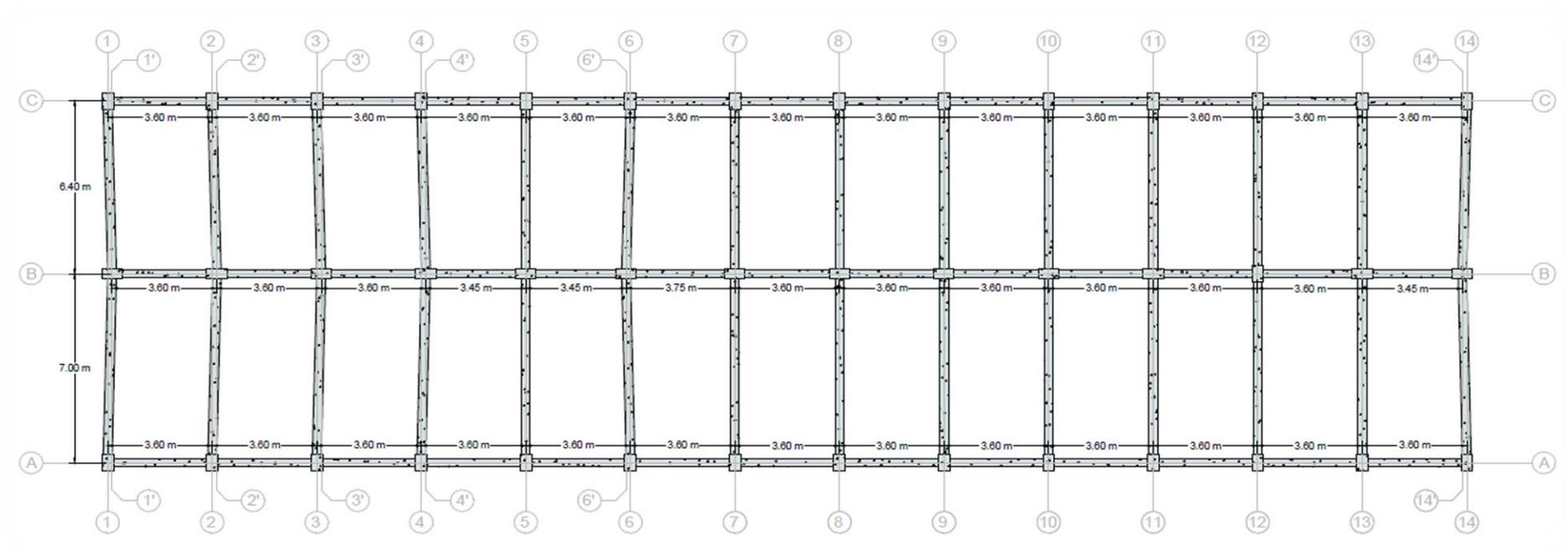


Figura 1.6 Vista en planta bloque A del HVCN

Fuente: Autores

Para el bloque B mostrado en la figura 1.7 se tiene la siguiente geometría:

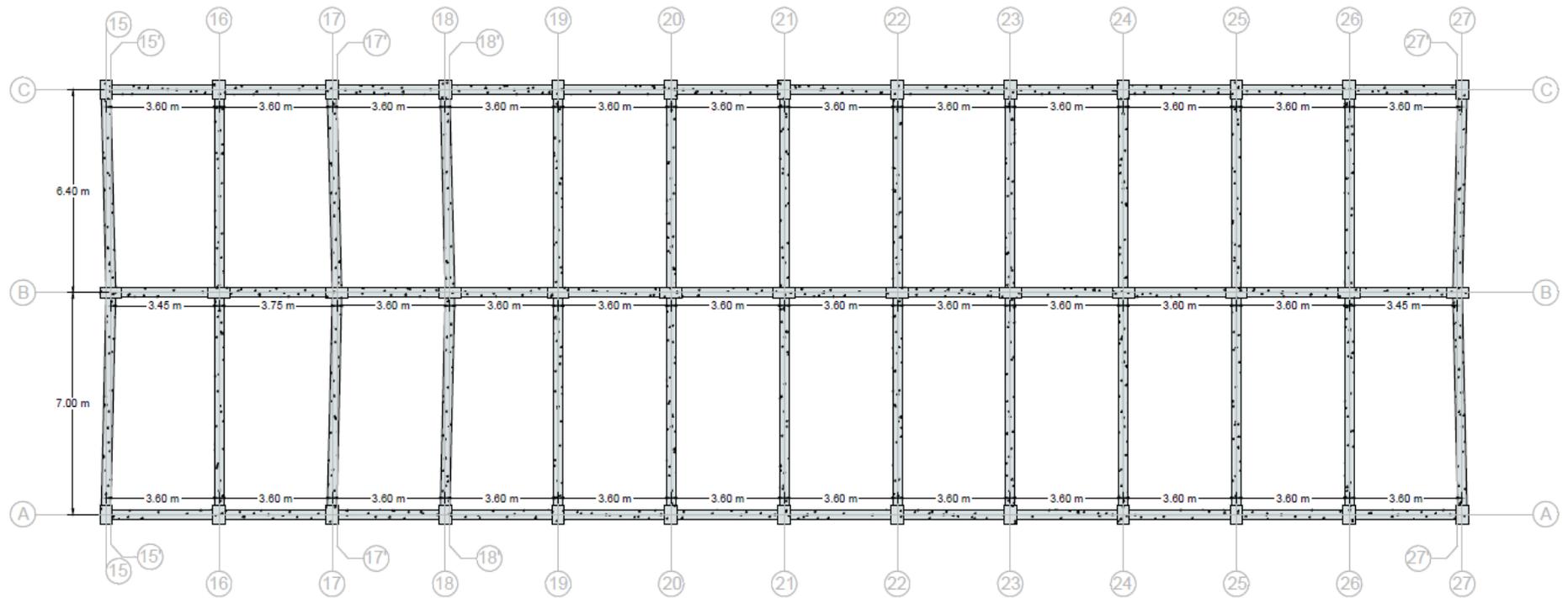


Figura 1.7 Vista en planta bloque B del HVCMB

Fuente: Autores

1.3.3 Elementos estructurales

En cuanto a los elementos estructurales encontramos que se tienen dos familias de columnas y un tipo de viga, que son comunes tanto para el bloque A como para el Bloque B, a continuación, se detalla la ubicación, geometría y características de cada una de las familias de columnas y viga tipo.

- **Columna de 40 cm x 60 cm**

Este tipo de columna se encuentra a lo largo de los ejes A y C en ambos bloques. En la figura 8 que se muestra a continuación se detalla sus características:

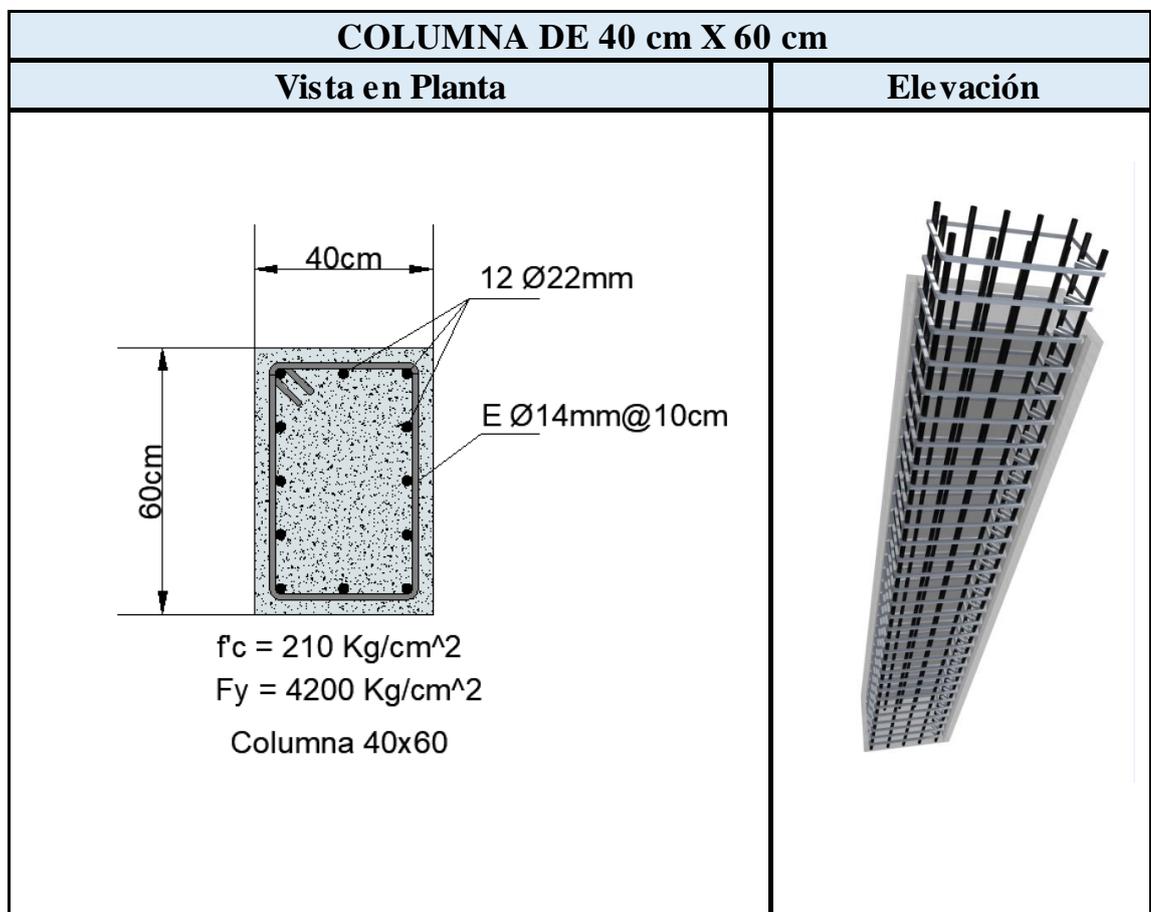


Figura 1.8 Columna 40x60cm del HVCM

Fuente: Autores

- **Columna de 35 cm x 70 cm**

Este tipo de columna se encuentra a lo largo del eje B en ambos bloques. En la figura 1.9 que se muestra a continuación se detalla sus características:

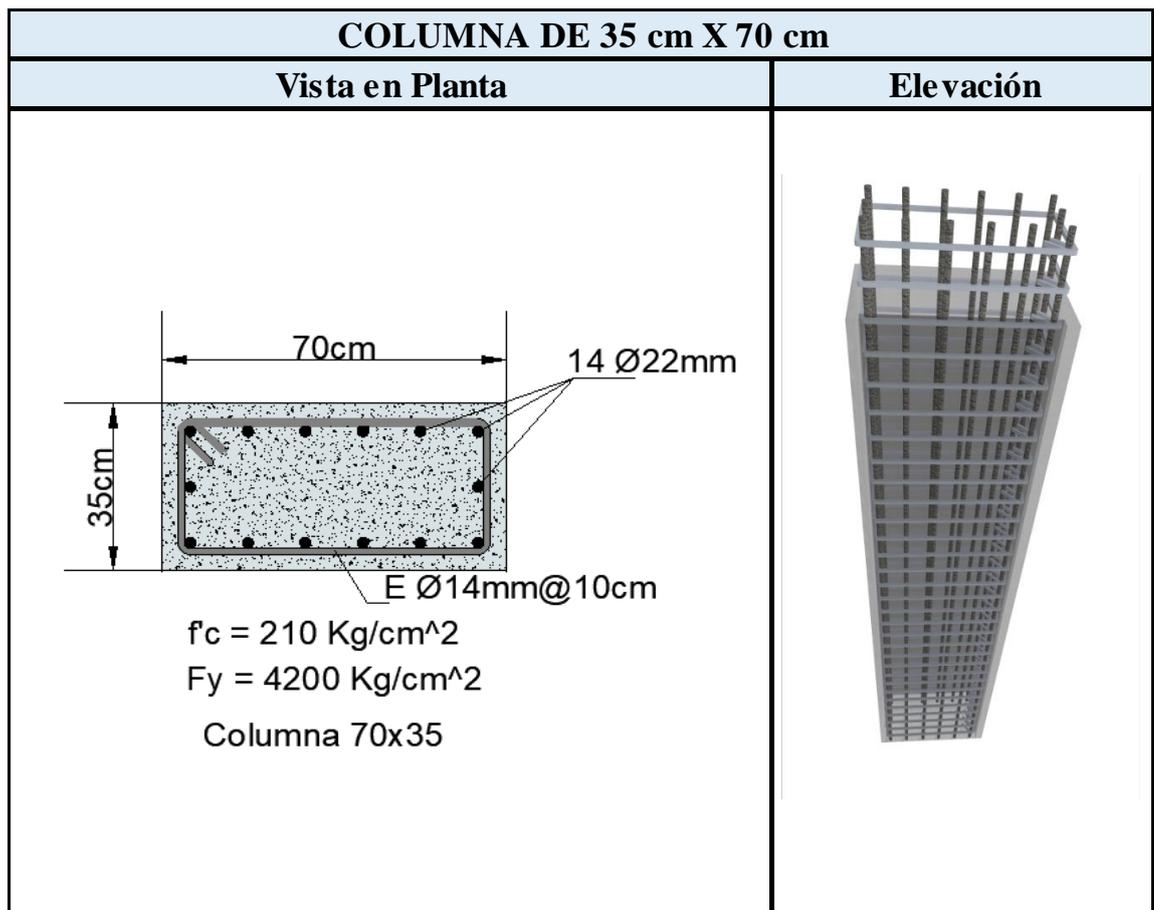


Figura 1.9 Columna 35x70cm del HVCM

Fuente: Autores

- **Viga de 30 cm x 35 cm**

Este elemento estructural es común para los dos bloques a lo largo de los ejes horizontales (A, B, C), como en los ejes verticales (1, 2, 3, ... ,27). En la figura 10 que se muestra a continuación se detalla sus características:

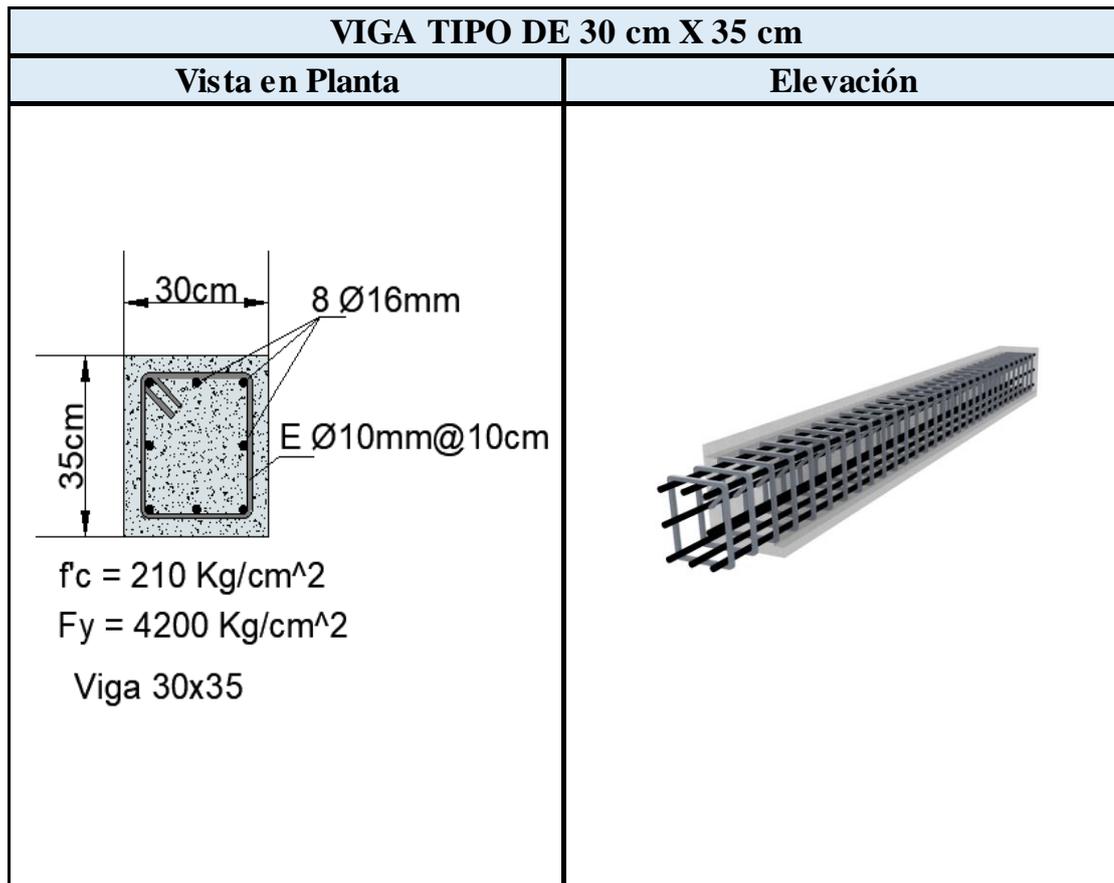


Figura 1.10 Viga 30x35cm del hospital HVCM

Fuente: Autores

- **Losa**

La estructura cuenta con una losa alivianada que tiene un peralte de 35 cm al igual que la viga tipo, por lo tanto, es una viga banda.

Para el presente modelo se consideró un peso de losa por metro cuadrado de 0.35 Ton.

1.4 MODELACIÓN EN EL SOFTWARE ESPECIALIZADO OPENSEES

1.4.1 Definición de la geometría

Para la modelación en OpenSees de ambos bloques de la estructura se utilizaron los comandos del Anexo 2 y se siguieron los siguientes pasos:

1. Definir la ubicación de los nodos correspondientes a la geometría de ambos bloques de la estructura.



Nota: para simular el comportamiento de la losa se crearon nodos ubicados en el centro de cada paño a los que posteriormente se asignara masa.

2. Asignar las restricciones correspondientes a los nodos base.
3. Asignar las restricciones a los nodos que simularan el comportamiento de la losa.
4. Creación de un nodo ubicado en el centro de masa de cada piso en ambos bloques de la estructura.
5. Se asigna las restricciones a los nodos de masa de cada piso.
6. Se genera un diafragma rígido en cada piso, en el cual el nodo maestro estará ubicado en el centro de masa de cada planta.

Nota: el nodo maestro estará ubicado en el centro de masa de cada planta y será anclado a cada nodo esclavo de su mismo plano que se encuentran alrededor de él, esto permite restringir ciertos grados de libertad de los nodos esclavos para que el nodo maestro de mueva con si estuviera en un plano rígido.

7. Se asignará una masa concentrada en cada uno de los nodos que simulará el comportamiento de la losa.
8. Se definirá las transformaciones geométricas para cada uno de los elementos estructurales.
9. Creación de elementos viga y columnas en los cuales solo se considera el desplazamiento

1.4.2 Propiedades y características de los materiales

Antes de definir los materiales que se utilizaran dentro de la modelación, se presentan una serie de conceptos que ayuden a entender de mejor manera el comportamiento de los mismos, al igual las propiedades que se utilizarán para definirlos.

1.4.3 Concreto no confinado

El concreto no confinado, es un material que se comporta de forma adecuada a la compresión, pero débil en tensión lo que limita su aplicación como un material estructural. Para resistir tensiones se emplea acero de refuerzo, de manera longitudinal y transversal en las zonas donde se desarrollarán tensiones por las acciones a las que

está sometido el elemento. El acero restringe el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia del concreto a la tracción (Ortega Garcia, 2014).

1.4.4 Concreto confinado

El concreto queda confinado debido a la presencia del refuerzo trasversal separados a poca distancia que rodea el núcleo de la sección. El confinamiento en la sección se da cuando el concreto alcanza su nivel máximo de resistencia a la compresión, al alcanzar esta etapa las deformaciones trasversales aumentan debido al agrietamiento interno progresivo en la sección, en donde el concreto tiende a apoyarse sobre el refuerzo trasversal el cual es el que produce la reacción de confinamiento, asíéndolo un material más dúctil (Park & Paulay, 1998).

1.4.5 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo utilizado en las estructuras es un material apto para resistir solicitaciones de tracción, lo que hace que sea un componente ideal para combinarlo con el hormigón simple, debido a que este no soporta eficazmente los esfuerzos de tracción, y así formar el hormigón armado. Además, el acero de refuerzo está en capacidad de resistir esfuerzos de corte y de torsión (Romo Proaño, 2008).

1.4.6 Definición de los materiales en software especializado OpenSees

Para poder definir los materiales en OpenSees se necesita conocer las propiedades de los mismos que se muestran a continuación en la tabla 1.1 y en la tabla 1.2

Tabla 1.1 Propiedades del hormigón

HORMIGÓN		
Propiedades	Nomenclatura	Valor
Resistencia a la compresión	$f'c$	210 Kg/cm ²
Peso por unidad de volumen	ρ_o	2.4 Ton/m ³
Módulo de elasticidad	E	210 Ton/cm ²
Relación de poisson	U	0.2

Fuente: Autores

Tabla 1.2 Propiedades del acero de refuerzo

ACERO DE REFUERZO		
Propiedades	Nomenclatura	Valor
Esfuerzo de fluencia	Fy	4200 Kgf/cm ²
Módulo de elasticidad	Es	2100 Ton/cm ²

Fuente: Autores

En el anexo 2 se encuentran definidos los códigos que se utilizaron para poder crear los materiales en software especializado OpenSees.

1.4.7 Creación de la sección por fibras

Consiste en modelar las secciones tanto de vigas como de columnas y tomar en cuenta las resistencias de los hormigones (f'_c), un hormigón confinado que tiene el fin de representar el núcleo confinado que está dentro de los estribos, y otro sin confinar, para representar el recubrimiento fuera de los estribos; los valores utilizados para el hormigón confinado dependen del factor “k” tomado de la teoría de Mander, que representa el confinamiento dado por los estribos de la sección (Escorza Troya & Troya Arellano, 2017).

Los comandos utilizados para poder generar las secciones por fibras se encuentran en el anexo 2.

Todos los procesos realizados para definir las propiedades de los materiales se desarrollan en script SectionandMaterial.

1.5 CARGAS EN LA ESTRUCTURA

Las cargas que serán ingresadas a los dos bloques de la estructura hospitalaria fueron obtenidas de la (NEC, 2015), y son de tres tipos:

1. Cargas vivas de uso
2. Cargas muertas o permanentes
3. Cargas accidentales

A continuación, se describe cada una de ellas y se presentarán los valores asumidos.



