

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

**Influencia de la incorporación de amortiguadores de  
masa sintonizada en una edificación multifamiliar de 15  
pisos con 2 sótanos, ubicado en El Tambo - Huancayo**

Jeyson Romel Matos Nuñez

Para optar el Título Profesional de  
Ingeniero Civil

Huancayo, 2024

Repositorio Institucional Continental  
Tesis digital



Esta obra está bajo una Licencia "Creative Commons Atribución 4.0 Internacional" .

## **INFORME DE CONFORMIDAD DE ORIGINALIDAD DE TESIS**

**A** : Felipe Gutarra Meza  
Decano de la Facultad de Ingeniería

**DE** : Ángel Narcizo Aquino Fernández  
Asesor de tesis

**ASUNTO** : Remito resultado de evaluación de originalidad de tesis

**FECHA** : 25 de Enero de 2024

---

Con sumo agrado me dirijo a vuestro despacho para saludarlo y en vista de haber sido designado asesor de la tesis titulada: "INFLUENCIA DE LA INCORPORACIÓN DE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA EN UNA EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE 15 PISOS CON 2 SÓTANOS, UBICADO EN EL TAMBO - HUANCAYO", perteneciente al/la/los/las estudiante(s) JEYSON ROMEL MATOS NUÑEZ, de la E.A.P. de Ingeniería Civil; se procedió con la carga del documento a la plataforma "Turnitin" y se realizó la verificación completa de las coincidencias resaltadas por el software dando por resultado 11 % de similitud (informe adjunto) sin encontrarse hallazgos relacionados a plagio. Se utilizaron los siguientes filtros:

- Filtro de exclusión de bibliografía SI  NO
- Filtro de exclusión de grupos de palabras menores (Nº de palabras excluidas: ) SI  NO
- Exclusión de fuente por trabajo anterior del mismo estudiante SI  NO

En consecuencia, se determina que la tesis constituye un documento original al presentar similitud de otros autores (citas) por debajo del porcentaje establecido por la Universidad.

Recae toda responsabilidad del contenido de la tesis sobre el autor y asesor, en concordancia a los principios de legalidad, presunción de veracidad y simplicidad, expresados en el Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales – RENATI y en la Directiva 003-2016-R/UC.

Esperando la atención a la presente, me despido sin otro particular y sea propicia la ocasión para renovar las muestras de mi especial consideración.

Atentamente,

**La firma del asesor obra en el archivo original**  
(No se muestra en este documento por estar expuesto a publicación)

Por cada autor:

## **DECLARACIÓN JURADA DE AUTENTICIDAD**

Yo, JEYSON ROMEL MATOS NUÑEZ, identificado(a) con Documento Nacional de Identidad No. 74251146, de la E.A.P. de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería la Universidad Continental, declaro bajo juramento lo siguiente:

1. La tesis titulada: "INFLUENCIA DE LA INCORPORACIÓN DE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA EN UNA EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE 15 PISOS CON 2 SÓTANOS, UBICADO EN EL TAMBO - HUANCAYO", es de mi autoría, la misma que presento para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil.
2. La tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente, para la cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas, por lo que no atenta contra derechos de terceros.
3. La tesis es original e inédita, y no ha sido realizado, desarrollado o publicado, parcial ni totalmente, por terceras personas naturales o jurídicas. No incurre en autoplagio; es decir, no fue publicado ni presentado de manera previa para conseguir algún grado académico o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados son reales, pues no son falsos, duplicados, ni copiados, por consiguiente, constituyen un aporte significativo para la realidad estudiada.

De identificarse fraude, falsificación de datos, plagio, información sin cita de autores, uso ilegal de información ajena, asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a las acciones legales pertinentes.

25 de Enero de 2024.

**La firma del autor y del asesor obra en el archivo original**  
(No se muestra en este documento por estar expuesto a publicación)

## Tesis

### INFORME DE ORIGINALIDAD

<b>11</b> %	<b>11</b> %	<b>1</b> %	<b>3</b> %
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

### FUENTES PRIMARIAS

<b>1</b>	<b>hdl.handle.net</b> Fuente de Internet	<b>3</b> %
<b>2</b>	<b>repositorio.urp.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1</b> %
<b>3</b>	<b>repositorio.continental.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1</b> %
<b>4</b>	<b>repositorio.upla.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1</b> %
<b>5</b>	<b>repositorio.uncp.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1</b> %
<b>6</b>	<b>repositorio.ucv.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>&lt;1</b> %
<b>7</b>	<b>upc.aws.openrepository.com</b> Fuente de Internet	<b>&lt;1</b> %
<b>8</b>	<b>tesis.ucsm.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>&lt;1</b> %
<b>9</b>	<b>Submitted to Universidad Cesar Vallejo</b> Trabajo del estudiante	<b>&lt;1</b> %