1.5.1 Cargas vivas de uso: para el cálculo de la carga viva “L” se consideraron las cargas establecidas en la (NEC, 2015) para hospitales, y son las siguientes:

Tabla 1.3 Carga viva

CARGA VIVA	
Ocupación o Uso (Hospitales)	Carga (Ton/m²)
Quirófanos	0.29
Laboratorios	0.29
Pacientes	0.2
Corredores Planta Baja	0.48
Corredores Plantas Superiores	0.4
Terrazas	0.48
Bodegas de almacenamiento liviano	0.6
Bodegas de almacenamiento pesado	1.2
Oficinas	0.24
Habitaciones	0.2
Elevadores	0.2
Cubierta sujeta a mantenimiento	0.14

Fuente: Autores

Para el análisis que se realizará posteriormente, se utilizará una carga viva de 0.4 Ton/m² en todos los pisos en los dos bloques, debido a que así podremos analizar el caso más desfavorable en cuanto a este tipo de carga.

1.5.2 Cargas muertas o permanentes: para el cálculo de la carga muerta “D” se consideraron las cargas establecidas en la (NEC, 2015), y son las siguientes:

Tabla 1.4 Carga muerta

CARGA MUERTA	
Material	Carga (Ton/m²)
Baldosa de Cerámica con mortero de cemento	0.05
Losa	0.35
Paredes	0.018
Total	0.418
Cubierta	0.05

Fuente: Autores

En este caso para el análisis se tomaron en cuenta todos los elementos que se muestra anteriormente, a continuación, se ilustra cómo se tomaron las áreas tributarias en los bloques A y B:

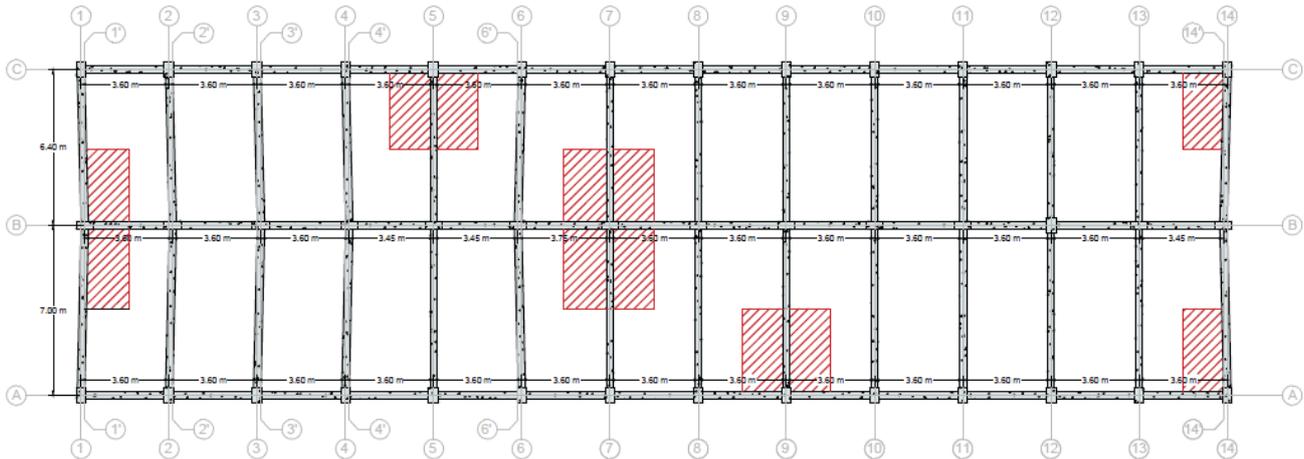


Figura 1.11 Áreas tributarias de los bloques A y B del HVCM
Fuente: Autores

En la figura 1.11 se muestra los diferentes tipos de áreas tributarias que se va a tener a lo largo de ejes A, B, C, en los 2 bloques.

1.5.3 Ingreso de cargas gravitatorias en el modelo

Para la determinación de estas cargas se considera que los efectos de estas son solo aditivos, las cuales se obtiene a través de que la carga total es igual a la suma de carga viva más muerta, tomando en cuenta que la carga viva efectiva es igual al 25% de la carga viva de diseño; sin embargo cuando los efectos de ambas cargas se contrarrestan, la carga de gravedad será igual al 90% de la carga muerta (FEMA 440, 2005), por lo tanto para este análisis se utilizará la siguiente ecuación tomada de la FEMA:

$$W = Dt + 0.25 * Lt$$

Donde:

W: carga sísmica reactiva [Ton]

Dt: carga muerta puntual [Ton]

Lt: carga viva puntual [Ton]



Para poder aplicar la ecuación mostrada anteriormente se necesita realizar el siguiente procedimiento donde se toma en cuenta las áreas tributarias tipo mostradas en la figura 1.11, la carga muerta mostrada en la tabla 1.4 y la carga viva que será de 0.4 Ton/m² para todas las plantas con excepción de la cubierta, donde se tomará una carga viva de 0.2 Ton/m² este proceso se muestra a continuación:

- Calculamos la carga muerta puntual D_t

$$D_t = A_t * D$$

- Calculamos la carga viva puntual L_t

$$L_t = A_t * L$$

- Una vez determinadas las cargas L_t y D_t podemos determinar los valores de las cargas puntuales que serán aplicadas en la estructura, el resultado de estas se muestra a continuación:

Cargas puntuales bloque A y B:

W plantas 1 a 5		W planta 6 (cubierta)	
Descripción	Valor (Ton)	Descripción	Valor (Ton)
Py1	3.28	Py8	0.54
Py2	6.52	Py9	1.07
Py3	6.39	Py10	2.05
Py4	12.49	Py11	2.07
Py5	12.30	Py12	0.49
Py6	2.98	Py13	0.93
Py7	5.93	Py14	0.96

Figura 1.12 Cargas puntuales bloque A

Fuente: Autores

W plantas 1 a 5		W planta 6 (cubierta)	
Descripción	Valor (Ton)	Descripción	Valor (Ton)
Py1	3.26	Py13	0.63
Py2	6.52	Py14	1.26
Py3	6.24	Py15	1.206
Py4	12.49	Py16	2.412
Py5	12.75	Py17	2.46225
Py6	12.23	Py18	2.36175
Py7	5.98	Py19	1.15575
Py8	5.84	Py20	1.128
Py9	5.96	Py21	1.152
Py10	6.03	Py22	1.164
Py11	5.90	Py23	1.14
Py12	2.98	Py24	0.576

Figura 1.13 Cargas puntuales bloque B

Fuente: Autores



Al contar ya con las cargas puntuales anteriores ahora se procede a introducirlas en el modelo por medio del script “GravityLoad”, el cual asigna cada carga en la correspondiente columna; referirse al anexo 2 donde se muestran los comandos necesarios para crear este script.

1.5.4 Cargas accidentales

1.5.4.1 Cargas sísmicas

Para el presente trabajo se procede a utilizar los datos proporcionados por la Norma Ecuatoriana de la Construcción-2015, donde tenemos:

La zona sísmica donde se encuentra el Hospital Vicente Corral Moscoso corresponde a la curva de peligro sísmico de la ciudad de Cuenca, la misma que tiene un valor de $Z=0.25g$ (estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años, es decir, para un período de retorno de 475 años).

Así mismo podemos obtener el valor de aceleración sísmica para un período de retorno de 2500 años si al eje de las ordenadas (tasa anual de excedencia) de la curva de peligro sísmico trazamos una horizontal desde el valor correspondiente al inverso del período de retorno, hasta la curva PGA (aceleración sísmica del terreno) de la gráfica.

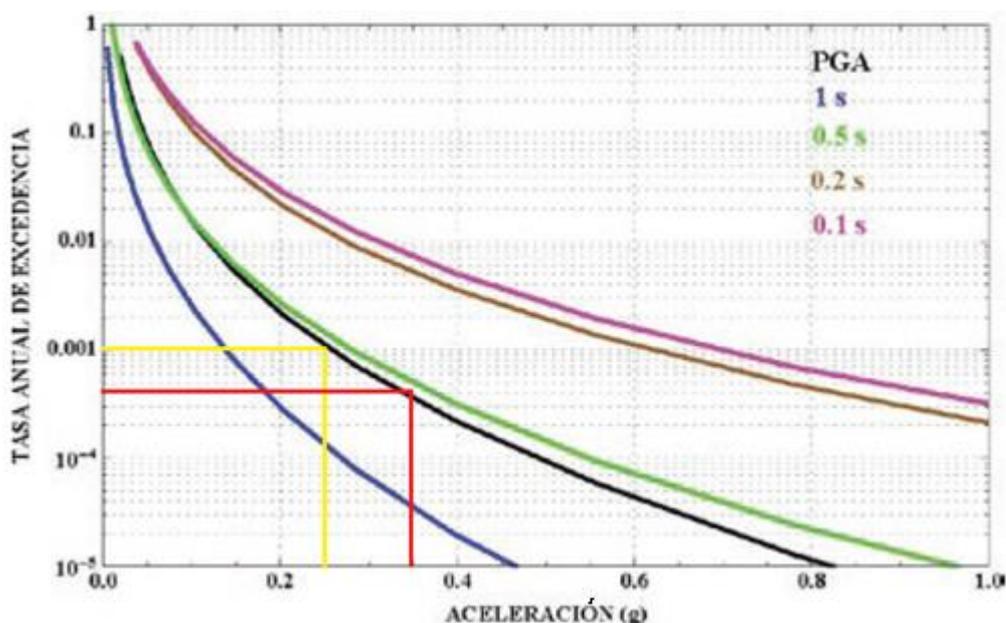


Figura 1.14 Curvas de peligro sísmico para la ciudad de Cuenca
Fuente: NEC 2015

De esta forma obtenemos lo siguiente:

Tabla 1.5 Valor del factor Z para distintos periodos de retorno

Período de Retorno (años)	Valor factor Z (g)
475	0.25
2500	35

Fuente: Autores

Al haber determinado los valores anteriores podemos decir mediante la tabla obtenida de la (NEC, 2015) que el hospital se encuentra ubicado en una zona de riesgo sísmico alta.

Tabla 1.6 Zonas sísmica ecuatorianas

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC 2015

1.6 TIPO DE SUELO

1.6.1 Geología local

La Norma Ecuatoriana de la Construcción 2014 define seis tipos de suelo, los parámetros que se utilizan en la clasificación son los correspondientes a los 30 metros superiores del perfil para los tipo A, B, C, D, E y para el perfil tipo F se aplican otros criterios y no debe limitar su análisis a los 30 metros superiores del perfil.

Según el ensayo SPT realizado por (Fajardo Guapisaca & Vintimilla Molina, 2016), se clasifica al suelo donde esta construido el Hospital Vicente Corral Moscos como tipo C.

Tabla 1.7 Geología local

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
C	Perfil de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante.	$760\text{m/s} > V_s \geq 360\text{m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100\text{KPa}$

Fuente: NEC 2015

1.6.2 Categoría de edificio y coeficiente de importancia

El Hospital Vicente Corral Moscoso es considerada una edificación esencial por la (NEC, 2015), por este motivo, como se ve en la tabla 1.8, se determinó un coeficiente de importancia I de 1.5.

Tabla 1.8 Coeficiente de importancia dependiendo la tipología estructural

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC 2015

En nuestro caso, al tener una estructura esencial y de ocupación inmediata se requiere la verificación de desempeño, se deberá limitar los daños estructurales, buscando elevar el nivel de protección y garantizar que las mismas puedan mantener sus operaciones después de un sismo.

La verificación de desempeño se realiza conforme la tabla 1.9

Tabla 1.9 Verificación de desempeño

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

Fuente: NEC 2015

1.7 OBJETIVOS DEL DISEÑO SÍSMICO

Para estructuras esenciales es de gran importancia verificar el desempeño sísmico en el rango inelástico para:

- Limitación de daños ante un sismo con 475 años de período de retorno
- No-colapso ante un terremoto de 2500 años de período de retorno

Tabla 1.10 Objetivos del desempeño sísmico

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Estructuras de ocupación especial	Estructuras esenciales	Tasa anual de excedencia
Daño	No	Si	0.00211
Colapso	Si	Si	0.00004

Fuente: NEC 2015

1.8 ESPECTRO DE DISEÑO

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), define al espectro de diseño de la siguiente manera: “Es la representación mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociados con el sitio de emplazamiento de la estructura”

Para poder construir el espectro de diseño para un período de retorno de 475 años y de 2500 años, se tienen que tener en cuenta los siguientes coeficientes:

1.8.1 Coeficiente de amplificación de suelo en zona de período corto (F_a)

Este coeficiente amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleración para el diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio (NEC, 2015). Se muestra a continuación, la tabla 1.11 donde se ilustran los diferentes valores de F_a en dependencia del tipo de suelo que se analice.

Tabla 1.11 Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (F_a)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

Fuente: NEC 2015

1.8.2 Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d)

Este coeficiente amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca, considerando los efectos del sitio (NEC, 2015). Se muestra a continuación, la tabla donde se ilustran los diferentes valores de F_d en dependencia del tipo de suelo que se analice.

Tabla 1.12 Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Fuente: NEC 2015

1.8.3 Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos (F_s)

Este coeficiente considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos (NEC, 2015).

Se muestra a continuación, la tabla donde se ilustran los diferentes valores de F_s en dependencia del tipo de suelo que se analice.

Tabla 1.13 Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos (F_s)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Fuente: NEC 2015

1.8.4 Parámetros de cálculo para espectro de diseño

Para definir los diferentes parámetros que se involucran para obtener el espectro de diseño se ilustra la tabla 1.14 donde se definirán cada uno de ellos:

Tabla 1.14 Factores para el cálculo del espectro de diseño

Factor	Descripción
η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado
r	Factor usado en el espectro de diseño elastico, cuyos valores dependen de la ubicación geografica del proyecto $r = 1$ para todos los suelos con excepción del suelo tipo E $r = 1.5$ para tipo de suelo E
R	Factor de reducción de resistencia sísmica $R = 8$ para porticos especiales sísmo resistentes, de hormigon armado con vigas descolgadas $R = 1$ para realizar analisis inelastico, no se reduce la resistencia sísmica

Fuente: NEC 2015

Al haberse definido todos los términos anteriores, se procede a mostrar los espectros de diseño obtenidos para un período de retorno de 475 años y 2500 años con sus respectivos coeficientes utilizados.

Ya que el análisis que se pretende realizar es un análisis inelástico, el factor R asumido es igual a 1, y al asumir esto se tiene:

1.8.5 Período de diseño de 475 años

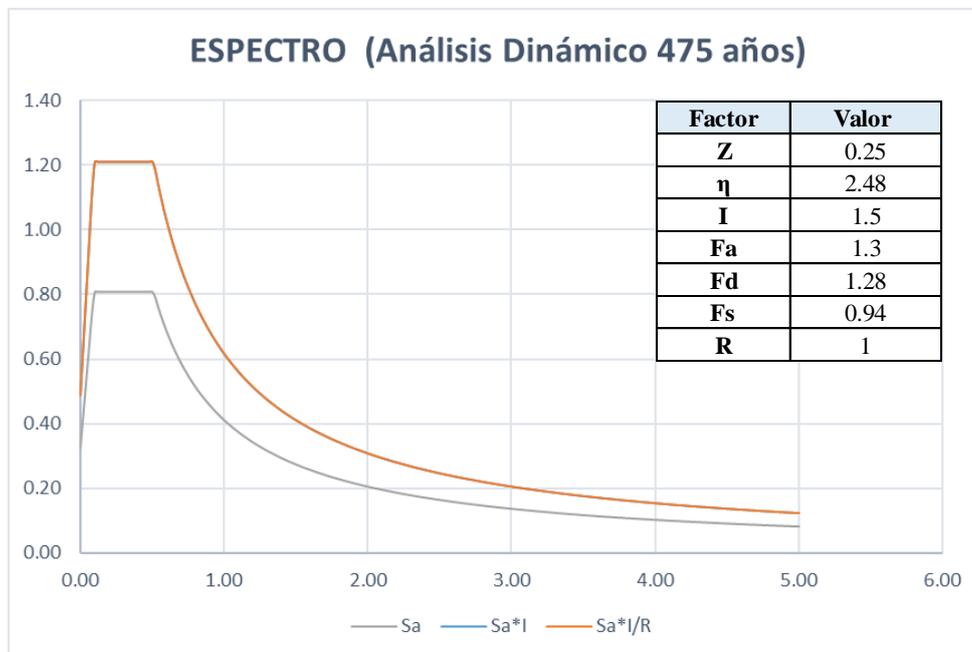


Figura 1.15 Espectro de diseño 475 años

Fuente: Autores

1.8.6 Período de diseño de 2500 años

Debido al tema de la investigación que se pretende realizar se utilizará como espectro de diseños el correspondiente a un período de retorno de 2500 años, ya que el hospital que se analizará está dentro de la categoría de edificación esencial.

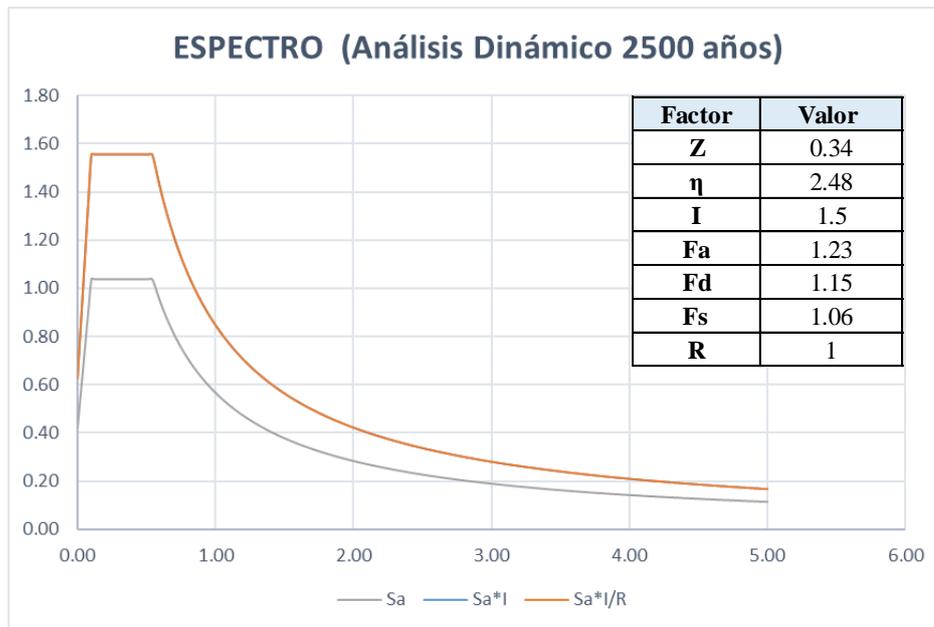


Figura 1.16 Espectro de diseño 2500 años

Fuente: Autores

1.8.7 Cálculo de la carga sísmica reactiva de la estructura (W)

Este proceso es necesario en este trabajo debido a que será utilizado en el pre diseño del aislador que se realizará posteriormente. Para poder determinar el peso propio del bloque A como del bloque B es necesario generar un script “RunGravity” el que engloba la geometría de la estructura, sus materiales las cargas de gravedad que actúan en ella, a continuación, se muestran los resultados obtenidos del peso de la estructura tanto para el bloque A como para el bloque B:

Bloque A:

Ejes	1	1'	2	2'	3	3'	4	4'	5	6	6'	7	8	9	10	11	12	13	14	14'
A	17.74	-	33.25	-	33.78	-	33.65	-	33.16	33.79	-	33.81	33.81	33.81	33.8	33.81	33.86	33.25	17.54	-
B	-	35.55	-	64.21	-	62.53	-	64.1	62.42	-	64.18	64.26	64.25	64.25	64.26	64.64	63.3	63.64	-	33.88
C	16.26	-	32.46	-	30.78	-	30.6	-	30.75	30.77	-	30.76	30.76	30.76	30.76	30.77	30.84	30.25	15.94	-
Total (Ton)																			1676.99	

Figura 1.17 Carga sísmica reactiva bloque A

Fuente: Autores

Bloque B:

Ejes	15	15'	16	17	17'	18	18'	19	20	21	22	23	24	25	26	27	27'	
A	17.58	-	33.41	33.99	-	33.98	-	33.98	33.99	33.99	33.99	33.99	33.99	34	33.99	33.83	-	
B	-	33.46	63.59	-	65.8	-	63.33	63.29	64.55	64.59	64.59	64.59	64.59	64.53	62.26	-	32.11	
C	30.29	-	31.09	31.41	-	30.8	-	30.79	31.09	31.1	31.1	31.1	31.1	31.09	30.27	16.06	-	
Total (Ton)																	1583.26	

Figura 1.18 Carga sísmica reactiva bloque A

Fuente: Autores



CAPÍTULO II

2. MEDIDA DE MITIGACIÓN

En la actualidad existen diversas medidas de mitigación a la hora de proteger una estructura ante sismos de común ocurrencia en ciertos lugares del mundo, los sistemas de protección sísmica pueden ser clasificados en cuatro categorías: sistemas pasivos, activos, híbridos y semi-activos.

Como medida de mitigación hoy en día se utilizan desde relativamente sencillos dispositivos de control pasivo hasta avanzados sistemas completamente activos, con el fin de controlar los daños a las estructuras y en caso de hospitales lograr que sigan operativos después de un sismo catastrófico.

En el presente trabajo se analizó la posibilidad de implementar dos tipos de sistemas pasivos de aislación sísmica al modelo idealizado desarrollado en el software de código abierto OpenSees, los cuales se presentarán en el presente capítulo.

2.1 SISTEMAS PASIVOS DE AISLAMIENTO SÍSMICO

Los sistemas pasivos de aislación sísmica, tal vez son los más conocidos, debido a que han tenido un alto desarrollo en el tiempo y su funcionamiento ha sido probado de manera experimental y real.

Este tipo de dispositivos mejoran la respuesta dinámica de la estructura por medios totalmente mecánicos, entre estos están los aisladores sísmicos de base, disipadores de energía y osciladores resonantes. Todos estos sistemas tienen diferentes enfoques para el control de la respuesta estructural ante un sismo y dependiendo de ciertos factores son más eficientes según la estructura donde se desea implementar.

Los aisladores de base actuales tuvieron sus primeras aplicaciones en puentes, debido a que la superestructura se apoyaba normalmente sobre placas de neopreno para permitir libremente el desplazamiento provocado por los cambios de temperatura, estas placas de neopreno con el tiempo fueron suplantadas por aisladores de base. Los primeros aisladores de base se utilizaron en una estructura educativa llamada “Heinrich Pestalozzi” en el año de 1969, dicha escuela estaba ubicada en Skopje Yugoslavia. Este fue el primer intento moderno de implementación de aisladores

sísmicos mediante el método suizo denominado “aislamiento total de base en tres direcciones” utilizando vigas de caucho natural sin reforzar. A partir de este edificio empezó la experimentación, implementación y patentado de sistemas en países como: Estados Unidos, Japón y Nueva Zelanda, todos estos con zonas de alto peligro sísmico.

Un ejemplo claro se observa en Japón, que antes del terremoto catastrófico de Kobe en 1995 existían alrededor de 80 edificaciones con aisladores de base, luego de los acontecimientos y tras observar el buen comportamiento de estos sistemas, las estructuras con aislamiento en la base aumentaron a 600. Similares acciones se tomaron en Estados Unidos después del terremoto de 1994 en Northridge.

2.2 AISLACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS

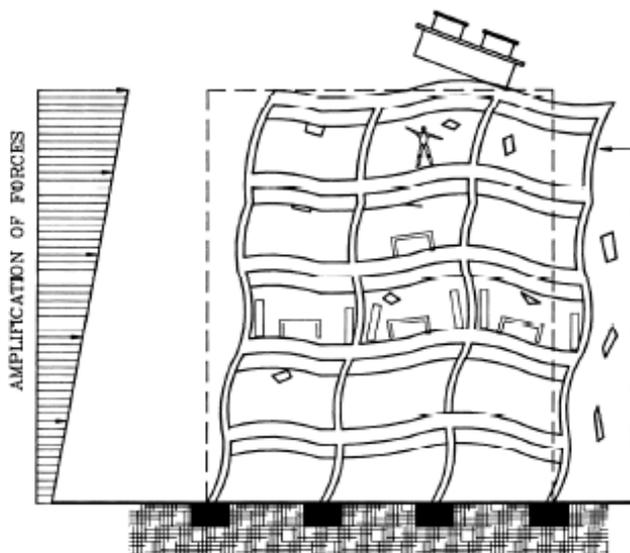


Figura 2.1 Estructura convencional
Fuente: (Mayes & Farzad, 1999)

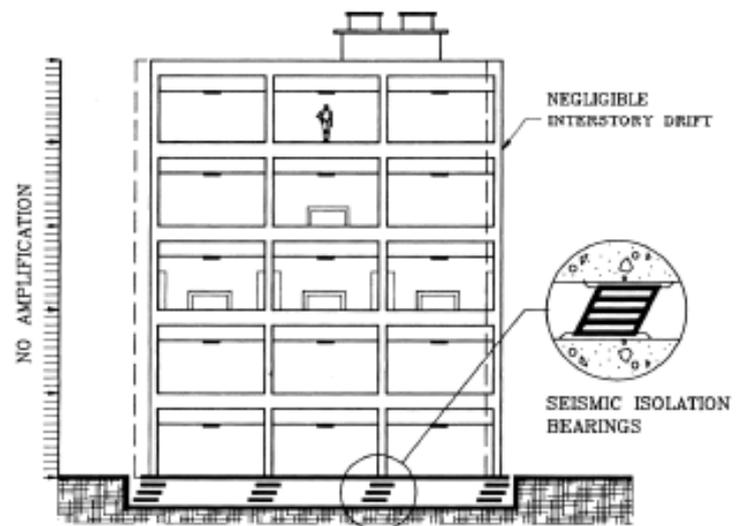


Figura 2.2 Estructura aislada
Fuente: (Mayes & Farzad, 1999)

La aislación sísmica consiste en usar dispositivos que desacoplen la estructura del suelo evitando que las fuerzas sísmicas se transmitan o al menos disminuyan, estos dispositivos se deben colocar en lugares estratégicos, los cuales, ante un evento sísmico conseguirán un aumento en el período natural de la estructura, al tener un mayor período habrá una disminución considerable en las aceleraciones de entrepiso, derivas, daño estructural y no estructural en el edificio aislado. Al conseguir separar la estructura de los movimientos del suelo se reduce notablemente la rigidez del sistema estructural haciendo que su período fundamental sea mayor al período de la estructura apoyada directamente al terreno (Mayes & Farzad, 1999).

Como se puede observar en la figura 2.1 tenemos que la estructura convencional tendrá una mayor amplificación de fuerzas ante un evento sísmico y derivas mayores si la comparamos con una estructura de base aislada.

Al cambiar la respuesta dinámica de la estructura con la implementación de aisladores de base introducimos mayor flexibilidad horizontal que aumenta el período fundamental de vibración y en ciertos casos separa la estructura de la zona de mayor demanda de energía sísmica, como se puede ver en la figura 2.2, esto resultara factible siempre y cuando la estructura esté asentada sobre suelo firme.

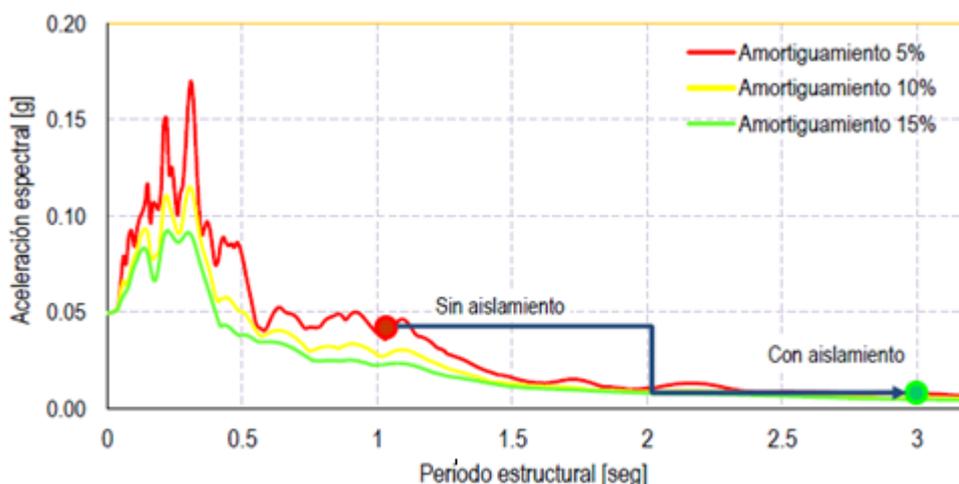


Figura 2.3 Espectro de aceleraciones (Componente N-S/ Sismo del 2007 – Perú)
Fuente: (Ramsey, 2015)

2.3 PARÁMETROS PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE AISLAMIENTO A ESTRUCTURAS

Existen tres parámetros principales a considerar antes de la implementación de un sistema de aislamiento basal, estos son:

2.3.1 Evaluación de la estructura que se desea aislar

Como se dijo anteriormente los sistemas de aislación logran reducir las fuerzas sísmicas con el aumento del período de vibración de la estructura, lo cual obtiene grandes ventajas para estructuras de períodos cortos.

Los edificios de gran altura llegan a un límite en que el período natural de vibración es lo suficientemente largo para soportar fuerzas sísmicas sin el uso de aisladores, por lo que podemos decir que este tipo de sistemas de aislación



tienen mejor aplicación a edificios de baja y mediana altura y se vuelven menos eficaces para los de gran altura.

También al momento de diseñar una estructura con aislamiento sísmico se debe asegurar que esta cumpla con las solicitaciones de otro tipo de cargas existentes (viento) con el fin de evitar desplazamientos y vibraciones. Teniendo en cuenta esto es recomendable que este tipo de carga no supere el 10% del peso total del edificio, de ser así no se recomienda la utilización de sistemas de aislación sísmica (Mayes & Farzad, 1999).

2.3.2 Geología de la zona

Al momento de aplicar sistemas de aislamiento sísmico es de vital importancia conocer el tipo de suelo donde se va a cimentar la estructura, ya que los sistemas de aislamiento implementados en suelos más rígidos o firmes son más efectivos.

La flexibilidad de la estructura determinará como va a reaccionar ante un movimiento sísmico, sin embargo, la forma como el movimiento sísmico llega a la base de la estructura depende principalmente de las propiedades del suelo por donde se transmitirán las ondas sísmicas.

Los suelos flexibles o blandos pueden amplificar las ondas sísmicas generando una gran intensidad de movimiento.

Este es el caso del tipo de suelo de la ciudad de México que está construida sobre arcillas y sedimentos de un antiguo lago que rodeaba la capital Azteca de Tenochtitlan, es decir sobre una cuenca blanda donde al penetrar las ondas sísmicas ocurre un fenómeno denominado “amplificación de cuenca” que produce un aumento en la magnitud y la duración de los sismos. En el trabajo de titulación para Magíster “**BASES PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE LA NORMA PERUANA DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS CON AISLACIÓN SÍSMICA**”, realizada por el ingeniero Arnold Ramsey, muestra una comparación de las características y los efectos de las condiciones de sitio en la respuesta estructural ante los sismos de México (1986) en suelo flexible y Perú (1966) en suelo firme.

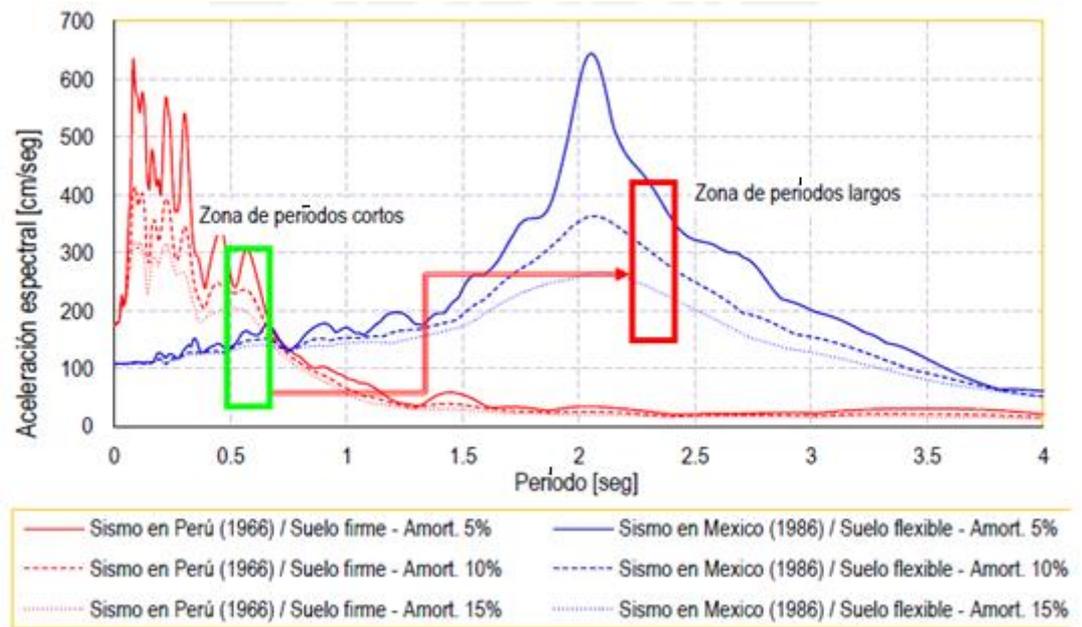


Figura 2.4 Comparación entre suelo flexible (CDMX) y suelo firme (Lima)
Fuente: (Ramsey, 2015)

En la figura 2.4 podemos observar que para suelos flexibles las máximas aceleraciones se producen en la zona de períodos altos por lo que se debe prestar atención al momento de analizar una estructura con un sistema de aislamiento basal.

2.3.3 Estructuras colindantes

El tercer parámetro a tener en cuenta son las estructuras colindantes a la edificación donde se implementará el sistema de aislación, debido que en un evento sísmico este podrá tener desplazamientos variables de hasta 50 cm o 1.5 veces el desplazamiento de diseño, dependiendo el tipo y las dimensiones del aislador basal utilizado, por lo que es necesario un espacio entre las dos construcciones y así no generar daños.

2.4 TIPOS DE AISLACIÓN SÍSMICA

En la actualidad existen varios tipos de aisladores sísmico, en el presente trabajo se modelará la estructura del HVCM con los dos principales y más utilizados sistemas de aislamiento basal, estos son: los apoyos de fricción FPT y los apoyos elastoméricos LRB.



2.5 AISLADORES DE FRICCIÓN

Dentro de los sistemas de aislación basal encontramos el sistema de péndulo simple FPS (Friction Pendulum System) que fue desarrollado en California por EPS (Earthquake Protection System). Este tipo de aislamiento sísmico permite alargar el período natural de la estructura reduciendo así las fuerzas sísmicas que el suelo transmite a la estructura.

Este tipo de aislamiento fue estudiado por Víctor Zayas en el año de 1987. Los aisladores consistían en un deslizador articulado que está revestido de un material de alta capacidad de soporte politetrafluoroetileno (teflón) que tiene un bajo coeficiente de fricción (aproximadamente 5 a 7%) y descansa sobre una superficie cóncava de acero inoxidable, la cual está sellada en sus extremos para evitar la contaminación del área de deslizamiento (Leiva & Aguiar, 2017).

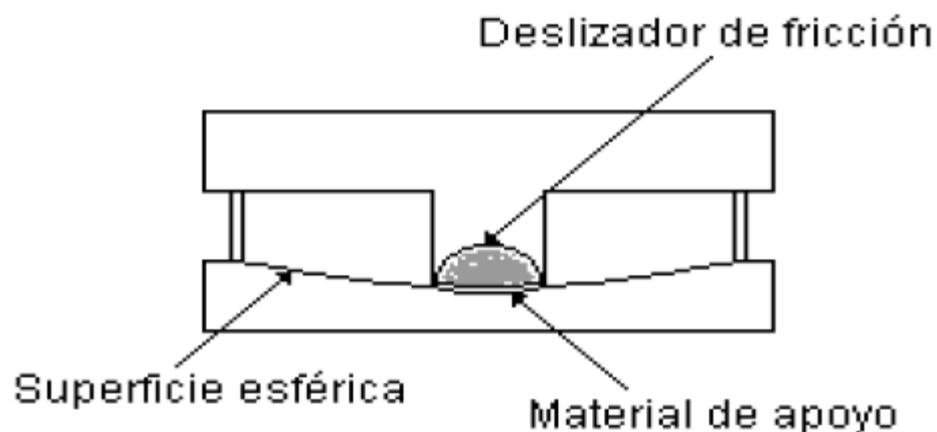


Figura 2.5 Aislador de simple péndulo
Fuente: (Tipanluisa, 2017)

Con el paso del tiempo los aisladores de fricción presentaron una gran evolución como se muestra en la figura 2.6.

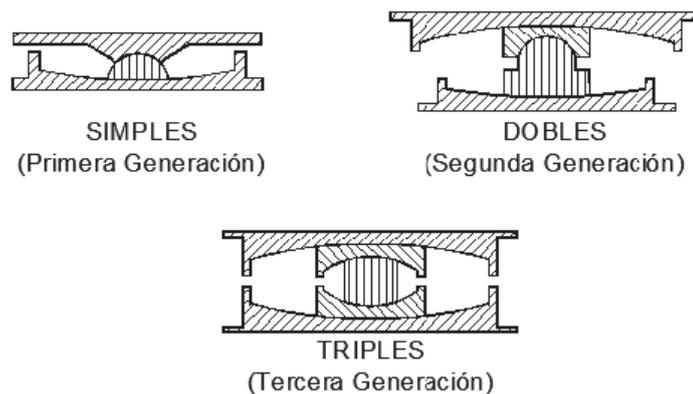


Figura 2.6 Evolución de los aisladores de fricción

Fuente: (Tipanluisa, 2017)

Donde la tercera y última generación de aisladores de triple péndulo de fricción FPT por sus siglas en inglés (Triple Friction Pendulum) desarrollada por el (EPS) es la más utilizada en nuestros días.

Este tipo de aislador está construido con la unión de un deslizador rígido que se encuentra en el medio de 4 placas con superficies cóncavas, las placas interiores (2 y 3) y las placas exteriores (1 y 4), esta configuración le aporta al aislador FPT 12 propiedades geométricas entre ellas: radios de curvatura R_1 , R_2 , R_3 , R_4 ; desplazamientos d_1 , d_2 , d_3 , d_4 ; alturas h_1 , h_2 , h_3 , h_4 y cuatro propiedades mecánicas que son los coeficientes de fricción μ_1 , μ_2 , μ_3 , μ_4 correspondientes a cada superficie deslizante.

También tenemos D_R , D_s y D_c , que son respectivamente los diámetros del deslizador rígido, de las placas internas y externas como se muestra en la figura 2.7 (Fenz & Constantinou, 2008).

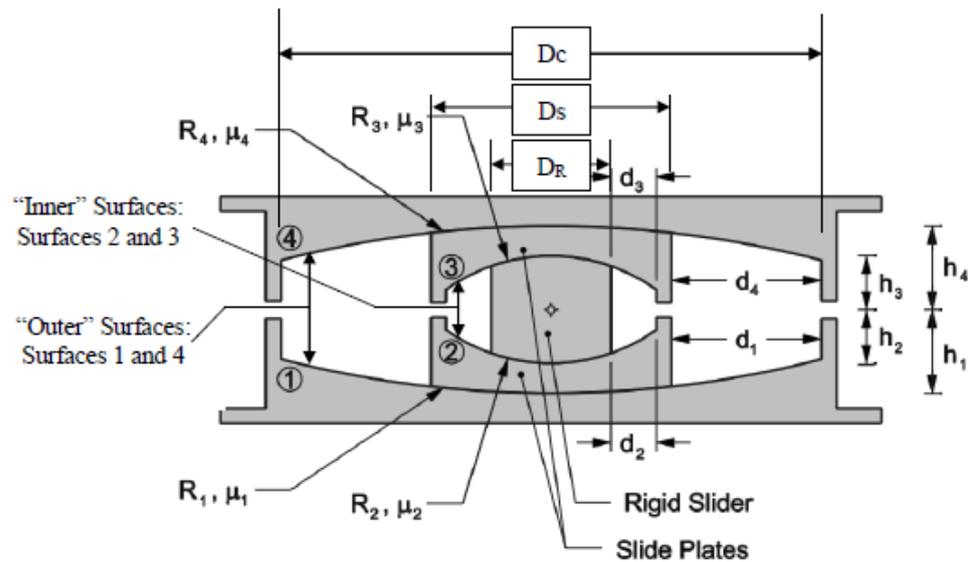


Figura 2.7 Partes que conforman un aislador FPT
 Fuente: (Fenz & Constantinou, 2008)

2.5.1 Relación Fuerza-Desplazamiento (McVitty & Constantinou 2015)

A continuación, se presenta la relación fuerza desplazamiento del aislador FPT que fue realizada por Wiliam J. McVitty y Michael C. Constantinou (2015). Donde podemos observar cambios en la rigidez conforme aumenta el desplazamiento, en este modelo el número de parámetros geométricos se reducen a seis y los coeficientes de rozamiento a dos. Se presenta en tres fases de movimiento comparado con el modelo de cinco fases de (Fenz & Constantinou, 2008) que tenía doce parámetros geométricos y cuatro coeficientes de rozamiento, es decir hay una reducción de parámetros entre los dos modelos antes mencionados que se presenta a continuación:

- $R_1=R_4 \gg R_2=R_3$
- $\mu_2 = \mu_3 < \mu_1 = \mu_4$
- $d_1 = d_4$ y $d_2 = d_3$
- $h_1 = h_4$ y $h_2 = h_3$

$$R_{ieff} = R_i - h_i$$

$$d_i^* = \frac{R_{ieff}}{R_i} \cdot d_i$$

Donde:

R_i : Radio de curvatura

h_i : Altura
 d_i : Desplazamiento
 R_{ieff} : Radio de curvatura efectivo
 d_i^* : Capacidad de desplazamiento
 μ_i : Coeficiente de fricción

Nota: el subíndice i toma los valores de 1 a 4 por la existencia de 4 superficies cóncavas del aislador.

2.5.1.1 Fase I de desplazamiento

El desplazamiento se presenta solo en las superficies 2 y 3 de la figura 2.8

$$0 \leq \mu \leq \mu^*$$

$$F = \left(\frac{W}{2 \cdot R_{2eff}} \right) \cdot \mu + \mu_2 \cdot W$$

$$\mu^* = 2(\mu_1 - \mu_2) \cdot R_{2eff}$$

Donde:

μ : Desplazamiento lateral del aislador
 μ^* : Desplazamiento máximo en Fase 1
 F : Fuerza lateral aplicada
 W : Peso que soporta el aislador

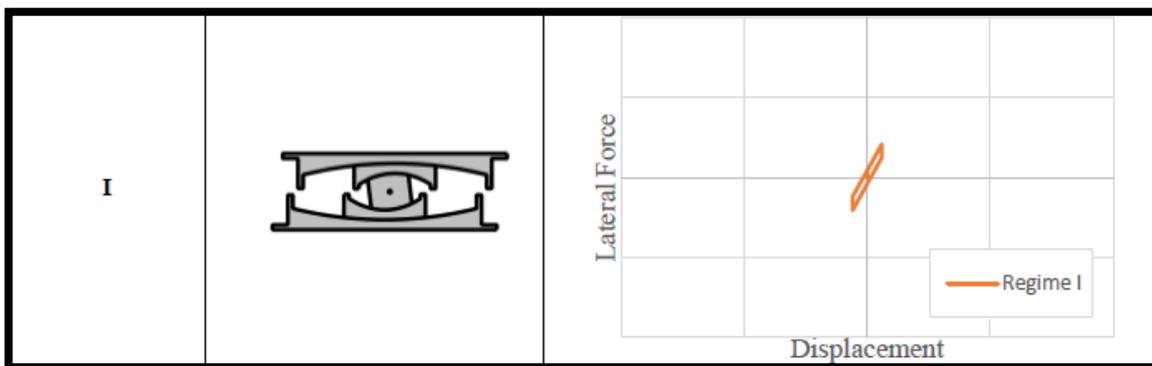


Figura 2.8 Fase I de desplazamiento
 Fuente: (McVitty & Conatantinou, 2015)



2.5.1.2 Fase II de desplazamiento

El movimiento en el deslizador rígido llega a tope de las superficies 2 y 3 lo que provoca el inicio del desplazamiento en las superficies 1 y 4.

$$\mu^* \leq \mu \leq \mu^{**}$$

$$F = \left(\frac{W}{2 \cdot R_{1eff}} \right) \cdot (\mu - \mu^*) + \mu_1 \cdot W$$

$$\mu^{**} = \mu^* + 2 \cdot d_1^*$$

Donde:

- μ : Desplazamiento lateral del aislador
- μ^* : Desplazamiento máximo en Fase I
- μ^{**} : Desplazamiento máximo en Fase II
- F : Fuerza lateral aplicada
- W : Peso que soporta el aislador

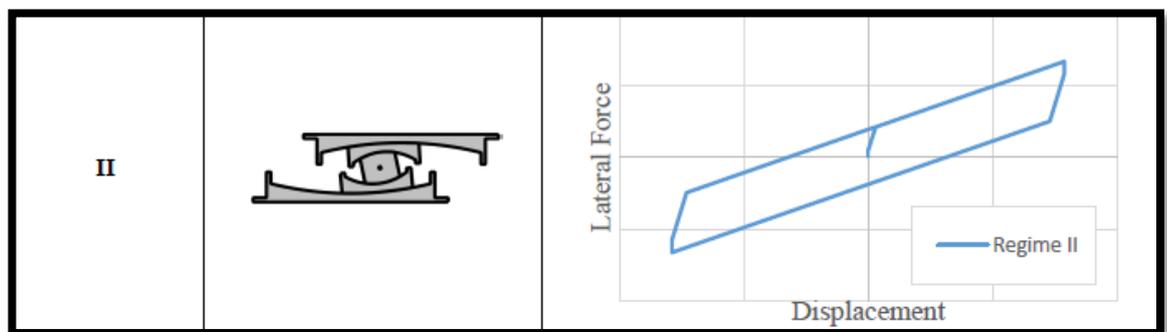


Figura 2.9 Fase II de desplazamiento
 Fuente: (McVitty & Conatantinou, 2015)