10	Submitted to Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez Trabajo del estudiante	<1 %
11	cybertesis.uni.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
12	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
13	idoc.pub Fuente de Internet	<1 %
14	tesis.pucp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
15	repositorioacademico.upc.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
16	www.scipedia.com Fuente de Internet	<1 %
17	Submitted to Universidad Católica de Santa María Trabajo del estudiante	<1 %
18	cybertesis.uach.cl Fuente de Internet	<1 %
19	www.researchgate.net Fuente de Internet	<1 %
20	Submitted to Universidad Ricardo Palma Trabajo del estudiante	<1 %

21	<b>kipdf.com</b> Fuente de Internet	<1 %
22	<b>doku.pub</b> Fuente de Internet	<1 %
23	<b>edoc.tips</b> Fuente de Internet	<1 %
24	<b>issbc.org</b> Fuente de Internet	<1 %
25	<b>repositorio.ujcm.edu.pe</b> Fuente de Internet	<1 %
26	<b>Submitted to Universidad Alas Peruanas</b> Trabajo del estudiante	<1 %
27	<b>Submitted to Pontificia Universidad Catolica del Peru</b> Trabajo del estudiante	<1 %
28	<b>repositorio.upn.edu.pe</b> Fuente de Internet	<1 %
29	<b>vsip.info</b> Fuente de Internet	<1 %
30	<b>issuu.com</b> Fuente de Internet	<1 %
31	<b>oyp.ucsc.cl</b> Fuente de Internet	<1 %
32	<b>rosap.ntl.bts.gov</b>	

	Fuente de Internet	<1 %
33	Submitted to CACACE Informática Trabajo del estudiante	<1 %
34	repositorio.unprg.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
35	moam.info Fuente de Internet	<1 %
36	repositorio.puce.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
37	repositorio.upt.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
38	Submitted to uncedu Trabajo del estudiante	<1 %
39	1library.co Fuente de Internet	<1 %
40	Submitted to Universidad Privada Antenor Orrego Trabajo del estudiante	<1 %
41	revistas.elpoli.edu.co Fuente de Internet	<1 %
42	s3.amazonaws.com Fuente de Internet	<1 %
43	bibliotecavirtual.dgb.umich.mx:8083 Fuente de Internet	<1 %

		<1 %
44	<a href="http://www.dspace.espol.edu.ec">www.dspace.espol.edu.ec</a> Fuente de Internet	<1 %
45	Encyclopedia of Earthquake Engineering, 2015. Publicación	<1 %
46	<a href="http://repositoriodemo.continental.edu.pe">repositoriodemo.continental.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
47	<a href="http://www.slideshare.net">www.slideshare.net</a> Fuente de Internet	<1 %
48	<a href="http://es.slideshare.net">es.slideshare.net</a> Fuente de Internet	<1 %
49	"Structural Analysis of Historical Constructions", Springer Science and Business Media LLC, 2019 Publicación	<1 %
50	Submitted to Universidad Andina del Cusco Trabajo del estudiante	<1 %
51	Submitted to Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga Trabajo del estudiante	<1 %
52	Submitted to Universidad Privada del Norte Trabajo del estudiante	<1 %
53	Submitted to Universidad Católica San Pablo	

Trabajo del estudiante

<1 %

54

[lafayette.albany.k12.or.us](http://lafayette.albany.k12.or.us)

Fuente de Internet

<1 %

55

[pirhua.udep.edu.pe](http://pirhua.udep.edu.pe)

Fuente de Internet

<1 %

56

[repositori.uji.es](http://repositori.uji.es)

Fuente de Internet

<1 %

57

[www.zilos.com](http://www.zilos.com)

Fuente de Internet

<1 %

58

[ia800801.us.archive.org](http://ia800801.us.archive.org)

Fuente de Internet

<1 %

59

[link.springer.com](http://link.springer.com)

Fuente de Internet

<1 %

60

[repositorio.ucsp.edu.pe](http://repositorio.ucsp.edu.pe)

Fuente de Internet

<1 %

61

[repositorio.ucss.edu.pe](http://repositorio.ucss.edu.pe)

Fuente de Internet

<1 %

62

[repositorio.uniandes.edu.co](http://repositorio.uniandes.edu.co)