2.5.1.3 Fase III de desplazamiento

El movimiento en la fase III se presenta ante un sismo catastrófico de rara ocurrencia donde las placas 2 y 3 llegan a tope de las superficies cóncavas 1 y 4.

$$\mu^{**} \leq \mu \leq \mu_{cap}$$

$$F = \left(\frac{W}{2 \cdot R_{2eff}} \right) \cdot (\mu - \mu^{**}) + \left(\frac{W}{2 \cdot R_{1eff}} \right) \cdot (\mu^{**} - \mu^*) + \mu_1 \cdot W$$

$$\mu_{cap} = 2 \cdot d_1^* + 2 \cdot d_2^*$$

Donde:

- μ : Desplazamiento lateral del aislador
- μ^* : Desplazamiento máximo en Fase I
- μ^{**} : Desplazamiento máximo en Fase II
- μ_{cap} : máximo desplazamiento en la fase III
- F : Fuerza lateral aplicada
- W : Peso que soporta el aislador

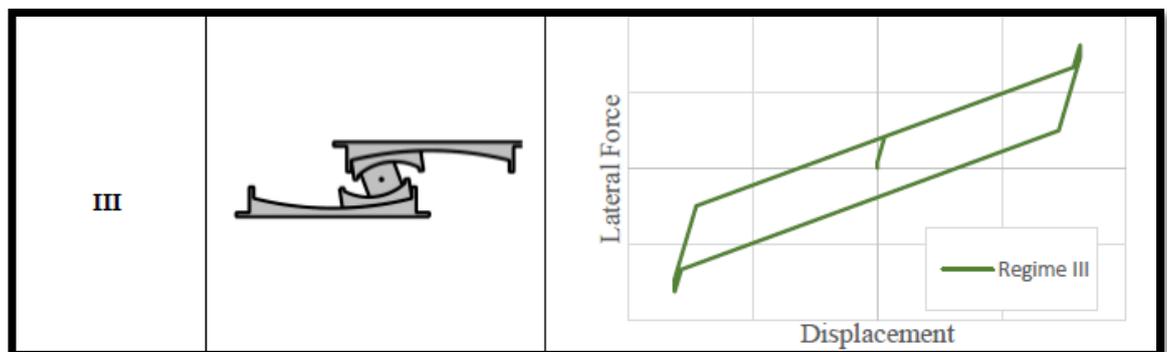


Figura 2.10 Fase III de desplazamiento
 Fuente: (McVitty & Conatantinou, 2015)

El modelo de McVitty & Constantinou (2015) supone que el aislador no alcanza el régimen III para los desplazamientos del sismo máximo considerado (MCE). La fuerza-desplazamiento puede ser modelada en el segundo régimen como se muestra en la figura 2.11. la fuerza en desplazamiento cero viene dada por:

$$\mu \cdot W = \left[\mu_1 - (\mu_1 - \mu_2) \cdot \frac{R_{2eff}}{R_{1eff}} \right] \cdot W$$

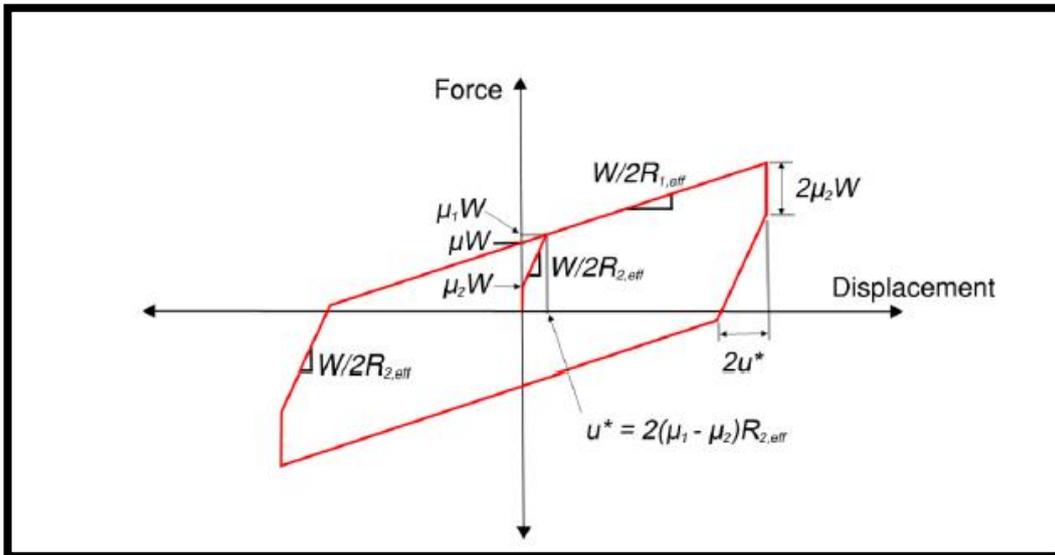


Figura 2.11 Modelo tri-lineal en régimen II
 Fuente: (McVitty & Conatantinou, 2015)

Para el modelamiento de la estructura del HVCM con aisladores tipo FPT en el software de código abierto OpenSees se utilizó un pre diseño realizado por el ingeniero Ángel Cango en su trabajo de titulación “**Diseño y análisis de edificaciones con aisladores de base tipo FPT**”, el mismo se presenta a continuación.

2.5.2 PRE DISEÑO DE UN AISLADOR FPT

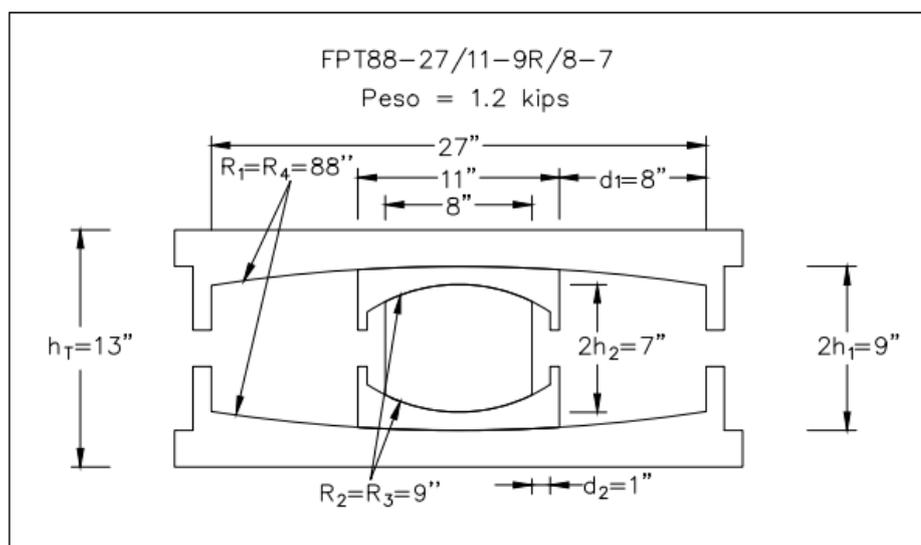


Figura 2.12 Dimensiones del aislador FPT
 Fuente: Ing. Ángel Cango

2.5.2.1 Geometría del aislador

Tabla 2.1 Coeficiente de fricción FPT

Coeficiente de fricción	Símbolo	Lower Bound	Nominal	Upper Bound
Superficies internas 2 y 3	$\mu_2 = \mu_3$	0.8%	1.0%	1.5%
Superficie externa inferior	μ_1	5.0%	6.0%	7.0%
Superficie externa superior	μ_4	6.0%	7.0%	8.0%

Fuente: Ing. Ángel Cango.

2.5.2.2 Análisis por el método de Fuerza Lateral Equivalente ASCE7-16

Información del proyecto

$$W = 1.0 \text{ kips}$$

$$g = 386.4 \text{ in/s}^2$$

$$S_{M1} = 0.57 g$$

Tabla 2.2 Resultados de aplicar el método de análisis ELF, para propiedades LB y UB

Parámetro	Símbolo	MCE ($S_{M1}=0.9g$)		Unidad
		Lower Bound	Upper Bound	
Rigidez efectiva	K_M	0.01108	0.01452	W/in
Periodo efectivo	T_M	3.04	2.65	Seg
Desplazamiento máximo	D_M	10.2	8.3	in
Cortante basal	V_M	0.113	0.121	W
Amortiguamiento	β_M	27.8	34.8	%
Coeficiente de amortiguamiento	B_M	1.67	1.79	-

Fuente: Ing. Ángel Cango.

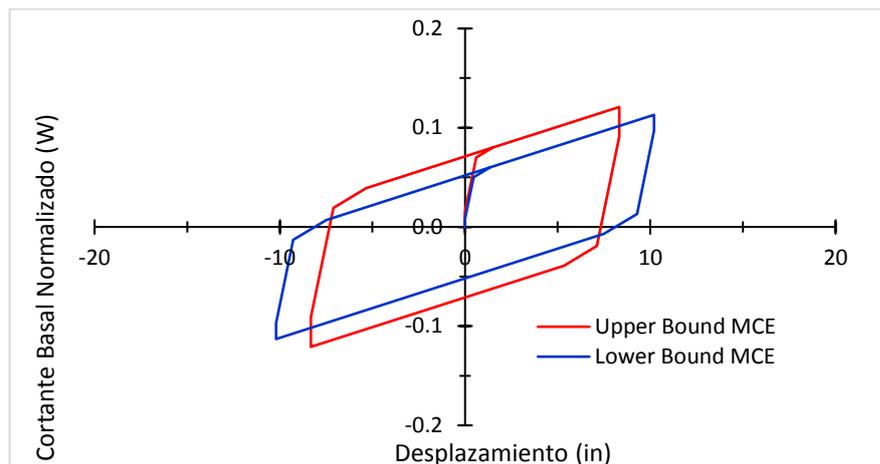


Figura 2.13 Curva de histéresis para LB y UB
Fuente: Ing. Ángel Cango.

2.5.3 Modelación del aislador de triple péndulo de fricción (FPT) en

OpenSees

Para la modelación del HVCM en el software de uso libre OpenSees se utilizó el dimensionamiento y propiedades obtenidas en el apartado 2.5.2 además del código creado por el Dr. Nhan D. Dao (Universidad de Reno-Nevada). Este código se puede encontrar en la página OpenSeesWiki.

En el anexo 2 se explica el contenido del código y como fue implementado en el presente trabajo.

2.6 Aisladores elastoméricos

Los aisladores elastoméricos están formados por capas alternadas de goma y placas de acero unidas entre sí por medio de vulcanización, las capas de material elastomérico aporta flexibilidad lateral que permite el desplazamiento del aislador, de esta manera mientras más altas sean las capas el aislador será horizontalmente más flexible, así también las placas de acero evitan el abultamiento del elastómero y le proporcionan una alta rigidez vertical.



Existen tres tipos de apoyos elastoméricos que actualmente son los más usados: apoyos de caucho natural (NRB), apoyos de caucho con núcleo de plomo (LRB) y apoyos de caucho de alta disipación de energía (HDR).

Los aisladores reducen notablemente la rigidez del sistema estructural, haciendo que el período fundamental de la estructura aislada sea mucho mayor que el de la misma estructura con base fija.

2.6.1 Aisladores de caucho natural (NBR)

Este tipo de aislador utiliza caucho natural, el cual tienen un factor de amortiguamiento bajo en comparación con los otros. A pesar de eso tiene una fuerza de restauración estable. Su diseño le da una gran flexibilidad, a pesar que no tiene su propio sistema de amortiguación.

2.6.1.1 Características

Estos Aisladores son realizados a medida, en base a especificaciones de la estructura.

- Están formados por capas de elastómero y planchas de acero.
- Caucho de Neopreno y Natural Especial vulcanizado de alta calidad según Norma ASSHTO.
- Placas interiores de Acero Norma ASTM A36.



Figura 2.14 Estructura aislada con caucho natural (NBR).

Fuente: <http://www.vmb.cl/www.vmb.cl/servicios/proteccion-sismica>.



2.6.2 Aisladores de caucho de alto amortiguamiento (HDR)

El aislador de alto amortiguamiento elimina el uso de un núcleo de plomo, proporcionando la misma funcionalidad. Este aislador elastomérico está internamente compuesto por planchas metálicas intercaladas entre sí con capas de elastómero. El caucho interno tiene la capacidad de proporcionar flexibilidad y rigidez requerida para este tipo de aislador.

Debido a la composición química del elastómero proporciona un excelente amortiguamiento, lo cual lo hace útil al momento de absorber los movimientos debidos a sismos y a las condiciones ambientales presentes en el lugar de instalación.

Asegura que las construcciones como edificios y puentes tengan menos daño, menos pánico y ambientes más seguros.

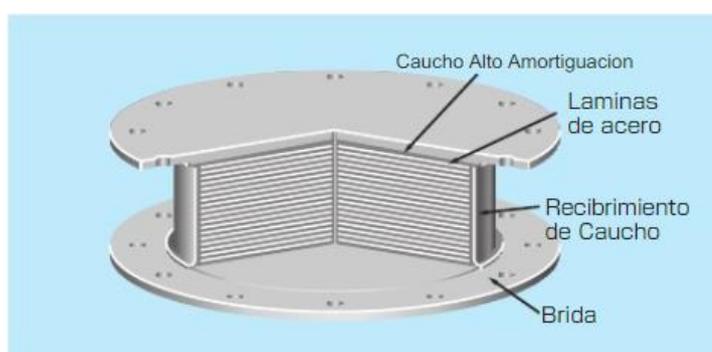


Figura 2.15 Partes de un aislador de alto amortiguamiento (HDR)

Fuente: Aisladore Bridgestone

2.6.3 Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)

El aislador elastomérico con núcleo de plomo está conformado por láminas de acero A36 (norma ASTM), intercaladas con elastómero (caucho de neopreno y natural especial) vulcanizadas entre dichas placas, posee un núcleo central de plomo que permite aumentar la rigidez inicial y la capacidad de disipación de energía mediante el incremento de amortiguamiento, mientras que el elastómero gracias a su gran flexibilidad permite grandes desplazamientos laterales.

Cuando el aislador LRB se deforma ante movimientos del terreno su núcleo de plomo entra en fluencia y disipa la energía en forma de calor, el elastómero regresa a su posición inicial después del evento sísmico mientras que el plomo recristaliza



retornando a su posición inicial en condiciones similares para resistir el próximo sismo (Aguiar Falconi, Almazan, Dechent, & Suarez, 2016).



Figura 2.16 Aislador con núcleo de plomo (LRB)
Fuente: <https://cauchosvikingo.com/aisladores-sismicos/>

2.6.3.1 Ventajas y desventajas de los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo LRB

Ventajas:

- El plomo tiene alta rigidez horizontal antes de alcanzar su fluencia y presentar un comportamiento plástico después de fluencia.
- Es una solución económica para mitigar los efectos sísmicos comparada con otra solución.
- Su deformación lateral respecto a la altura del elastómero puede estar entre 150 y el 250% para sismo de diseño y máximo probable respectivamente.
- El plomo al recrystalizar recupera la mayor parte de sus propiedades mecánicas y puede servir perfectamente en otro evento sísmico.
- Las propiedades del núcleo de plomo del aislador no presentan cambios significativos durante la vida útil de la estructura.

Desventajas:

- Es necesario que la estructura tenga previsto un espacio para su desplazamiento, no afecte sus propias instalaciones ni a estructuras colindantes.



- Este tipo de aisladores es sensible a los incrementos de temperatura debido a que pueden cambiar sus propiedades de respuesta horizontal ante eventos sísmicos.
- Si se incrementa la carga axial sobre el aislador su rigidez horizontal disminuye.

2.6.3.2 Características mecánicas de los aisladores LRB

Las propiedades mecánicas más importantes de los aisladores LRB son:

❖ **Módulo de corte del elastómero (G_e):** rigidez que posee un material al deformarse bajo fuerzas de corte, los aisladores LRB usualmente tienen módulo de corte entre 0.4 a 1 MPa para deformaciones del 100%.

❖ **Rigidez horizontal (K_h)**

$$K_h = \frac{G_e \cdot A}{t_r} \quad (2.1)$$

Donde:

G_e : Módulo de corte del caucho

A : Área de la sección de caucho

t_r : Altura total de caucho del aislador

El desplazamiento horizontal máximo D está relacionado con la deformación máxima de corte γ por:

$$\gamma = \frac{D}{t_r} \quad (2.2)$$

❖ **Rigidez vertical (K_v)**

$$K_v = \frac{E_c \cdot A_a}{t_r} \quad (2.3)$$

Donde:

E_c : Módulo de compresión del caucho-acero (para una sola capa de caucho)

A_a : Área de la lámina de acero

Datos iniciales

- **Período objetivo:** el período objetivo es al que se pretende llevar a la estructura aislada, puede ser hasta 3 veces el período fundamental de la estructura analizada y estar entre 2.5 y 3 segundos (Council, 2011).
- **Amortiguamiento objetivo:** para aisladores elastoméricos con núcleo de plomo LRB el amortiguamiento puede estar entre 15 y 30 %.
- **Coefficiente de amortiguamiento:**

Tabla 2.3 Coeficiente de amortiguamiento

Effective Damping, β_D or β_M (percentage of critical) ^{a,b}	B_D or B_M Factor
≤2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥50	2.0

Fuente: (Naeim and Kelly 1999).

- **Parámetro del espectro de aceleración (S_{D1}):** se refiere a la aceleración del espectro de diseño con amortiguamiento de 5% en un período de 1 segundo.
- **Peso del pórtico:** peso total de la estructura calculado como se muestra en el capítulo I.

2.6.4.1 Procedimiento

Como primer paso para el pre dimensionamiento del aislador LRB se debe tener un desplazamiento mínimo de diseño, en base a la formulación obtenida del código ASCE7-10 17.5.3 se obtiene un desplazamiento considerando la aceleración del espectro de diseño, el amortiguamiento objetivo y el período objetivo de la estructura de análisis.

1. Desplazamiento mínimo de diseño (D_d)

$$D_d = \frac{g \cdot S_{D1} \cdot T_0}{4 \cdot \pi^2 \cdot B_d} \quad (2.6)$$

Donde:

g : aceleración de la gravedad

S_{D1} : aceleración del espectro de diseño con amortiguamiento de 5% en un período de 1s.

T_0 : período objetivo de la estructura que se va aislar

B_d : coeficiente en relación al amortiguamiento efectivo (tabla 2.3)

2. Rigidez efectiva (K_{eff})

$$K_{eff} = W \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{T_0} \right)^2 \quad (2.7)$$

Donde:

W : es el peso de la estructura determinada conforme a la NEC 2015 6.1.7

T_0 : período objetivo de la estructura que se va aislar

3. Energía de disipación (W_D)

$$W_D = 2 \cdot \pi \cdot K_{eff} \cdot B_o \cdot D_d^2 \quad (2.8)$$

B_o : corresponde al dato inicial de amortiguamiento.

4. Fuerza característica (Q)

$$Q = \frac{W_D}{4 \cdot (D_d - D_y)} \quad (2.9)$$

Debido a que la fuerza característica Q tiene varias incógnitas correspondientes a los materiales del aislador, específicamente del núcleo de plomo, aproximaremos la fuerza

característica Q_0 tomando al desplazamiento de fluencia D_y despreciable para la primera iteración.

$$Q_0 = \frac{W_D}{4 \cdot D_d} \quad (2.10)$$

Gracias a esta podemos obtener un valor de rigidez post-fluencia y continuar con el pre diseño.

5. Rigidez post-fluencia (K_2)

$$K_2 = K_{eff} - \frac{Q_0}{D_d} \quad (2.11)$$

6. Rigidez inicial (K_1)

Para el pre dimensionamiento se calcula K_1 como 10 veces K_2 (Christopoulos, Filiatraut, and Bertero 2006)

$$K_1 = 10 \cdot K_2 \quad (2.12)$$

7. Desplazamiento de fluencia (D_y)

Ahora que tenemos los valores aproximados de las rigideces K_2 y K_1 calculamos

$$D_y = \frac{Q_0}{K_1 - K_2} \quad (2.13)$$

Ahora bien, una vez que tenemos D_y podemos aplicar la fórmula de la fuerza característica Q que se presento anteriormente.

$$Q = \frac{W_D}{4 \cdot (D_d - D_y)} \quad (2.14)$$

8. Fuerza de fluencia (V_y)

$$V_y = Q + K_2 \cdot D_y \quad (2.11)$$



Una vez alcanzado este valor se procede a realizar un proceso iterativo hasta alcanzar un valor de convergencia del orden de 0.0001, esto quiere decir que se ha logrado definir el modelo bilineal del aislador elastomérico para el período y amortiguamiento objetivo. (Tapia & Veletanga, 2017)

2.6.5 Dimensionamiento del aislador LRB

Para obtener la geometría del aislador es necesario contar con los siguientes datos:

- **Fuerza de fluencia (plomo)**

Esta fuerza de fluencia es el punto de transición donde la rigidez inicial K_1 cambia a la rigidez post-fluencia K_2 .

- **Número de aisladores (η_{LRB})**

Número de aisladores LRB en el sistema de aislación

Además se tendrá que tener como dato la altura del caucho y el módulo de corte (caucho)

- **Área de plomo (A_p)**

$$A_p = \frac{Q}{F_y} \quad (2.12)$$

- **Diámetro del núcleo de plomo (D_p)**

$$D_p = \sqrt{\frac{4 \cdot A_p}{\eta_{\text{LRB}} \cdot \pi}} \quad (2.13)$$

- **Área de caucho (A_c)**

$$A_c = \frac{tr \cdot K_2}{G_e} \quad (2.14)$$

- Diámetro de caucho (D_c)

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \cdot (A_c + 0.99 \cdot A_p)}{\eta_{LBR} \cdot \pi}} \quad (2.15)$$

2.6.6 Proceso iterativo, resultados y dimensionamiento del aislador LRB

Tabla 2.4 Datos iniciales bloque A y B

Datos iniciales		Valor		
Descripción	Símbolo	Bloque A	Bloque B	unidad
Período Objetivo	T	3	3	seg
Amortiguamiento Objetivo	β	15	15	%
Coefficiente de Amortiguamiento	Bd	1.35	1.35	--
Parámetro de espectro de aceleración	SD1	0.57	0.57	%
Peso de la estructura	W	1676990	1583263.4	Kg

Fuente: Autores.

Tabla 2.5 Dimensionamiento del aislador

PRIMERA ITERACIÓN		Valor		
Descripción	Símbolo	Bloque A	Bloque B	Unidad
Desplazamiento mínimo de diseño	Dd	0.3148	0.3148	m
Rigidez efectiva	Keff	7356101.282	6944970.409	N/m
Energía de disipación	WD	686850.237	648462.330	J
Fuerza Característica	Qo	545544.836	515054.4554	N
Rigidez Post-Fluencia	K2	5622860.751	5308600.308	N/m
Rigidez Inicial	K1	56228607.51	53086003.08	N/m
Desplazamiento de fluencia	Dy	0.0108	0.0108	m
Fuerza característica	Q	564892.327	533320.620	N

Fuente: Autores.

Tabla 2.6 Convergencia del modelo bilineal del aislador LRB

CONVERGENCIA AL 0.0001		Valor		Unidad
Descripción	Símbolo	Bloque A	Bloque B	
Desplazamiento mínimo de diseño	Dd	0.3148	0.3148	m
Rigidez efectiva	Keff	7356101.282	6944970.409	N/m
Energía de disipación	WD	686850.237	648462.330	J
Rigidez Post-Fluencia	K2	5558246.402	5247597.242	N/m
Rigidez Inicial	K1	55582464.02	52475972.42	N/m
Desplazamiento de fluencia	Dy	0.0113	0.0113	m
Fuerza característica	Q	565882.477	534255.430	N
Fuerza de fluencia	Vy	628758.308	593617.144	N

Fuente: Autores.

Tabla 2.7 Datos generales del aislador

DATOS GENERALES AISALDORES LRB		Valor		unidad
Descripción	Símbolo	Bloque A	Bloque B	
Esfuerzo de fluencia del plomo	Fy	8.96	8.96	Mpa
Número de aisladores	n _{lrb}	42	39	U
Altura del aislador	tr	0.33	0.33	m
Módulo de corte del caucho	Ge	0.4	0.4	Mpa

Fuente: Autores.

Tabla 2.8 Resultado por unidad de aislador LRB

Descripción	Símbolo	Bloque A	Bloque B	Unidad
Desplazamiento mínimo de diseño	Dd	0.3148	0.3148	m
Rigidez efectiva	Keff	175145.269	178076.1643	N/m
Energía de disipación	WD	16353.577	16627.239	J
Rigidez Post-Fluencia	K2	132339.2	134553.7754	N/m
Rigidez Inicial	K1	1323392	1345537.754	N/m
Desplazamiento de fluencia	Dy	0.0113	0.0113	m
Fuerza característica	Q	13473.392	13698.857	N
Fuerza de fluencia	Vy	14970.436	15220.952	N

Fuente: Autores.

Tabla 2.9 Propiedades geométricas por unidad LRB

Descripción	Símbolo	Bloque A	Bloque B	unidad
Diámetro de plomo	Dp	4.37	4.41	cm
Diámetro de caucho	Dc	38	38	cm
Altura del aislador	tr	33	33	cm

Fuente: Autores.

2.7 Aislador escogido del catálogo (DYNAMIC ISOLATION SYSTEMS)

Tabla 2.10 Propiedades aislador LRB 405mm (catálogo)

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Desplazamiento máximo	Dm	0.2000	m
Rigidez efectiva	Keff	175145.269	N/m
Energía de disipación	WD	16353.577	J
Rigidez Post-Fluencia	K2	154327.273	N/m
Rigidez Inicial	K1	1543272.73	N/m
Desplazamiento de fluencia	Dy	0.0098	m
Fuerza característica	Q	13623.956	N
Fuerza de fluencia	Vy	15137.800	N

Fuente: Autores.

Tabla 2.11 Geometría de cada aislador LRB 405mm

Descripción	Símbolo	Valor	unidad
Diámetro de plomo	Dp	4.4	cm
Diámetro de caucho	Dc	40.5	cm
Altura del aislador	tr	33	cm

Fuente: Autores.

2.8 Modelación del aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB) en OpenSees

Una vez escogido el aislador del catálogo mostrado en el apartado 2.7 del presente capítulo procedemos a la modelación del aislador dentro del HVCN, siguiendo el procedimiento presentado en el libro (Aguiar Falconi, Almazan, Dechent, & Suarez, 2016):

1. Para simular las propiedades bilineales de un aislador elastómero LRB se utilizó una materia **UNIAXIALMATERIAL STEEL01** donde se le asignaron las propiedades siguientes:
 - Fuerza de fluencia.
 - Rigidez inicial (K_1).
 - La relación entre la rigidez post-fluencia (K_2) y la rigidez inicial.
2. Para asignar las propiedades de rigidez horizontal y vertical se utilizó un material **UNIAXIALMATERIAL ELASTIC**.
3. Para crear el aislador que tenga las propiedades asignadas en los pasos 1 y 2 se utilizó el elemento **ELEMENT ZEROLENGTH** que permite la creación del aislador LRB de dimensión cero entre el nodo de cimentación y el nodo de columna.

En el anexo 2 se describe cada uno de los materiales y elementos mencionados anteriormente.

2.9 Análisis modal de la estructura

El análisis modal es una parte del análisis dinámico de estructuras, tiene como objetivo la estimación de las propiedades dinámicas como: las frecuencias, los períodos, los modos naturales de vibración y el amortiguamiento.

Esta metodología también se utiliza como un método de control de la vida estructural, ya que cuando una estructura sufre daños su rigidez disminuye y eso afecta a sus frecuencias y a sus modos naturales de vibración (Lasagni, 2015).

Para realizar el análisis modal de los bloques A y B del HVCM se realizó la programación en el software de uso libre OpenSees, en el que previamente tenemos que definir la geometría de ambos bloques, y las propiedades de los materiales que los componen, referirse al anexo 2 donde se muestra un ejemplo de los Scripts utilizados para este análisis.

Al haber ejecutado el Script “RunModal3D”, que se muestra en el anexo 2, se obtuvieron los siguientes resultados de frecuencias y períodos para el bloque A y el bloque B respectivamente. A continuación, se muestran estos resultados:

- **Bloque A:**

Tabla 2.12 Análisis modal del bloque A

ANÁLISIS MODAL BLOQUE A			
Modo de vibración	Descripción	Frecuencia (rad/seg)	Período (Seg)
Modo 1	Traslacional respecto al eje X	2.069	3.03
Modo 2	Traslacional respecto al eje Z	3.295	1.906
Modo 3	Rotacional respecto al eje Y	4.788	1.312
Modo 4	Traslacional, rotacional respecto al eje X	9.067	0.692

Fuente: Autores.

- **Bloque B:**

Tabla 2.13 Análisis modal del bloque A

ANÁLISIS MODAL BLOQUE B			
Modo de vibración	Descripción	Frecuencia (rad/seg)	Período (Seg)
Modo 1	Traslacional respecto al eje X	2.071	3.033
Modo 2	Traslacional respecto al eje Z	3.252	1.932
Modo 3	Rotacional respecto al eje Y	4.854	1.294
Modo 4	Traslacional, rotacional respecto al eje X	9.061	0.693

Fuente: Autores.

2.10 Escalamiento de registros sísmicos

Para poder realizar el análisis dinámico no lineal tiempo-historia del HVCM, que es el objetivo de la presente investigación, el ASCE 7 en su capítulo 16 nos da a conocer una serie de procedimientos que se deben seguir para garantizar que los resultados obtenidos sean correctos, el escalamiento de los sismos se encuentra dentro de ellos.

El método que se utiliza en la mayoría de casos para escalar los sismos consiste en determinar dos factores de escala, estos factores se obtienen al escalar los espectros de respuesta elásticos de cada sismo.

A continuación, se ilustran el proceso para poder obtener dichos factores de cada sismo seleccionado:

- Como un paso previo el ASCE 7 nos dice que se tiene que seleccionar un mínimo de tres espectros de respuesta elásticos. Para nuestro caso de estudio se seleccionaron 3 espectros de respuesta elásticos SRSS (al 5% de amortiguamiento respecto al crítico), se tomaron este tipo de espectros de diseño debido a que el modelo realizado del HVCM se realizó en 3D. En este paso también se necesita determinar el espectro de aceleraciones MCE de la estructura, en las figuras 2.18 y 2.19 se ilustran los espectros SRSS seleccionados al igual que el espectro de aceleraciones MCE (Charney, 2005).

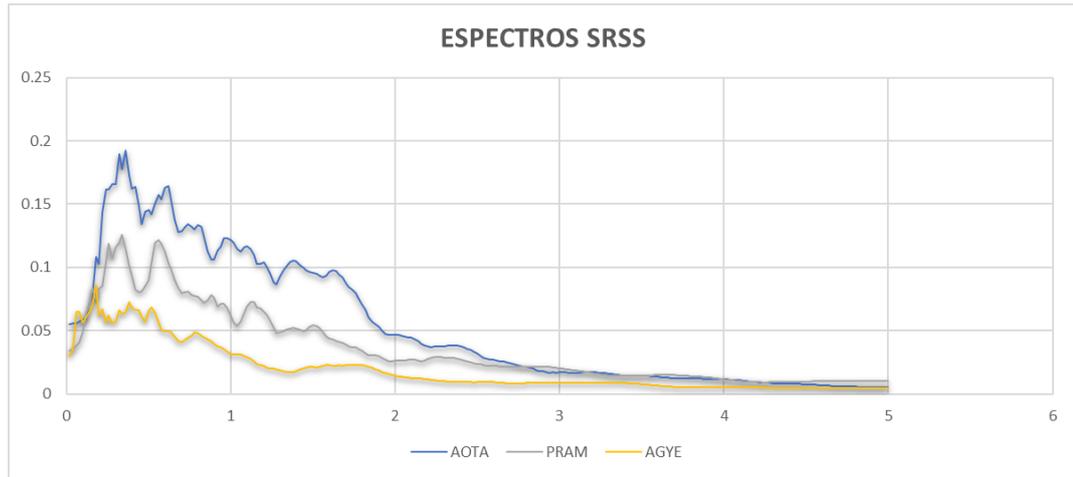


Figura 2.18 Espectros SRSS de los 3 registros sísmicos
Fuente: Autores

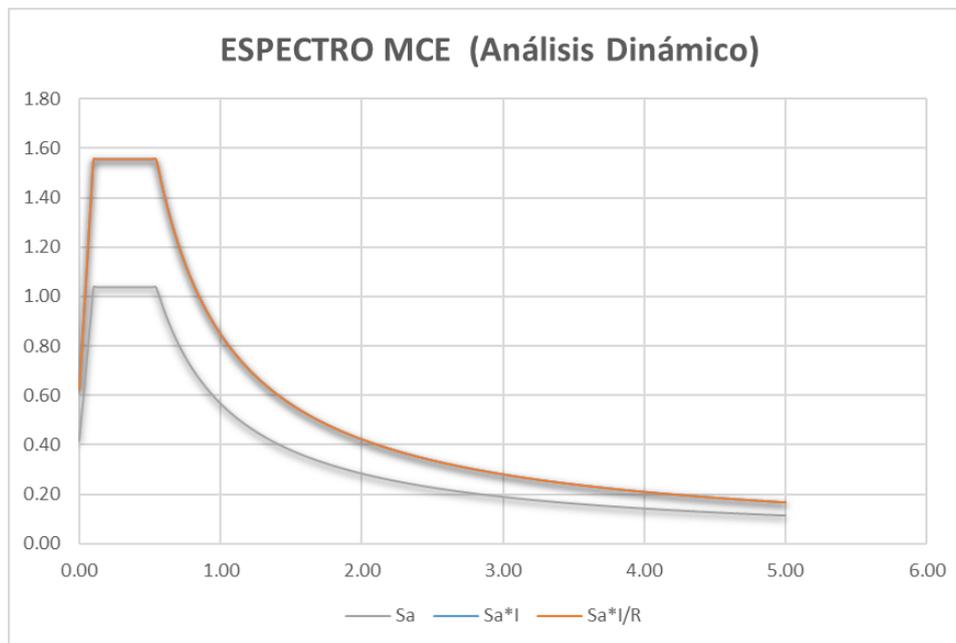


Figura 2.19 Espectro MCE
Fuente: Autores

- **Factor de escala FPS**

Este factor se calcula para cada sismo y se obtiene dividiendo la componente espectral MCE en el período fundamental (T) de la estructura modelada ($Sa_{MCE}(T)$) para la componente de SRSS de cada sismo en el período fundamental de la estructura ($Sa_{SRSS i}(T)$).

$$FPS = \frac{Sa_{MCE}(T)}{Sa_{SRSS i}(T)} \quad (2.16)$$

Debido a que el modelo del HVCM se realizó en 3D se va tener dos períodos fundamentales $T_{(1)}$ para la dirección X y $T_{(2)}$ para la dirección Z, y como consecuencia de esto se tendrán dos factores FPS para cada dirección (Charney, 2005).

- **Factor de escala SS**

Este factor es el mismo para todos los sismos, y es igual al máximo factor que resulta de dividir las componentes espectrales del espectro MCE ($Sa_{MCE}(T_{mayor})$) para las correspondientes componentes espectrales promedio por el factor FPS ($Sa_{SRSS} * FPS_i$ (T_{mayor})) en cada dirección.

$$SS = \frac{Sa_{MCE}(T_{mayor})}{Sa_{SRSS} * FPS_i(T_{mayor})} \quad (2.17)$$

Se utiliza este factor en “ T_{mayor} ” para asegurar que el espectro promedio ($Sa_{SRSS} * FPS$) quede por encima del espectro MCE en el rango de $0.2T$ a $1.5T$, para cada dirección (Charney, 2005).

- **Factor de escala Csi**

Este valor es el factor final de escala que se obtiene para cada sismo escalado y es igual al producto del factor FPS por el factor SS.

$$Csi = FPS * SS \quad (2.18)$$

Y este Factor Csi es el que afecta a cada una de las componentes horizontales de los registros sísmicos que se emplearán en el análisis dinámico no lineal tiempo-historia (Charney, 2005).

A continuación, se ilustran los resultados obtenidos del escalamiento para los sismos seleccionados, estos resultados se mostrarán tanto para el bloque A como para el bloque B en la dirección X y Z.

- **Bloque A:**

Dirección X:

Tabla 2.14 Datos iniciales bloque A dirección N-S

DATOS INICIALES BLOQUE A DIRECCIÓN X			
Descripción	Símbolo	valor	unidad
Período de la estructura	T	1.9	Seg
Período límite inicial	0.2T	0.38	Seg
Período límite final	1.5T	2.85	Seg
Factor de reducción sísmica	F	1	-

Fuente: Autores

Tabla 2.15 Factores resultantes del escalamiento bloque A en dirección N-S

FACTORES RESULTANTES ESCALAMIENTO DE SISMOS BLOQUE A DIRECCION X				
Sismo SRSS	FPS	T _{mayor}	SS	Csi
AGYE	24.3651	0.46	1.2182	29.6824
AOTA	8.4268	0.46	1.2182	10.2658
PRAM	14.9659	0.46	1.2182	18.2319

Fuente: Autores.

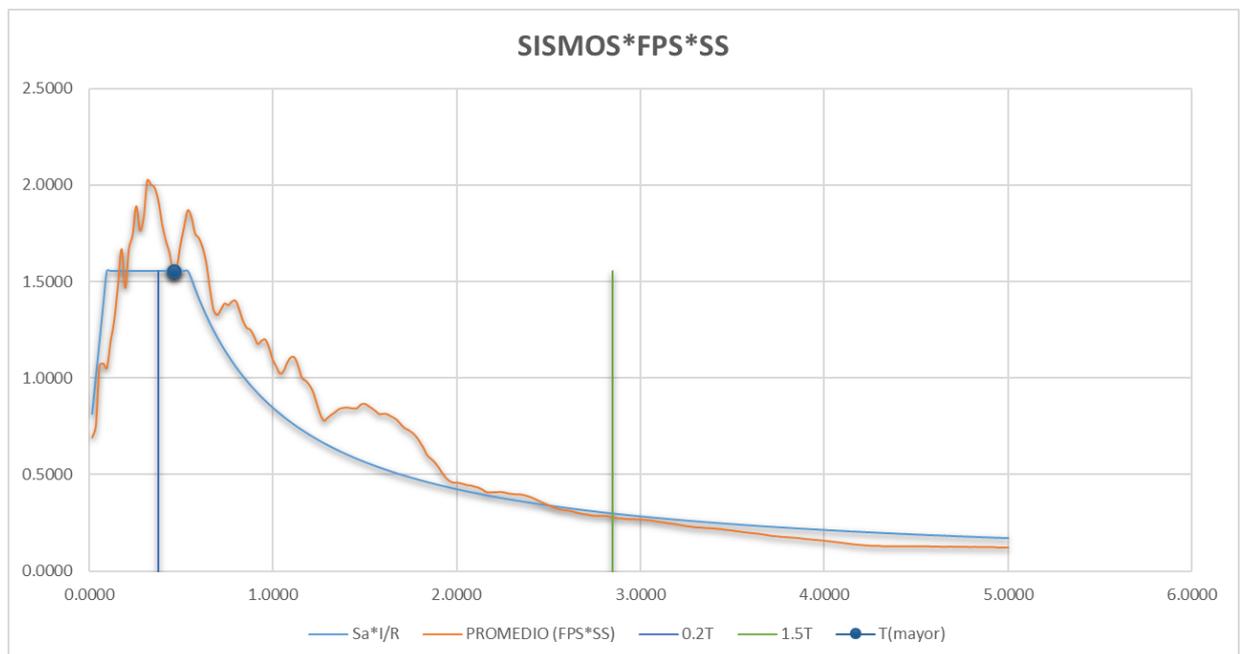


Figura 2.20 Sismos *FPS*SS

Fuente: Autores.

Dirección Z:

Tabla 2.16 Datos iniciales bloque A dirección E-O

DATOS INICIALES BLOQUE A DIRECCIÓN Z			
Descripción	Símbolo	valor	unidad
Período de la estructura	T	3.03	Seg
Período limite inicial	0.2T	0.606	Seg
Período limite final	1.5T	4.545	Seg
Factor de reducción sísmica	F	1	-

Fuente: Autores.

Tabla 2.17 Factores resultantes del escalamiento bloque A en dirección E-O

FACTORES RESULTANTES ESCALAMIENTO DE SISMOS BLOQUE A DIRECCION Z				
Sismo SRSS	FPS	T _{mayor}	SS	Csi
AGYE	30.5778	4.26	1.4208	43.4446
AOTA	16.5526	4.26	1.4208	23.5177
PRAM	14.2963	4.26	1.4208	20.3119

Fuente: Autores.

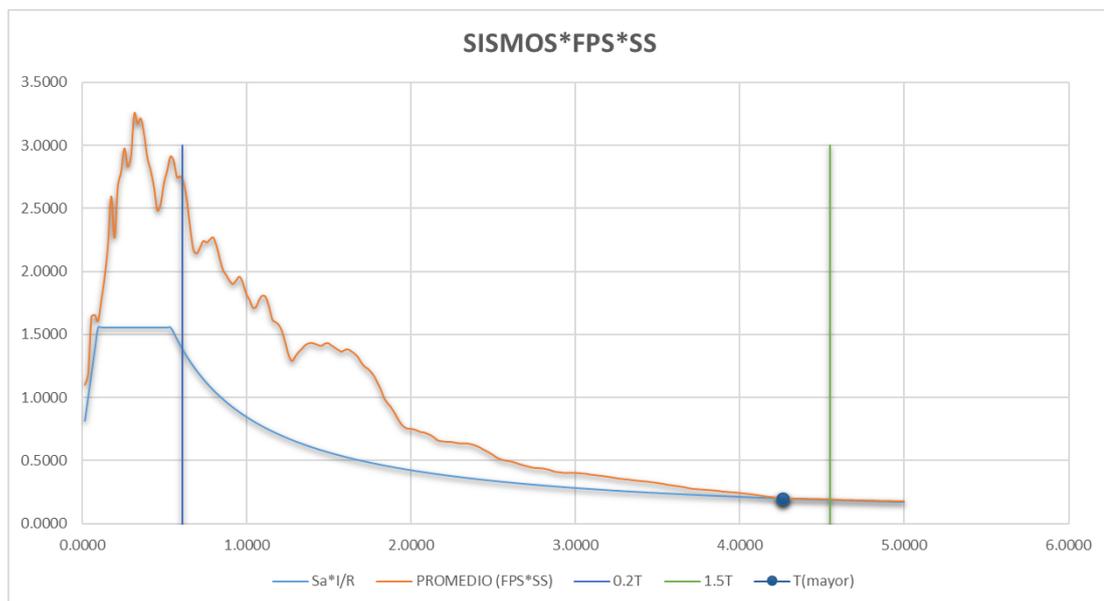


Figura 2.21 Sismos*FPS*SS

Fuente: Autores



- **Bloque B:**

Dirección X:

Tabla 2.18 Datos iniciales bloque B dirección N-S

DATOS INICIALES BLOQUE B DIRECCIÓN X			
Descripción	Símbolo	valor	unidad
Período de la estructura	T	1.93	Seg
Período limite inicial	0.2T	0.386	Seg
Período limite final	1.5T	2.895	Seg
Factor de reducción sísmica	F	1	-

Fuente: Autores

Tabla 2.19 Factores resultantes del escalamiento bloque B en dirección N-S

FACTORES RESULTANTES ESCALAMIENTO DE SISMOS BLOQUE B DIRECCION X				
Sismo SRSS	FPS	T _{mayor}	SS	Csi
AGYE	26.2611	0.46	1.1408	29.9589
AOTA	8.9710	0.46	1.1408	10.2342
PRAM	15.8456	0.46	1.1408	18.0768

Fuente: Autores.