Fuente de Internet

<1 %

63

[repositorio.upse.edu.ec](http://repositorio.upse.edu.ec)

Fuente de Internet

<1 %

64

[www.yucatan.com.mx](http://www.yucatan.com.mx)

Fuente de Internet

<1 %

65	<a href="https://archive.org">archive.org</a> Fuente de Internet	<1 %
66	<a href="https://core.ac.uk">core.ac.uk</a> Fuente de Internet	<1 %
67	<a href="https://documentop.com">documentop.com</a> Fuente de Internet	<1 %
68	<a href="https://dspace.ucuenca.edu.ec">dspace.ucuenca.edu.ec</a> Fuente de Internet	<1 %
69	<a href="https://estructurando.net">estructurando.net</a> Fuente de Internet	<1 %
70	<a href="https://fdocuments.ec">fdocuments.ec</a> Fuente de Internet	<1 %
71	<a href="https://qdoc.tips">qdoc.tips</a> Fuente de Internet	<1 %
72	<a href="https://repositorio.umsa.bo">repositorio.umsa.bo</a> Fuente de Internet	<1 %
73	<a href="https://repositorio.uss.edu.pe">repositorio.uss.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
74	<a href="https://scts.igp.gob.pe">scts.igp.gob.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
75	<a href="https://www.coursehero.com">www.coursehero.com</a> Fuente de Internet	<1 %
76	<a href="https://www.dspace.uce.edu.ec">www.dspace.uce.edu.ec</a> Fuente de Internet	<1 %

77	<a href="http://www.im2.cl">www.im2.cl</a> Fuente de Internet	<1 %
78	<a href="http://www.macrophytes.info">www.macrophytes.info</a> Fuente de Internet	<1 %
79	Al Hafiz, Md Abdullah, Mark R. Mackenzie, Chee Yee Kwok, Vijay K. Varadan, Neil Weste, and Kourosch Kalantar-Zadeh. "", Smart Structures Devices and Systems IV, 2008. Publicación	<1 %
80	Maritza Guzmán Collazos, Julio Jesús Quijano Vargas. "Vulnerabilidad ante sismos y tsunamis de las instituciones educativas ubicadas en la Provincia Constitucional del Callao", Revista del Instituto de investigación de la Facultad de minas, metalurgia y ciencias geográficas, 2021 Publicación	<1 %
81	María Rocío del Amor del Amor. "Deep Learning Strategies for Overcoming Diagnosis Challenges with Limited Annotations", Universitat Politecnica de Valencia, 2023 Publicación	<1 %
82	<a href="http://dokumen.pub">dokumen.pub</a> Fuente de Internet	<1 %
83	<a href="http://repositorio.undac.edu.pe">repositorio.undac.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %

84	<a href="https://repositorio.unu.edu.pe">repositorio.unu.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
85	<a href="https://repositorio.upch.edu.pe">repositorio.upch.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
86	<a href="https://revistas.unilibre.edu.co">revistas.unilibre.edu.co</a> Fuente de Internet	<1 %
87	<a href="https://sourceforge.net">sourceforge.net</a> Fuente de Internet	<1 %
88	<a href="https://vdocumento.com">vdocumento.com</a> Fuente de Internet	<1 %
89	<a href="https://www.clubensayos.com">www.clubensayos.com</a> Fuente de Internet	<1 %
90	<a href="https://www.congreso.gov.ec">www.congreso.gov.ec</a> Fuente de Internet	<1 %
91	<a href="https://www.ii.unam.mx">www.ii.unam.mx</a> Fuente de Internet	<1 %
92	<a href="https://www.intecol.net">www.intecol.net</a> Fuente de Internet	<1 %
93	<a href="https://www.omnifilters.com">www.omnifilters.com</a> Fuente de Internet	<1 %
94	<a href="https://www.ptolomeo.unam.mx:8080">www.ptolomeo.unam.mx:8080</a> Fuente de Internet	<1 %
95	Azadeh NOORIFARD, Mohammad Reza TABESHPOUR. "Effects of Staircase on the	<1 %

Seismic Behavior of RC Moment Frame Buildings", Architecture, Civil Engineering, Environment, 2018

Publicación

---

96 [SERV GEOGRAFICOS Y MEDIO AMBIENTE SAC. "PMA de la Estación de Compresión Nuevo Mundo - Primera Etapa-IGA0002141"](#), R.D. N° 354-2013-MEM/AAE, 2022

Publicación

<1 %

---

97 [uvadoc.uva.es](#)