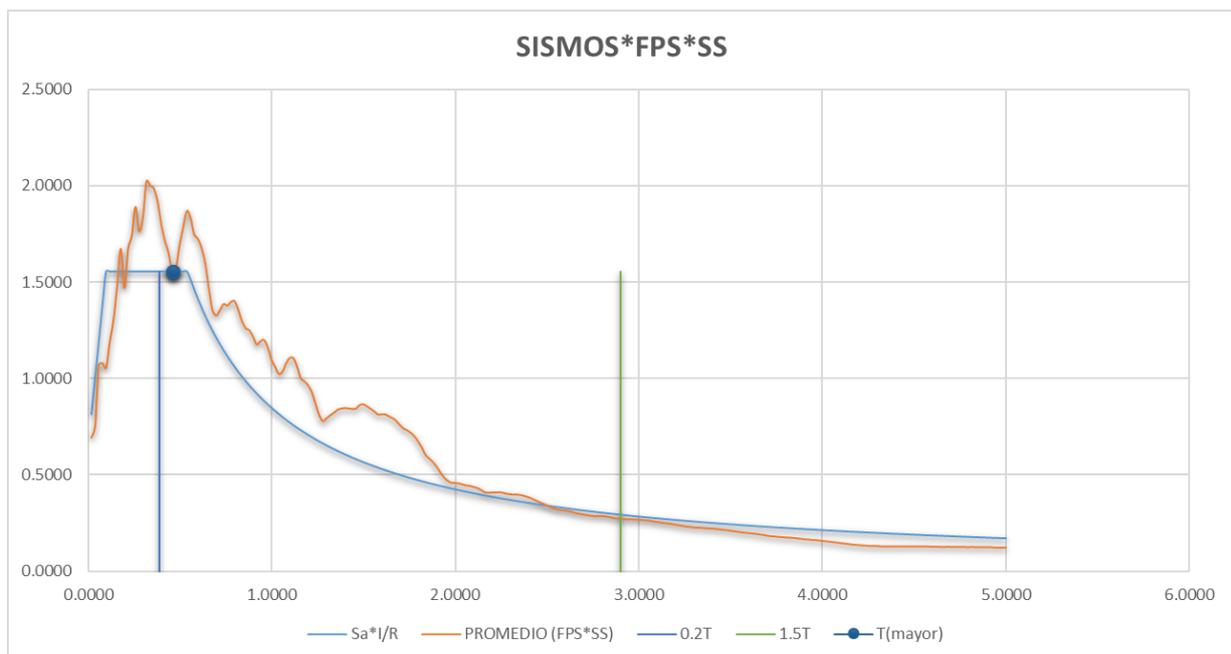


Figura 2.22 Sismos*FPS*SS

Fuente: Autores

Dirección Z:

Tabla 2.20 Datos iniciales bloque B dirección E-O

DATOS INICIALES BLOQUE B DIRECCIÓN Z			
Descripción	Símbolo	valor	unidad
Período de la estructura	T	3.03	Seg
Período limite inicial	0.2T	0.606	Seg
Período limite final	1.5T	4.545	Seg
Factor de reducción sísmica	F	1	-

Fuente: Autores.

Tabla 2.21 Factores resultantes del escalamiento bloque B en dirección E-O

FACTORES RESULTANTES ESCALAMIENTO DE SISMOS BLOQUE B DIRECCION Z				
Sismo SRSS	FPS	T _{mayor}	SS	Csi
AGYE	30.5778	4.26	1.4208	43.4446
AOTA	16.5526	4.26	1.4208	23.5177
PRAM	14.2963	4.26	1.4208	20.3119

Fuente: Autores.

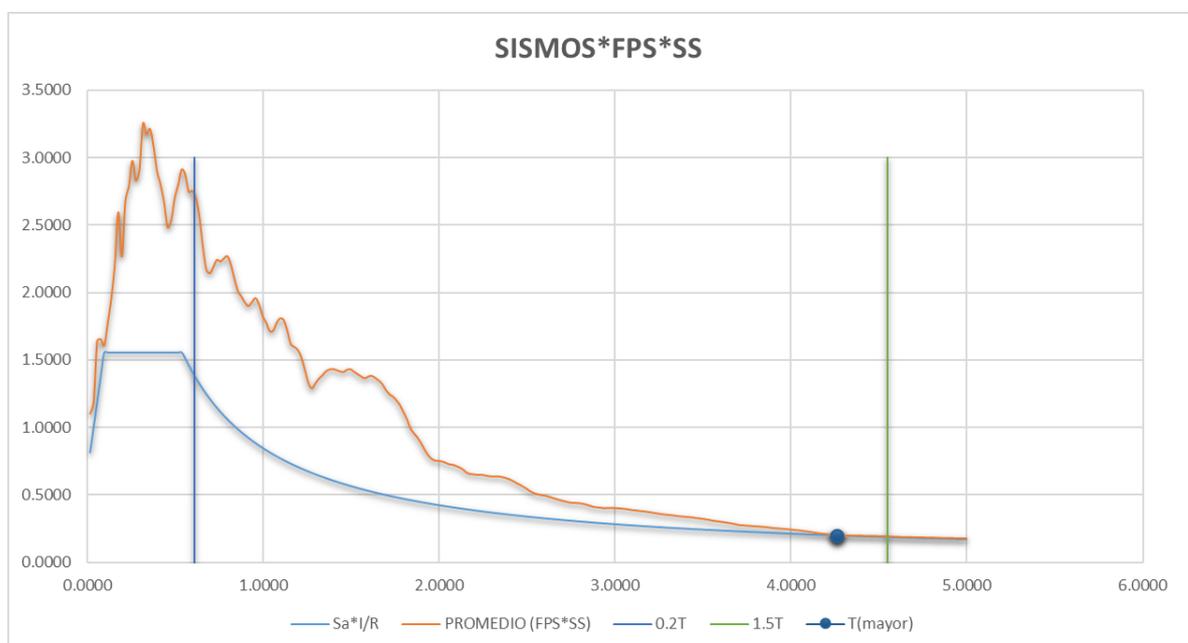


Figura 2.23 Sismos*FPS*SS

Fuente: Autores



2.11 Análisis dinámico no lineal de la estructura

Este análisis reconoce el comportamiento no lineal en el diseño de edificaciones conocidas como esenciales; en las reducciones por ductilidad de los espectros de diseño y en la exigencia de refuerzo que permitan a la estructura alcanzar grandes deformaciones tanto en elementos estructurales y no estructurales (Rengel Roman & Vargas Pesántez, 2017).

Para poder realizar el análisis dinámico no lineal del HVCN, lo realizaremos por medio de un análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia, el cual se detalla a continuación:

2.11.1 Análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia

Este análisis mide la respuesta de la estructura ante la acción de una serie de movimientos sísmicos, ya que estamos dentro de un análisis de respuesta no lineal, la matriz de rigidez de la estructura se modifica a lo largo del análisis para dar cuenta de los cambios en la rigidez del elemento asociados con el comportamiento histerético y los efectos P-delta (ASCE-7, 2016).

Este análisis nos ofrece una serie de ventajas sobre el análisis lineal que son la capacidad de modelar una amplia variedad de comportamientos de materiales no lineales, no linealidades geométricas (incluidos los efectos P-Delta y grandes efectos de desplazamiento), apertura de brechas y comportamiento de contacto, amortiguamiento viscoso no lineal, e identificar las distribuciones espaciales y temporales probables de la inelasticidad (ASCE-7, 2016).

Al incluir todos los efectos anteriormente mencionados también tiene una serie de desventajas que son un mayor esfuerzo para desarrollar el modelo analítico, mayor tiempo para realizar el análisis (que a menudo se complica por las dificultades para obtener soluciones convergentes), sensibilidad de la respuesta computacional a los parámetros del sistema, grandes cantidades de análisis a evaluar, y la inaplicabilidad de la superposición para combinar efectos de carga sísmica, carga muerta y carga viva (ASCE-7, 2016).



Antes de llevar a cabo este análisis es necesario definir algunos conceptos que nos serán útiles para poder comprender el proceso de este análisis, y estos conceptos son:

2.11.2 Efectos P-Delta

Se refiere a los efectos combinados de las cargas de gravedad que actúan en conjunto con las derivas laterales debido a las fuerzas sísmicas, estos efectos actúan a través de la configuración deformada de un edificio y el resultado es el aumento de los desplazamientos laterales (FEMA 356, 2000).

Para poder asignar a la estructura del HVCN los efectos P-Delta, se utilizó en la modelación de la estructura en OpenSees el comando “geomTransf PDelta” el cual confiere esta propiedad a los elementos viga y columna en toda la edificación, en el anexo 2 se ilustra un ejemplo de este comando.

2.11.3 Amortiguamiento de Rayleigh

También conocido como amortiguamiento viscoso, este puede representarse mediante amortiguamiento combinado de la masa y rigidez. Para asegurar eso el amortiguamiento viscoso no debe de exceder el nivel objetivo en los modos de respuesta primarios, el amortiguamiento se establece típicamente entre dos períodos, uno por encima del período fundamental y otro por debajo de la frecuencia más significativa del modo, es decir para los modos en el cual se encuentre participando el 90% de la masa de la estructura (ASCE-7, 2016).

Diversos estudios han demostrado que la amortiguación del sistema puede variar con el tiempo a medida que la estructura cede, y en algunos casos, la amortiguación está muy por encima de los niveles objetivo. Por esto se recomienda implementar de tal manera que el nivel de amortiguamiento viscoso permanezca relativamente constante a lo largo del análisis. El nivel de amortiguamiento estructural causado por la histéresis puede variar significativamente en función del grado de acción inelástica. Típicamente, la amortiguación histerética proporciona una contribución de amortiguación menor o igual al 2,5% de la crítica (ASCE-7, 2016).



Para poder asignar este parámetro al modelo del HVCM se tuvo que crear el script “DefineDamping” en el cual se asignan los modos de vibración en los que se tenga el 90% de la participación de masa y también se asigna el valor de la contribución de amortiguamiento del 2.5%, en el anexo 2 se muestra la programación de este script.

2.11.4 Torsión

Existen dos tipos de torsión que se presentan en una edificación y estas son: la torsión inherente que es debida a la diferencia en la ubicación del centro de masa y el centro de rigidez en toda la altura de la estructura, y la torsión accidental debida a los efectos de la variación de la carga y a la resistencia del material durante la operación del edificio que difieren de las suposiciones del modelo. Algunos ejemplos de este último caso serían uniformidad de la masa real en el edificio, las aberturas no contabilizadas en el entrepiso, la torsión en la base causada por el movimiento del suelo en varios puntos a lo largo de la estructura, la rigidez lateral del marco, la variación en la resistencia y rigidez del material causada por las técnicas de construcción típicas, y la contribución de la rigidez accidental por los elementos no estructurales (ASCE-7, 2016).

La torsión accidental también sirve como un control adicional para proporcionar más confianza en la estabilidad torsional de la estructura cuando no existe una torsión inherente (ASCE-7, 2016).

En el HVCM no existe la torsión inherente debido a que la planta se modificó quitando los volados existentes y esto dio como resultado una estructura simétrica donde el centro de masa y el centro de rigidez coinciden en el mismo punto; al no existir una torsión inherente, el ASCE-7, recomienda introducir una torsión accidental para así garantizar el efecto de la torsión en el análisis. En el presente trabajo no se incluyó este efecto debido a que los aisladores LBR utilizados no disminuyen dicho efecto.

2.11.5 Derivas

La NEC define a la deriva de piso como el “desplazamiento lateral relativo de un piso, en particular por la acción de una fuerza horizontal, con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula



restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso” (NEC, 2015).

La norma establece, como requisito constructivo, que la deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites establecidos que son:

- 2% para estructuras de hormigón armado, metálicas y de madera
- 1% para mampostería estructural

Al no estar contemplado en la (NEC,2015) un valor de deriva máxima para una estructura aislada sísmicamente procedemos a tomar el valor expuesto en el artículo “Estándar de Aislamiento Sísmico para la Funcionalidad Continua” donde para edificios de las categorías III y IV de riesgo sísmico (la más alta de la norma peruana E.030): las derivas máximas no excederán de 0.003 veces la altura del piso (...) según lo determine el procedimiento de historia de respuesta realizado de acuerdo con ASCE 7-16 17.6.3.4. Estos criterios pretenden limitar el daño a los componentes arquitectónicos a menos del 2% del costo de remplazo de las instalaciones (Zayas, 2017).

Por lo que en el presente trabajo se considerara que el HVCM cumple con el criterio de funcionalidad continua si sus derivas están por debajo del 1% en las 2 direcciones.



CAPÍTULO III

3. RESULTADOS

Luego de realizar el modelado correspondiente con cada uno de los aisladores mencionados en el capítulo anterior se presentan los siguientes resultados:

3.1 Aislador FPT

Al modelar este aislador tuvimos una serie de inconvenientes, ya que el elemento “**element TripleFrictionPendulum**” tiene su propio sistema de ejes globales, los cuales son diferentes al modelo realizado, es decir el elemento reconoce al eje global Z como altura y nuestro modelo reconoce al eje global Y como tal. Debido a esto adaptamos nuestro modelo a los ejes globales requeridos por el elemento antes mencionado, una vez modificado procedimos a realizar el análisis modal del HVCM y los resultados obtenidos mostraron que al momento de asignar las masas en dirección del nuevo eje global Y (eje horizontal) fueron reconocidas en dirección vertical, esto causó un cambio en los modos de vibración de la estructura aislada, por lo que no fue posible analizar la estructura en dos direcciones y se descartó la implementación de este tipo de aislador.

3.2 Aislador LRB

Una vez realizado el modelo presentado, apartado 2.8 y aplicando el análisis dinámico no lineal tiempo historia indicado en el apartado 2.11, se obtuvieron los siguientes resultados de desplazamiento y derivas:

NOTA:

Los resultados que se presentan a continuación corresponden a los nodos de la columna mostrada en la figura 3.1 para el bloque A y bloque B.

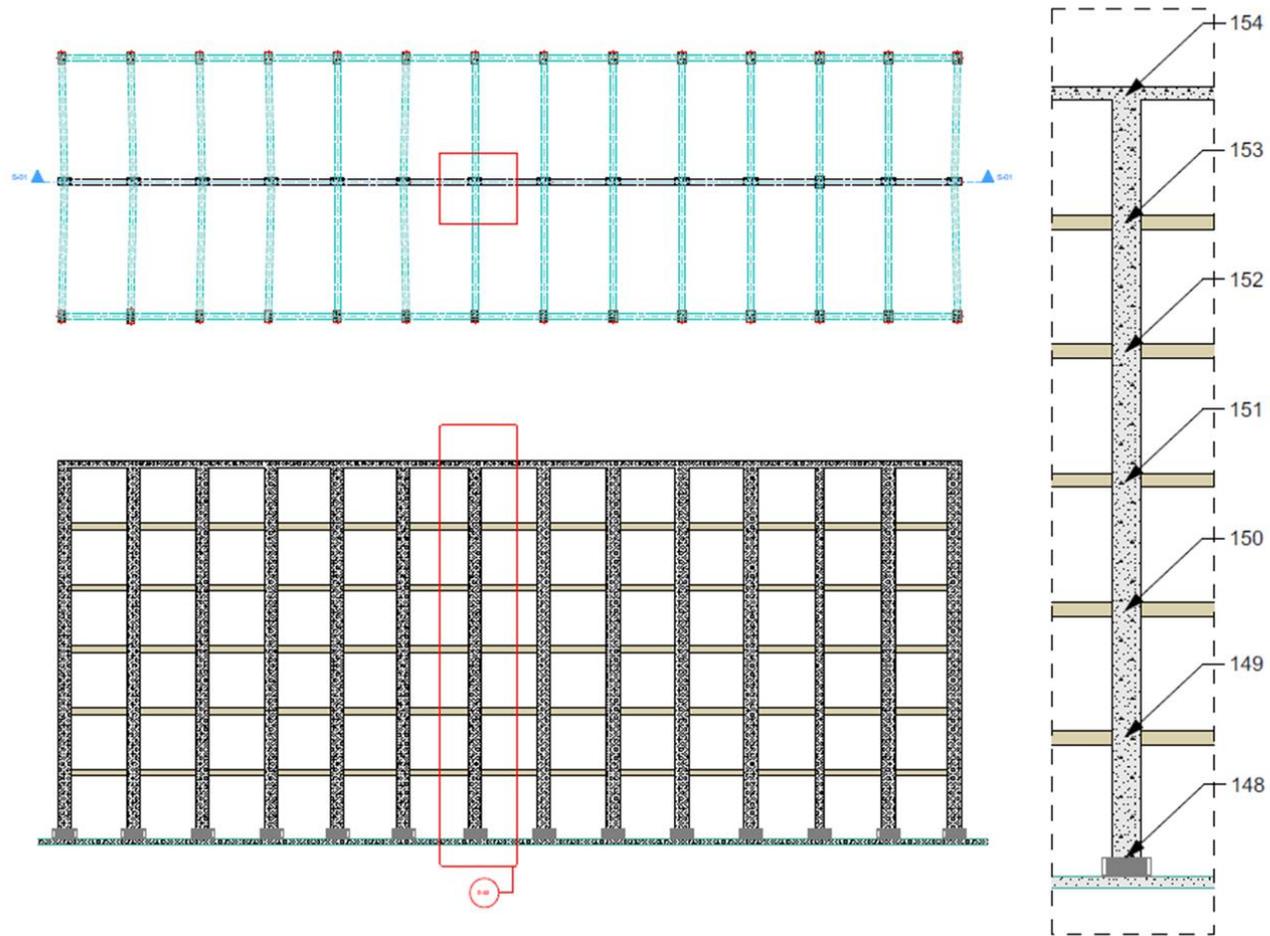


Figura 3.1 Nodos de la columna donde se realiza el análisis Tiempo-Historia
Fuente: Autores

• **Bloque A:**

RESULTADO TIEMPO-HISTORIA (REGISTRO AGYE-E)

ESTRUCTURA HVCM (BLOQUE A)			NEGATIVO			POSITIVO		
ALTURA (cm)	PISO	NODO	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)
0	Aislador LBR	148	0	-	0	0	-	0
40.5	Aislador LBR	148	-22.4088	44.845	0	17.7004	42.3225	0
360	1	149	-35.6576		-3.68	28.4101		2.97
680	2	150	-46.4370		-3.37	37.3665		2.80
1000	3	151	-56.3015		-3.08	45.7956		2.63
1320	4	152	-65.1027		-2.75	53.5774		2.43
1640	5	153	-72.8054		-2.41	60.5956		2.19
1960	6	154	-79.5684		-2.11	66.8272		1.95

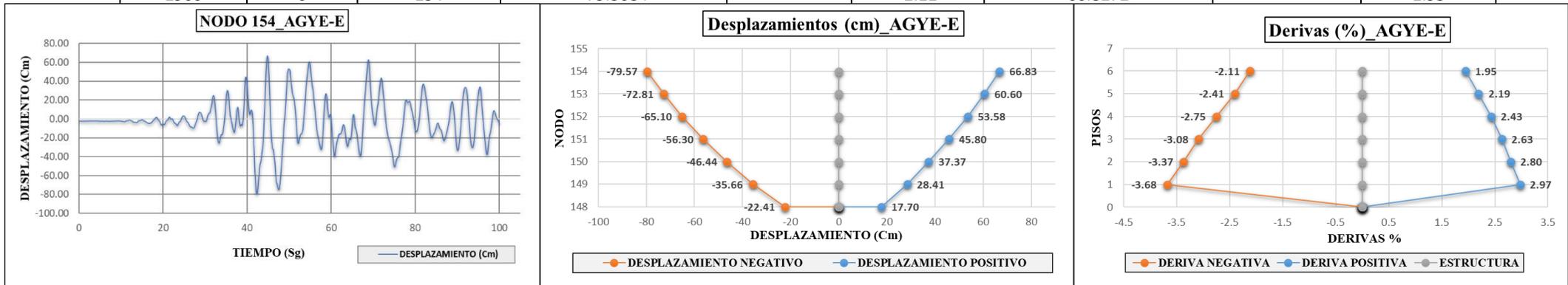


Figura 3.2 Resultados Tiempo-Historia AGYE-E bloque A

Fuente: Autores

RESULTADO TIEMPO-HISTORIA (REGISTRO AOTA-E)								
ESTRUCTURA HVCM (BLOQUE A)			NEGATIVO			POSITIVO		
ALTURA (cm)	PISO	NODO	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)
0	Aislador LBR	148	0	-	0	0	-	0
40.5	Aislador LBR	148	-23.6802	73.1	0	18.0321	44.5975	0
360	1	149	-34.1003		-2.89	28.8671		3.01
680	2	150	-42.7558		-2.70	38.1887		2.91
1000	3	151	-51.0071		-2.58	47.3309		2.86
1320	4	152	-58.7993		-2.44	56.2368		2.78
1640	5	153	-65.9634		-2.24	64.6669		2.63
1960	6	154	-72.3721		-2.00	72.3307		2.39

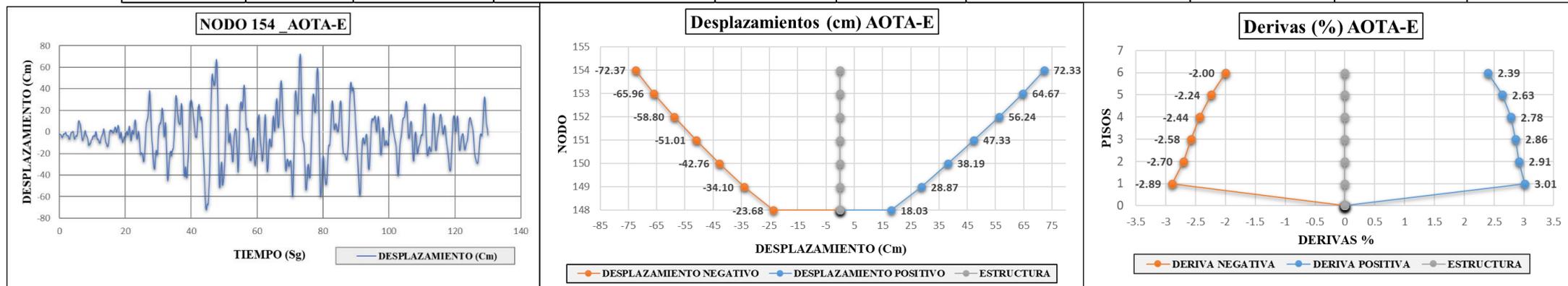


Figura 3.3 Resultados Tiempo-Historia AOTA-E bloque A
Fuente: Autores



RESULTADO TIEMPO-HISTORIA (REGISTRO PRAM-E)

ESTRUCTURA HVCM (BLOQUE A)			NEGATIVO			POSITIVO		
ALTURA (cm)	PISO	NODO	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)
0	Aislador LBR	148	0	-	0	0	-	0
40.5	Aislador LBR	148	-28.6174	87.0525	0	18.9269	89.49	0
360	1	149	-40.3374		-3.26	30.1697		3.12
680	2	150	-49.1422		-2.75	39.3667		2.87
1000	3	151	-56.7262		-2.37	47.8577		2.65
1320	4	152	-63.1381		-2.00	55.5159		2.39
1640	5	153	-68.5574		-1.69	62.2591		2.11
1960	6	154	-73.2939		-1.48	68.1614		1.84

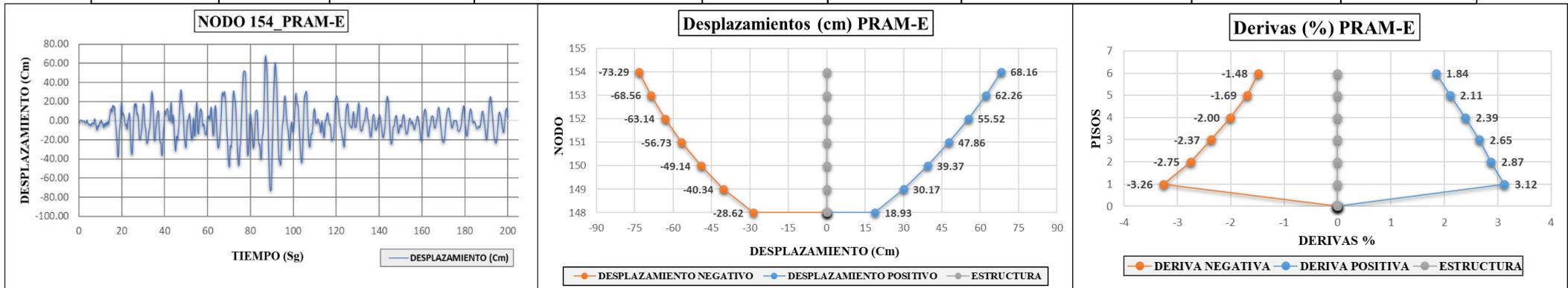


Figura 3.4 Resultados Tiempo-Historia PRAM-E bloque A
 Fuente: Autores



RESULTADO TIEMPO-HISTORIA (REGISTRO AGYE-N)

ESTRUCTURA HVCM (BLOQUE A)			NEGATIVO			POSITIVO		
ALTURA (cm)	PISO	NODO	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)
0	Aislador LBR	148	0	-	0	0	-	0
40.5	Aislador LBR	148	-11.3460	52.83	0	11.5812	45.9225	0
360	1	149	-14.0893		-0.76	13.4959		0.53
680	2	150	-16.5624		-0.77	14.9911		0.47
1000	3	151	-18.9518		-0.75	16.2673		0.40
1320	4	152	-21.2152		-0.71	17.3763		0.35
1640	5	153	-23.2206		-0.63	18.3028		0.29
1960	6	154	-24.8511		-0.51	19.0193		0.22

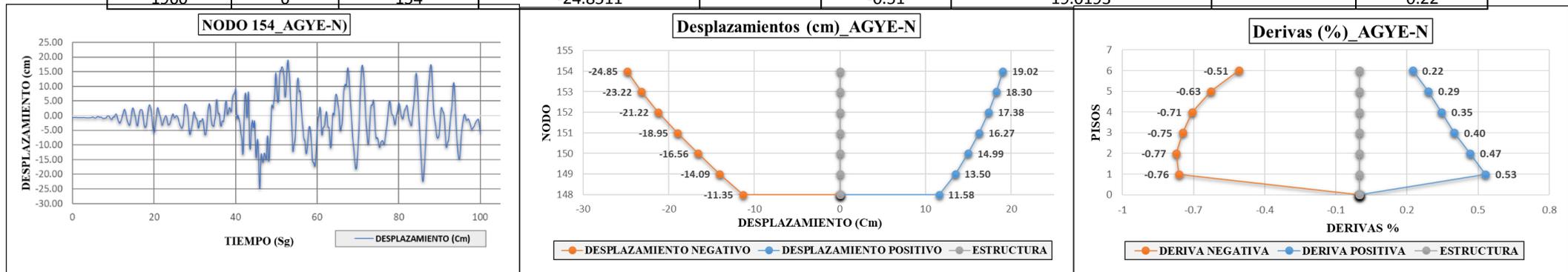


Figura 3.5 Resultados Tiempo-Historia AGYE-N bloque A
 Fuente: Autores

RESULTADO TIEMPO-HISTORIA (REGISTRO AOTA-N)

ESTRUCTURA HVCM (BLOQUE A)			NEGATIVO			POSITIVO		
ALTURA (cm)	PISO	NODO	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)
0	Aislador LBR	148	0	-	0	0	-	0
40.5	Aislador LBR	148	-15.0395	74.82	0	13.3473	53.95	0
360	1	149	-17.1766		-0.59	14.9556		0.45
680	2	150	-18.8001		-0.51	16.1242		0.37
1000	3	151	-20.0934		-0.40	17.0054		0.28
1320	4	152	-21.1684		-0.34	17.6789		0.21
1640	5	153	-22.0623		-0.28	18.1649		0.15
1960	6	154	-22.7893		-0.23	18.4831		0.10

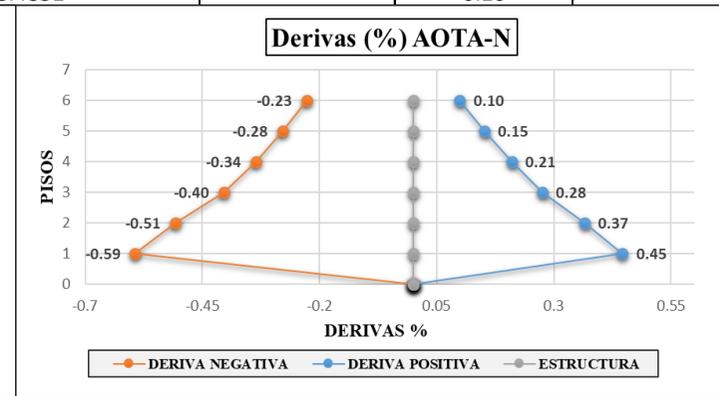
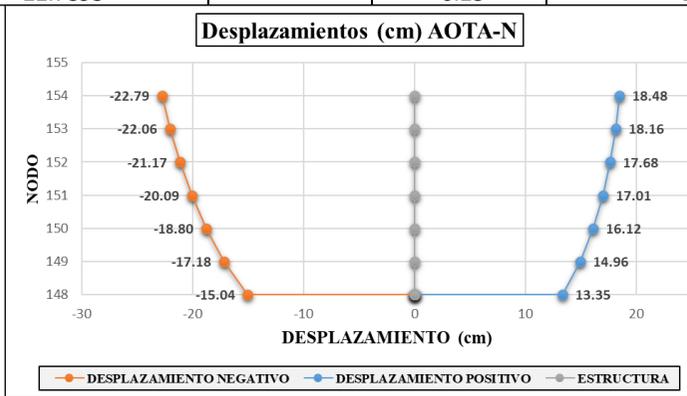
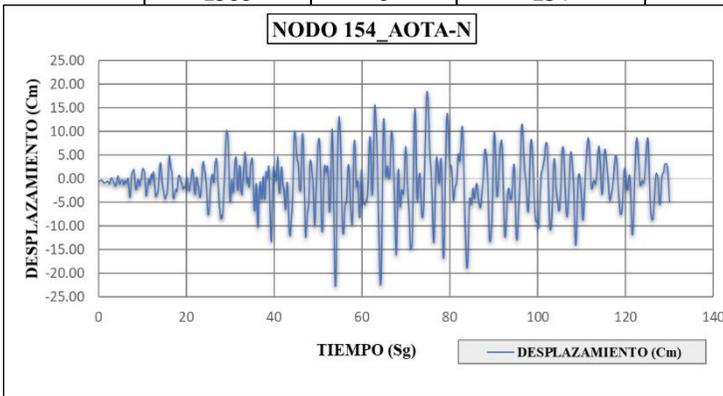


Figura 3.6 Resultados Tiempo-Historia AOTA-N bloque A

Fuente: Autores

RESULTADO TIEMPO-HISTORIA (REGISTRO PRAM-N)

ESTRUCTURA HVCM (BLOQUE A)			NEGATIVO			POSITIVO		
ALTURA (cm)	PISO	NODO	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)
0	Aislador LBR	148	0	-	0	0	-	0
40.5	Aislador LBR	148	-10.6315	73.055	0	16.7553	49.0725	0
360	1	149	-12.7936		-0.60	18.7204		0.55
680	2	150	-14.6862		-0.59	20.1651		0.45
1000	3	151	-16.4556		-0.55	21.2579		0.34
1320	4	152	-18.0879		-0.51	22.1029		0.26
1640	5	153	-19.5097		-0.44	22.7548		0.20
1960	6	154	-20.6743		-0.36	23.2536		0.16

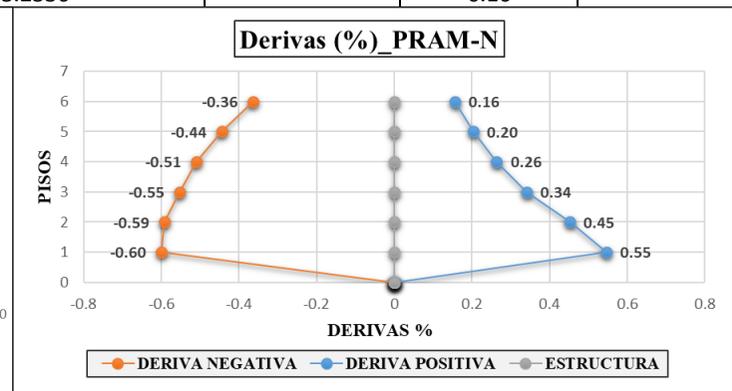
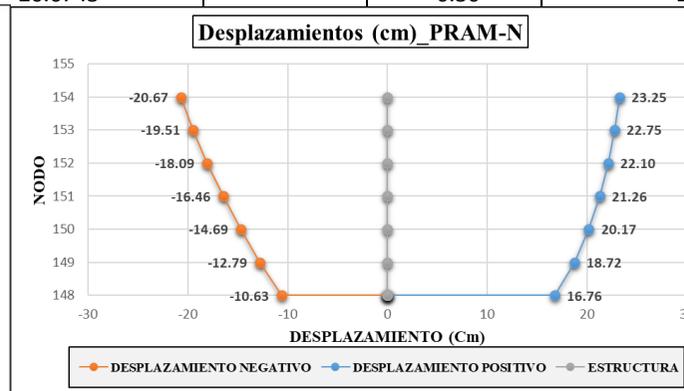
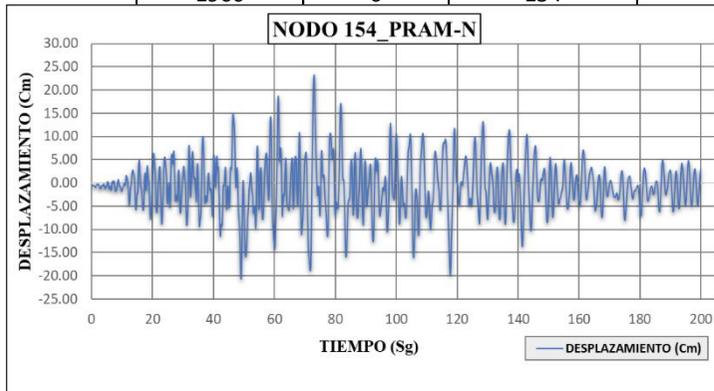


Figura 3.7 Resultados Tiempo-Historia PRAM-N bloque A

Fuente: Autores

BLOQUE A			RESULTADOS DEL ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA							
REGISTRO SÍSMICO 1			AGYEE-O				AGYEN-S			
ESTRUCTURA HVC M			Tiempo= 44.8445		Tiempo= 42.3225		Tiempo= 52.83		Tiempo= 45.9225	
Altura (cm)	Piso	Nodo	Despla.(cm)	Deriva(%)	Despla.(cm)	Deriva(%)	Despla.(cm)	Deriva(%)	Despla.(cm)	Deriva(%)
0	Aislador LBR	148	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
40.5	Aislador LBR	148	-22.41	0.00	17.70	0.00	-11.35	0.00	11.58	0.00
360	1	149	-35.66	-3.68	28.41	2.97	-14.09	-0.76	13.50	0.53
680	2	150	-46.44	-3.37	37.37	2.80	-16.56	-0.77	14.99	0.47
1000	3	151	-56.30	-3.08	45.80	2.63	-18.95	-0.75	16.27	0.40
1320	4	152	-65.10	-2.75	53.58	2.43	-21.22	-0.71	17.38	0.35
1640	5	153	-72.81	-2.41	60.60	2.19	-23.22	-0.63	18.30	0.29
1960	6	154	-79.57	-2.11	66.83	1.95	-24.85	-0.51	19.02	0.22
REGISTRO SÍSMICO 2			AOTA E-O				AOTA N-S			
ESTRUCTURA HVC M			Tiempo= 73.1		Tiempo= 44.5975		Tiempo= 74.82		Tiempo= 53.95	
Altura (cm)	Piso	Nodo	Despla.(cm)	Deriva(%)	Despla.(cm)	Deriva(%)	Despla.(cm)	Deriva(%)	Despla.(cm)	Deriva(%)
0	Aislador LBR	148	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
40.5	Aislador LBR	148	-23.68	0.00	18.03	0.00	-15.04	0.00	13.35	0.00
360	1	149	-34.10	-2.89	28.87	3.01	-17.18	-0.59	14.96	0.45
680	2	150	-42.76	-2.70	38.19	2.91	-18.80	-0.51	16.12	0.37
1000	3	151	-51.01	-2.58	47.33	2.86	-20.09	-0.40	17.01	0.28
1320	4	152	-58.80	-2.44	56.24	2.78	-21.17	-0.34	17.68	0.21
1640	5	153	-65.96	-2.24	64.67	2.63	-22.06	-0.28	18.16	0.15
1960	6	154	-72.37	-2.00	72.33	2.39	-22.79	-0.23	18.48	0.10
REGISTRO SÍSMICO 3			PRAME-O				PRAMN-S			
ESTRUCTURA HVC M			Tiempo= 87.0525		Tiempo= 89.49		Tiempo= 73.055		Tiempo= 49.0725	
Altura (cm)	Piso	Nodo	Despla.(cm)	Deriva(%)	Despla.(cm)	Deriva(%)	Despla.(cm)	Deriva(%)	Despla.(cm)	Deriva(%)
0	Aislador LBR	148	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
40.5	Aislador LBR	148	-28.62	0.00	18.93	0	-10.63	0.00	16.76	0.00
360	1	149	-40.34	-3.26	30.17	3.12	-12.79	-0.60	18.72	0.55
680	2	150	-49.14	-2.75	39.37	2.87	-14.69	-0.59	20.17	0.45
1000	3	151	-56.73	-2.37	47.86	2.65	-16.46	-0.55	21.26	0.34
1320	4	152	-63.14	-2.00	55.52	2.39	-18.09	-0.51	22.10	0.26
1640	5	153	-68.56	-1.69	62.26	2.11	-19.51	-0.44	22.75	0.20
1960	6	154	-73.29	-1.48	68.16	1.84	-20.67	-0.36	23.25	0.16

Figura 3.8 Resultados Tiempo-Historia 3 registros sísmicos bloque A

Fuente: Autores

• **Bloque B:**

RESULTADO TIEMPO-HISTORIA (REGISTRO AGYE-E)								
ESTRUCTURA HVCM			NEGATIVO			POSITIVO		
ALTURA (cm)	PISO	NODO	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)
0	Aislador LBR	148	0	0	0	0	0	0
40.5	Aislador LBR	148	-22.4088	44.8425	0	17.7004	42.3225	0
360	1	149	-35.6576		-3.68	28.4101		2.97
680	2	150	-46.4370		-3.37	37.3665		2.80
1000	3	151	-56.3015		-3.08	45.7956		2.63
1320	4	152	-65.1027		-2.75	53.5774		2.43
1640	5	153	-72.8054		-2.41	60.5956		2.19
1960	6	154	-79.5684		-2.11	66.8272		1.95

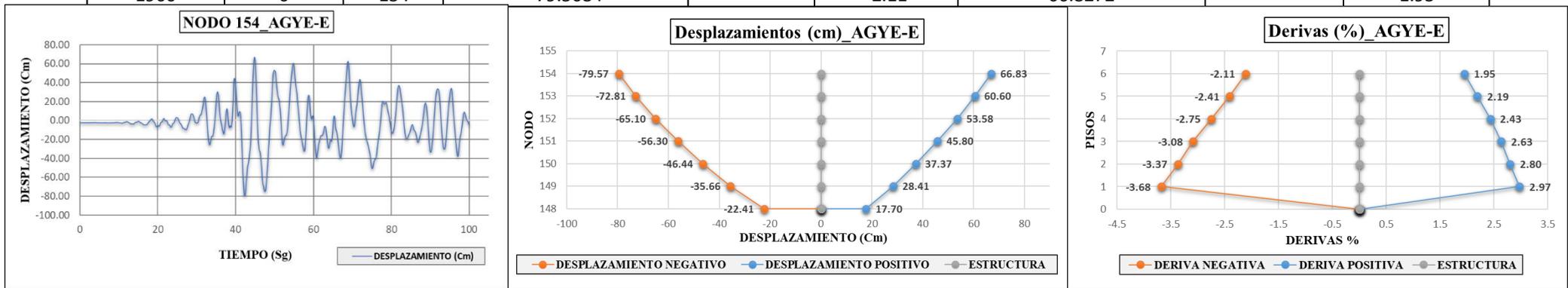


Figura 3.9 Resultados Tiempo-Historia AGYE-E bloque B
Fuente: Autores

RESULTADO TIEMPO-HISTORIA (REGISTRO AOTA-E)

ESTRUCTURA HVCM			NEGATIVO			POSITIVO		
ALTURA (cm)	PISO	NODO	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)
0	Aislador LBR	148	0	0	0	0	0	0
40.5	Aislador LBR	148	-23.6802	73.1	0	18.0321	44.6	0
360	1	149	-34.1003		-2.89	28.8671		3.01
680	2	150	-42.7558		-2.70	38.1887		2.91
1000	3	151	-51.0071		-2.58	47.3309		2.86
1320	4	152	-58.7993		-2.44	56.2368		2.78
1640	5	153	-65.9634		-2.24	64.6669		2.63
1960	6	154	-72.3721		-2.00	72.3307		2.39

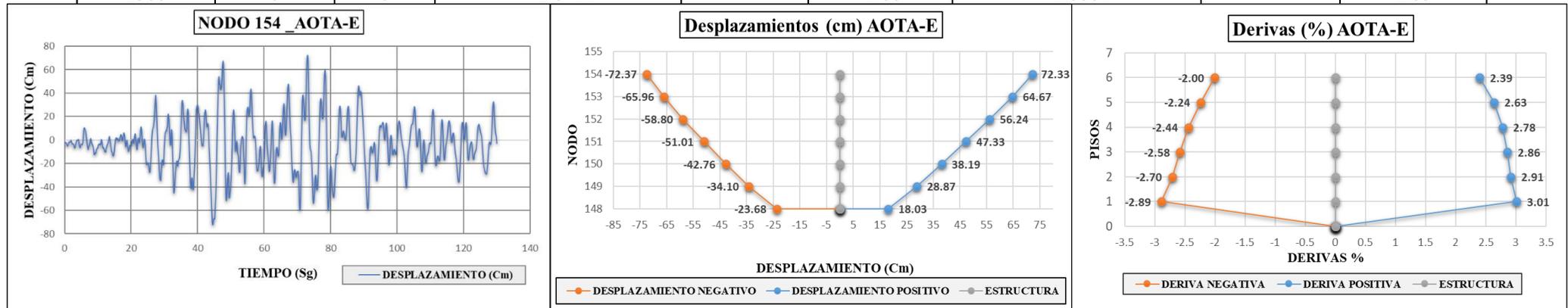


Figura 3.10 Resultados Tiempo-Historia AOTA-E bloque B

Fuente: Autores

RESULTADO TIEMPO-HISTORIA (REGISTRO PRAM-E)

ESTRUCTURA HVCM			NEGATIVO			POSITIVO		
ALTURA (cm)	PISO	NODO	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)
0	Aislador LBR	148	0	0	0	0	0	0
40.5	Aislador LBR	148	-28.6174	87.0525	0	18.9269	89.4825	0
360	1	149	-40.3374		-3.26	30.1697		3.12
680	2	150	-49.1422		-2.75	39.3667		2.87
1000	3	151	-56.7262		-2.37	47.8577		2.65
1320	4	152	-63.1381		-2.00	55.5159		2.39
1640	5	153	-68.5574		-1.69	62.2591		2.11
1960	6	154	-73.2939		-1.48	68.1614		1.84

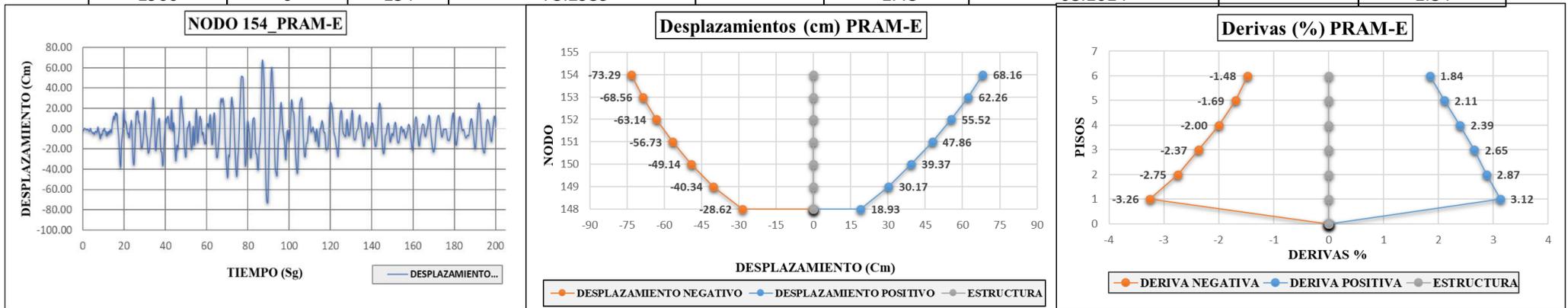


Figura 3.11 Resultados Tiempo-Historia PRAM-E bloque B

Fuente: Autores

RESULTADO TIEMPO-HISTORIA (REGISTRO AGYE-N)

ESTRUCTURA HVCM			NEGATIVO			POSITIVO		
ALTURA (cm)	PISO	NODO	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)
0	Aislador LBR	148	0	0	0	0	0	0
40.5	Aislador LBR	148	-11.3460	52.83	0	11.5812	45.9225	0
360	1	149	-14.0893		-0.76	13.4959		0.53
680	2	150	-16.5624		-0.77	14.9911		0.47
1000	3	151	-18.9518		-0.75	16.2673		0.40
1320	4	152	-21.2152		-0.71	17.3763		0.35
1640	5	153	-23.2206		-0.63	18.3028		0.29
1960	6	154	-24.8511		-0.51	19.0193		0.22