Fuente de Internet

<1 %

---

98 [futur.upc.edu](#)

Fuente de Internet

<1 %

---

99 [repositorio.unfv.edu.pe](#)

Fuente de Internet

<1 %

---

Excluir citas

Apagado

Excluir coincidencias

Apagado

Excluir bibliografía

Activo

## AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios y a mi familia, en especial a mi madre Carmen, quien fue mi brújula en este viaje académico; además, de mi fortaleza y motor, que impulsó mis ganas de salir adelante y de llevar a la prosperidad este trabajo de investigación. Mamita, tu presencia ha sido mi guía constante, y cada logro alcanzado es también tuyo. En este proceso, he descubierto la verdadera magnitud de tu influencia en mi vida académica y personal.

A mi tío Juan Carlos, ya que su exigencia siempre ha sido un faro que ilumina mi camino, recordándome la importancia de buscar la excelencia en cada paso que doy. Aprecio profundamente tu motivación constante, que ha sido el catalizador para alcanzar metas que nunca imaginé. Gracias por ser ese mentor excepcional que inspira y desafía a ser lo mejor de mí mismo.

A mi enamorada Patty, por su inquebrantable apoyo y sus valiosos consejos, por siempre creer en mí, incluso en los momentos en que yo mismo dudaba. Gracias por tu fe constante en mi potencial ya que ha sido el motor que impulsa mis logros, y tus palabras alentadoras que calman mis inseguridades. Aprecio profundamente tu presencia constante, tu paciencia y el amor incondicional que compartes conmigo.

Además, quiero expresar mi profundo agradecimiento a todos los docentes que han contribuido a mi desarrollo como profesional. Su dedicación y sabiduría han sido fundamentales para despertar en mí un apasionado interés por la ingeniería estructural. Gracias por compartir sus conocimientos y por ser fuentes invaluable de inspiración en mi camino educativo y profesional. Su impacto perdurará en mi carrera y en mi vida.

## **DEDICATORIA**

A mi amada madre; una mujer que encarna la verdadera fortaleza, lucha y perseverancia, de la cual nunca dejaré de aprender. Eres mi fuente constante de inspiración, la prueba viviente de que los desafíos pueden superarse con valentía y determinación. Gracias por enseñarme que cada obstáculo es una oportunidad y que, con tu ejemplo, lo imposible se transforma en conquista.

## ÍNDICE

PORTADA.....	i
AGRADECIMIENTO .....	ii
DEDICATORIA .....	iii
ÍNDICE .....	iv
LISTA DE TABLAS .....	vii
LISTA DE FIGURAS.....	ix
LISTA DE ANEXOS.....	xiv
RESUMEN .....	xv
ABSTRACT.....	xvi
INTRODUCCIÓN .....	xvii
<b>CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO.....</b>	<b>1</b>
1.1. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA .....	1
1.1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	1
1.1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	5
1.1.2.1. PROBLEMA GENERAL .....	5
1.1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS .....	6
1.2. OBJETIVOS .....	6
1.2.1. OBJETIVO GENERAL.....	6
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	6
1.3. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA .....	6
1.3.1. JUSTIFICACIÓN .....	6
1.3.1.1. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA.....	6
1.3.1.2. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA .....	7
1.3.1.3. JUSTIFICACIÓN SOCIAL.....	7
1.3.2. IMPORTANCIA.....	8
1.4. LIMITACIONES .....	8
1.5. HIPÓTESIS Y DESCRIPCIÓN DE VARIABLES.....	9
1.5.1. HIPÓTESIS.....	9
1.5.1.1. HIPÓTESIS GENERAL .....	9
1.5.1.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS .....	9
1.5.2. DESCRIPCIÓN DE VARIABLES.....	9
1.5.2.1. VARIABLE INDEPENDIENTE.....	9
1.5.2.2. VARIABLE DEPENDIENTE .....	9
<b>II. CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>10</b>
2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA .....	10
2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES .....	10
2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES .....	11