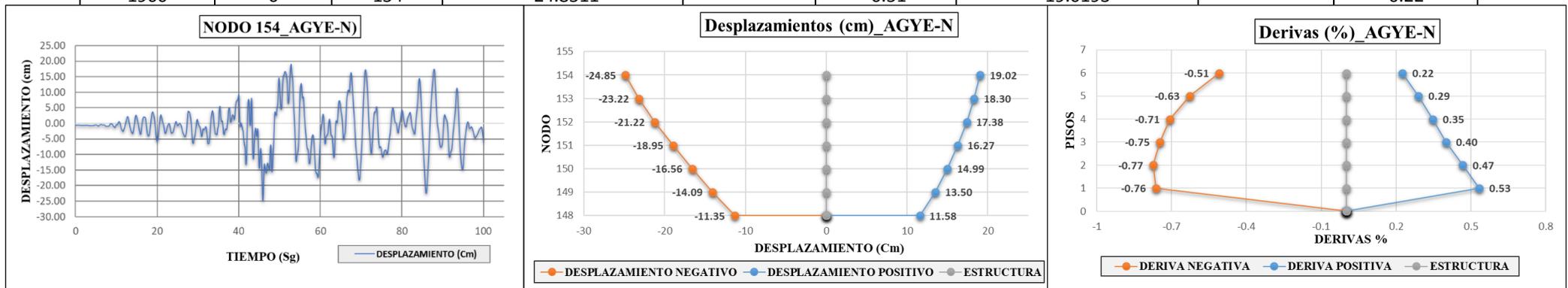


Figura 3.12 Resultados Tiempo-Historia AGYE-N bloque B

Fuente: Autores



RESULTADO TIEMPO-HISTORIA (REGISTRO AOTA-N)								
ESTRUCTURA HVCM			NEGATIVO			POSITIVO		
ALTURA (cm)	PISO	NODO	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)
0	Aislador LBR	148	0	0	0	0	0	0
40.5	Aislador LBR	148	-15.0395	74.815	0	13.3473	53.95	0
360	1	149	-17.1766		-0.59	14.9556		0.45
680	2	150	-18.8001		-0.51	16.1242		0.37
1000	3	151	-20.0934		-0.40	17.0054		0.28
1320	4	152	-21.1684		-0.34	17.6789		0.21
1640	5	153	-22.0623		-0.28	18.1649		0.15
1960	6	154	-22.7893		-0.23	18.4831		0.10

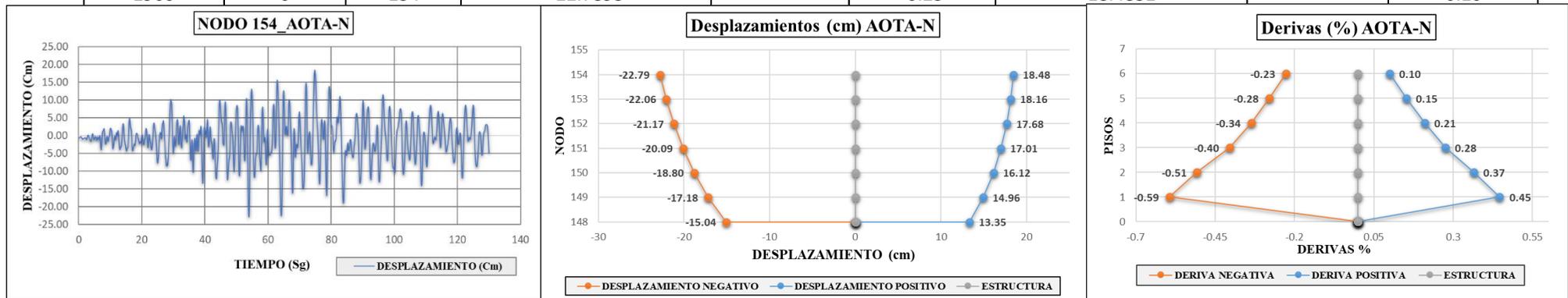


Figura 3.13 Resultados Tiempo-Historia AOTA-N bloque B
 Fuente: Autores



RESULTADO TIEMPO-HISTORIA (REGISTRO PRAM-N)								
ESTRUCTURA HVCM			NEGATIVO			POSITIVO		
ALTURA (cm)	PISO	NODO	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)
0	Aislador LBR	148	0	0	0	0	0	0
40.5	Aislador LBR	148	-10.6315	73.056	0	16.7553	46.0825	0
360	1	149	-12.7936		-0.60	18.7204		0.55
680	2	150	-14.6862		-0.59	20.1651		0.45
1000	3	151	-16.4556		-0.55	21.2579		0.34
1320	4	152	-18.0879		-0.51	22.1029		0.26
1640	5	153	-19.5097		-0.44	22.7548		0.20
1960	6	154	-20.6743		-0.36	23.2536		0.16

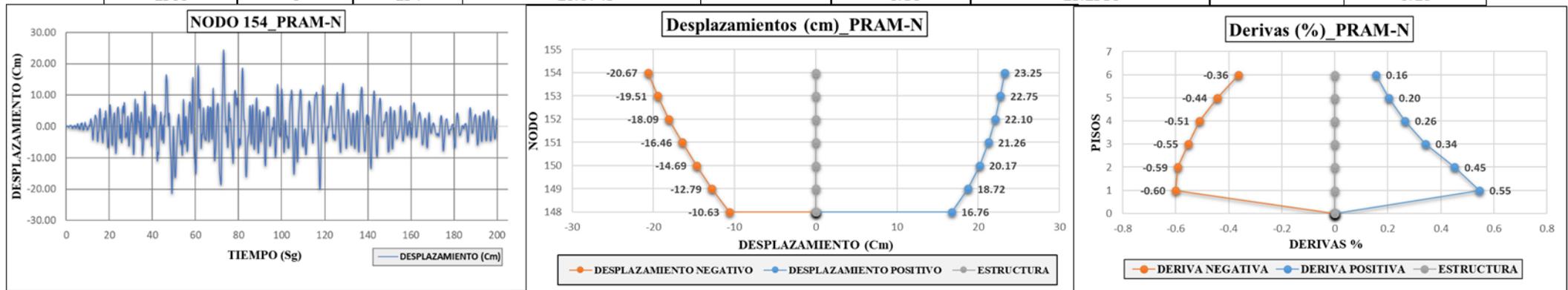


Figura 3.14 Resultados Tiempo-Historia PRAM-N bloque B
 Fuente: Autores

BLOQUE B			RESULTADOS DEL ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA							
REGISTRO SÍSMICO 1			AGYEE-O				AGYEN-S			
ESTRUCTURA HVCM			Tiempo= 44.8445		Tiempo= 42.3225		Tiempo= 52.83		Tiempo= 45.9225	
Altura (cm)	Piso	Nodo	Despla.(cm)	Deriva(%)	Despla.(cm)	Deriva(%)	Despla.(cm)	Deriva(%)	Despla.(cm)	Deriva(%)
0	Aislador LBR	148	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
40.5	Aislador LBR	148	-22.41	0.00	17.70	0.00	-11.35	0.00	11.58	0.00
360	1	149	-35.66	-3.68	28.41	2.97	-14.09	-0.76	13.50	0.53
680	2	150	-46.44	-3.37	37.37	2.80	-16.56	-0.77	14.99	0.47
1000	3	151	-56.30	-3.08	45.80	2.63	-18.95	-0.75	16.27	0.40
1320	4	152	-65.10	-2.75	53.58	2.43	-21.22	-0.71	17.38	0.35
1640	5	153	-72.81	-2.41	60.60	2.19	-23.22	-0.63	18.30	0.29
1960	6	154	-79.57	-2.11	66.83	1.95	-24.85	-0.51	19.02	0.22
REGISTRO SÍSMICO 2			AOTA E-O				AOTA N-S			
ESTRUCTURA HVCM			Tiempo= 73.1		Tiempo= 44.5975		Tiempo= 74.82		Tiempo= 53.95	
Altura (cm)	Piso	Nodo	Despla.(cm)	Deriva(%)	Despla.(cm)	Deriva(%)	Despla.(cm)	Deriva(%)	Despla.(cm)	Deriva(%)
0	Aislador LBR	148	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
40.5	Aislador LBR	148	-23.68	0.00	18.03	0.00	-15.04	0.00	13.35	0.00
360	1	149	-34.10	-2.89	28.87	3.01	-17.18	-0.59	14.96	0.45
680	2	150	-42.76	-2.70	38.19	2.91	-18.80	-0.51	16.12	0.37
1000	3	151	-51.01	-2.58	47.33	2.86	-20.09	-0.40	17.01	0.28
1320	4	152	-58.80	-2.44	56.24	2.78	-21.17	-0.34	17.68	0.21
1640	5	153	-65.96	-2.24	64.67	2.63	-22.06	-0.28	18.16	0.15
1960	6	154	-72.37	-2.00	72.33	2.39	-22.79	-0.23	18.48	0.10
REGISTRO SÍSMICO 3			PRAME-O				PRAMN-S			
ESTRUCTURA HVCM			Tiempo= 87.0525		Tiempo= 89.49		Tiempo= 73.055		Tiempo= 49.0725	
Altura (cm)	Piso	Nodo	Despla.(cm)	Deriva(%)	Despla.(cm)	Deriva(%)	Despla.(cm)	Deriva(%)	Despla.(cm)	Deriva(%)
0	Aislador LBR	148	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
40.5	Aislador LBR	148	-28.62	0.00	18.93	0	-10.63	0.00	16.76	0.00
360	1	149	-40.34	-3.26	30.17	-0.90	-12.79	-0.60	18.72	0.55
680	2	150	-49.14	-2.75	39.37	0.16	-14.69	-0.59	20.17	0.45
1000	3	151	-56.73	-2.37	47.86	0.12	-16.46	-0.55	21.26	0.34
1320	4	152	-63.14	-2.00	55.52	0.11	-18.09	-0.51	22.10	0.26
1640	5	153	-68.56	-1.69	62.26	0.10	-19.51	-0.44	22.75	0.20
1960	6	154	-73.29	-1.48	68.16	0.07	-20.67	-0.36	23.25	0.16

Figura 3.15 Resultados Tiempo-Historia 3 registros sísmicos bloque B

Fuente: Autores



Al haber obtenido los resultados de nuestro trabajo y examinarlos, pudimos darnos cuenta que la medida de mitigación escogida, en este caso aisladores de base LBR, son efectivos en sentido N-S (lado largo) de ambos bloques analizados del HVCM, pero en el sentido E-O (lado corto) se presentan problemas, ya que no se consigue disminuir las derivas; esto se debe a la gran diferencia que existe en la rigidez que posee la estructura en sentido N-S con respecto al sentido E-O.

Para afirmar lo mencionado anteriormente se realizó en el bloque A un incremento en la inercia de los elementos viga y columnas con el objetivo de volver más rígida a la estructura en sentido E-O, una vez logrado esto se procedió a realizar un nuevo análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia en el bloque A con el registro sísmico AOTA y los resultados que se obtuvieron se presentan a continuación en la figura 3.16 y 3.17.



RESULTADO TIEMPO-HISTORIA (REGISTRO AOTA-E)

ESTRUCTURA HVCM			NEGATIVO			POSITIVO		
ALTURA (cm)	PISO	NODO	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)
0	Aislador LBR	148	0	0	0	0	0	0
0	Aislador LBR	148	-18.8013	46.325	0	17.4313	44.5	0
360	1	149	-23.3447		-1.26	21.9980		1.27
680	2	150	-27.4079		-1.27	25.8870		1.22
1000	3	151	-31.4937		-1.28	29.4831		1.12
1320	4	152	-35.5267		-1.26	32.7852		1.03
1640	5	153	-39.3516		-1.20	35.7823		0.94
1960	6	154	-42.8706		-1.10	38.4850		0.84

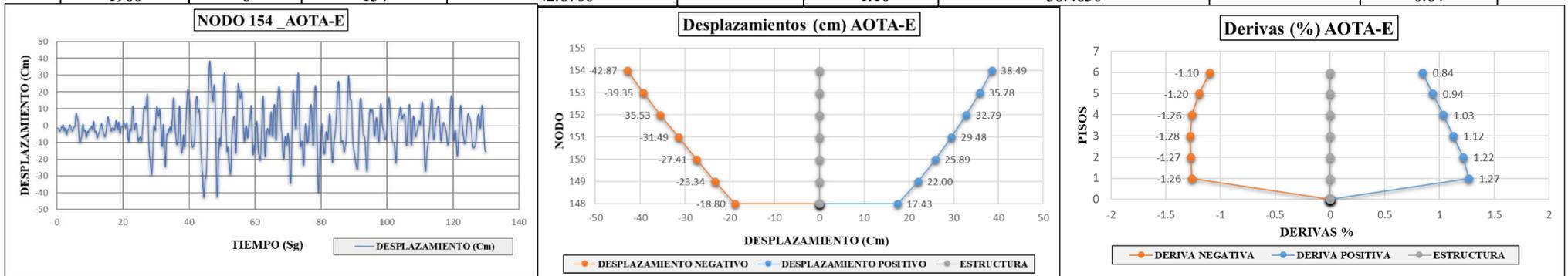


Figura 3.16 Resultados Tiempo-Historia AOTA-E bloque A con incremento de inercias en vigas y columnas

Fuente: Autores

RESULTADO TIEMPO-HISTORIA (REGISTRO AOTA-N)								
ESTRUCTURA HVCM			NEGATIVO			POSITIVO		
ALTURA (cm)	PISO	NODO	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)	DESPLAZAMIENTO (cm)	TIEMPO (Sg)	DERIVA (%)
0	Aislador LBR	148	0	0	0	0	0	0
0	Aislador LBR	148	-11.2875	74.8575	0	11.1964	64.1725	0
360	1	149	-12.4256		-0.32	12.2109		0.28
680	2	150	-13.3212		-0.28	12.9961		0.25
1000	3	151	-14.0891		-0.24	13.6655		0.21
1320	4	152	-14.7623		-0.21	14.2473		0.18
1640	5	153	-15.3497		-0.18	14.7389		0.15
1960	6	154	-15.8554		-0.16	15.1430		0.13

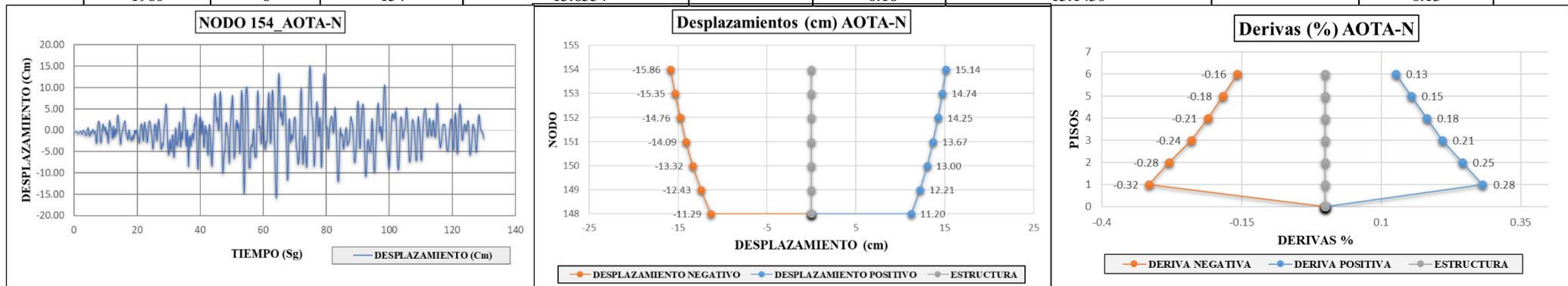


Figura 3.17 Resultados Tiempo-Historia AOTA-E bloque A con incremento de inercias en vigas y columnas

Fuente: Autores



Si comparamos los resultados obtenidos anteriormente con los resultados que se obtuvieron del bloque A con sus inercias reales, podemos afirmar que el mal desempeño que tiene la estructura en sentido E-O se debe a la rigidez tan baja que presenta la estructura, por este motivo sí se requiere implementar un sistema de aislamiento que funcione de manera óptima en el HVCM, se debe rigidizar la estructura en sentido E-O.



CAPÍTULO IV

4. CONCLUSIONES

- Al haber obtenido los resultados del presente trabajo y examinarlos podemos darnos cuenta que la medida de mitigación escogida, en este caso aisladores de base LRB, son efectivos en sentido del lado largo (dirección N-S) de los dos bloques A y B analizados del HVCM, pero el lado corto (dirección E-O) del edificio excede las derivas máximas presentadas en el apartado 2.11.5; esto se debe a la gran diferencia que existe en la inercia del lado largo con respecto al lado corto, lo que produce amplificaciones dinámicas importantes como consecuencia de la flexibilidad lateral que los aisladores producen en la base; por lo tanto un sistema de aislamiento sísmico no se recomienda en este edificio.
- Para poder implementar un sistema de aislación de base, con aisladores LBR, es necesario que la estructura que se pretende aislar posea cierta simetría entre sus dimensiones, largo y ancho, y así poder garantizar que el sistema de aisladores LBR funcione de manera óptima en las dos direcciones.
- Al realizar un comparación entre los resultados de la presente investigación en 3D y la investigación realizada en 2D por los ingenieros (Palomino Pulla & Quezada Aguilar, 2017), se pudo determinar que un análisis en 2D no se ajusta a la realidad que presenta la estructura, ya que no toma el comportamiento de la estructuras en sus dos direcciones.
- Al comparar los desplazamientos máximos en los aisladores en sentido del lado largo del bloque A con el bloque B, se determina que se producirá martilleo entre un bloque con el otro, debido a que la junta existente entre ellos no tiene una longitud suficiente para cubrir estos desplazamientos.



4.1 RECOMENDACIONES

- Antes de implementar un sistema de aislamiento de base se debería implantar técnicas de reforzamiento en la estructura del HVCM en sentido E-O (lado corto), para así garantizar que dicho sistema funcione de una manera adecuada.
- En futuros estudios se recomienda tomar en cuenta el efecto de torsión dentro del análisis para así obtener resultados aún más aproximados a la realidad.
- En el diseño de proyectos de edificaciones esenciales posteriores, se sugiere tener en cuenta una correcta aplicación de las recomendaciones realizadas en las normas existentes, para así en caso de suscitarse una acción sísmica la estructura presente un correcto desempeño.



5. BIBLIOGRAFÍA

- ACI 440.2R-08. (2008). *American Concrete Institute - Guide for the Design and Construction of Externally BOnder FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. United States of America.
- Aguiar Falconi, R., Almazan, J. L., Dechent, P., & Suarez, V. (2016). *AISLADORES DE BASE ELASTOMERICOS Y FPS*. Quito: ESPE.
- Andina. (2016). Norma obliga que grandes hospitales se construyan con aisladores sismicos. *Peru Construye*.
- ASCE-7. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS.
- ASCE7-10. (2010). *American Society of Civil Engineers*. United States of America.
- Charney, F. A. (2005). *Seismic Loads. Guide to the Seismic Load Provisions ASCE7-05*. ASCE PRESS.
- Correa, C., Hinojosa, D., & Taípe, M. (Agosto de 2004). Sismicidad historica del Ecuador calculo de aceleracion maximas, energia sismica liberada y estimacion del peligro sismico. Quito, Ecuador.
- CREDEN. (Noviembre de 2016). *Hacia un Chile resiliente frente a desastres*. Santiago, Chile.
- EMOL. (Febrero de 2017). *Edificios que cuentan con proteccion sismica en Chile*. Santiago, Chile.
- Escorza Troya, D. F., & Troya Arellano, C. R. (Febrero de 2017). *Correlacion paramétrica de un diseño estructural entre un análisis estático no lineal por zonas plásticas y un análisis estático no lineal por fibras*. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.
- Fajardo Guapisaca, A. V., & Vintimilla Molina, C. T. (2016). *Evaluacion estructural de la entidad hospitalaria "Hospital Vicente Corral Moscoso" de la ciudad de Cuenca-provincia del Azuay para cuantificar las amenazas y vulnerabilidad de la edificacion hospitalaria*. Cuenca, Azuay, Ecuador.
- FEMA 356. (2000). *Federal Emergency Management Agency Prestandard and Commentry for the seismic Rehabilitation*. United States of America.
- FEMA 440. (June de 2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washigton, D.C.: ATC-55 Project (Applied Technology Council).
- Fenz, D., & Constantinou, M. (2008). *Modeling Triple Friction Pendulum Berings for Response - History Analysis*.
- Lasagni, F. (1 de Octubre de 2015). *CENTRO AVANZADO DE TECNOLOGIAS ESPACIALES*. Obtenido de <http://www.catec.aero/materiales-y-procesos/lisis-modal.htm>



- Leiva, P., & Aguiar, R. (2017). *ANÁLISIS NO LINEAL DEL AISLADOR DE TRIPLE PÉNDULO DE FRICCIÓN MEDIANTE EL MODELO TRI- LINEAR NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS OF TRIPLE FRICTIONAL PENDULUM BEARING THROUGH TRI- LINEAR MODEL*. Quito.
- Mayes, R., & Farzad, N. (1999). *Design of Structures with Seismic Isolation*.
- McVitty, W., & Conatantinou, M. (2015). *Property Modification Factors For Seismic Isolators: Desing Guidance for Building*.
- MEGABA GROUP. (2017). *Proteccion Sismica de Hospitales y Estacion de bomberos*. Suiza.
- Ministerio de Salud Publica. (Octubre de 2007). *Politica Nacional de Hospitales Seguros*.
- Ministerio de Salud Publica. (Mayo de 2014). *Coordinacion zonal de salud 6 Hospital Vicente Corral Moscoso*.
- NCh2745. (2003). *Analisis y diseño de edificios con aislacion sismica*. Santiago de Chile.
- NEC. (2015). *Norma ecuatoriana de la Construccion*.
- Organización Panamericana de la Salud. (2000). *Fundamentos de la Mitigación de Desastres en Establecimientos de la Salud*.
- Organización Panamericana de la Salud. (2013). *Hospitales Seguros. Sistematización de experiencias en la República Dominicana*.
- Organizacion Panamericana de la Salud. (21 de Abril de 2016). *Terremoto en Ecuador Reporte de situacion No.4*.
- Ortega Garcia, J. E. (2014). *Diseño de estructuras de Concreto Armado*. Lima: MACRO.
- Palomino Pulla , J. E., & Quezada Aguilar, A. L. (2017). *Anlasis dinamico no lineal del "Hospital Regional Vicente Corral Moscoso"(Cuenca), medidas de mitigacion y refuerzo para disminuir su vulnerabilidad estructural*. Cuenca, Azuay, Ecuador.
- Park, R., & Paulay, T. (1998). *ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO*. Mexico.DF, Mexico: Limusa.
- Ramsey, A. (2015). *BASES PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE LA NORMA PERUANA DE ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS CON AISLACION SISMICA*. Lima: Universidad Catolica del Peru.
- Rengel Roman , S. V., & Vargas Pesántez, F. S. (2017). *Análisis dinámico no lineal del "Hospital General Macas", medidas de mitigación y refuerzo para disminuir su vulnerabilidad estructural*.
- Romo Proaño, M. (2008). *TEMAS DE HORMIGON ARMADO*. Quito: Escuela Politécnica del Ejercito .
- Tapia, C., & Veletanga, L. (2017). *DISEÑO DE AISLADORES SÍSMICOS LRB Y ANALISIS POR DESEMPEÑO DE EDIFICIOS*. Cuenca.
- Tipanluisa, E. (2017). *ANALISIS SISMICO NO LINEAL DE PORTICOS PLANOS CON AISLADORES SISMICOS TRIPLE PENDULO DE FRICCIÓN (TPF)*. Quito.
- Zayas, V. (2017). *Estándar de Aislamiento Sísmico para la Funcionalidad Continua*. Lima.