2.2.	BASES TEÓRICAS .....	13
2.2.1.	FILOSOFÍA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE .....	13
2.2.1.1.	TEORIA SISMORRESISTENTE.....	13
2.2.1.2.	ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS.....	13
2.2.2.	DINÁMICA ESTRUCTURAL.....	16
2.2.2.1.	CARACTERÍSTICAS DE LA DINÁMICA ESTRUCTURAL.....	16
2.2.3.	PELIGRO Y RIESGO SÍSMICO .....	18
2.2.3.1.	PELIGRO SÍSMICO .....	18
2.2.3.2.	RIESGO SÍSMICO.....	19
2.2.4.	AISLAMIENTO SÍSMICO .....	23
2.2.5.	SISTEMAS SISMORRESISTENTES.....	23
2.2.5.1.	CLASIFICACIÓN DE SISTEMAS DE CONTROL SISMORRESISTENTES.....	23
2.2.6.	AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA (AMS).....	27
2.2.6.1.	CLASIFICACIÓN DE AMS SEGÚN JEROME CONNOR.....	30
2.2.6.2.	CARACTERÍSTICAS DE AMS SEGÚN SADEK ET. AL .....	42
2.3.	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.....	54
<b>III.</b>	<b>CAPÍTULO III METODOLOGÍA .....</b>	<b>55</b>
3.1.	MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN .....	55
3.2.	TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	56
3.3.	NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....	56
3.4.	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN .....	56
3.5.	POBLACIÓN.....	56
3.6.	MUESTRA .....	57
3.7.	MUESTREO .....	57
3.8.	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS .....	57
3.9.	INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	57
3.9.1.	CRITERIOS DE VALIDEZ Y CONFIABILIDAD DE INSTRUMENTOS ..	58
3.9.2.	VALIDACIÓN DEL SOFTWARE ETABS.....	58
<b>IV.</b>	<b>CAPÍTULO IV ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....</b>	<b>71</b>
4.1.	ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	71
4.1.1.	CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN .....	71
4.1.2.	PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS .....	78
4.1.3.	PARÁMETROS DE CÁLCULO.....	87
4.1.4.	MODELADO ESTRUCTURAL SIN AMS .....	89
4.1.4.1.	DEFINICIÓN DE PARÁMETROS, PROPIEDADES Y ELEMENTOS EN EL SOFTWARE .....	89
4.1.4.2.	MODELADO DE LA ESTRUCTURA.....	91
4.1.5.	ANÁLISIS ESTÁTICO .....	91
4.1.6.	IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL .....	94
4.1.7.	FUERZA CORTANTE ESTÁTICO .....	104
4.1.8.	ANÁLISIS DINÁMICO .....	105
4.1.8.1.	ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL .....	105
4.1.8.2.	MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO.....	106
4.1.8.3.	FUERZA CORTANTE DINÁMICA .....	108
4.1.8.4.	DESPLAZAMIENTO LATERALES DE ENTREPISO .....	109
4.1.9.	PARÁMETROS Y DISEÑO DEL AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA .....	111
4.1.9.1.	PARÁMETROS DEL AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA	111

4.1.9.2.	VERIFICACIÓN DE ELASTÓMERO .....	115
4.1.9.3.	DISEÑO DE AMS .....	118
4.1.10.	MODELAMIENTO ESTRUCTURAL CON AMS .....	119
4.1.10.1.	DEFINICIÓN DE CARÁCTERÍSTICAS DEL AMS EN ETABS .....	119
4.1.10.2.	UBICACIÓN DEL AMS .....	121
4.2.	RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN .....	139
4.2.1.	DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE ENTREPISO CON AMS .....	139
4.2.2.	INFLUENCIA EN LA RESPUESTA DINÁMICA CON Y SIN AMS .....	148
4.2.2.1.	MASA PARTICIPATIVA MODAL, PERIODOS Y FRECUENCIA DE VIBRACIÓN .....	148
4.2.2.2.	ACELERACIÓN DE ENTREPISO CON Y SIN AMS .....	149
4.2.2.3.	MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO CON Y SIN AMS .....	152
4.2.2.4.	RATIO DE IRREGULARIDAD TORSIONAL CON Y SIN AMS .....	159
4.2.2.5.	FUERZA CORTANTE DE ENTREPISO CON Y SIN AMS .....	161
4.2.3.	INFLUENCIA DE LA UBICACIÓN DEL AMS .....	164
4.2.4.	ESFUERZOS ACTUANTES EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....	167
4.3.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	192
4.3.1.	DESPLAZAMIENTOS LATERALES INELÁSTICOS CON LA IMPLEMENTACIÓN DE AMS .....	192
4.3.2.	INFLUENCIA FRENTE A LA RESPUESTA DINÁMICA SÍSMICA CON AMS .....	194
4.3.3.	INFLUENCIA DE LA UBICACIÓN DEL AMS EN EL ÚLTIMO NIVEL DE LA EDIFICACIÓN .....	195
<b>V.</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>197</b>
<b>VI.</b>	<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>200</b>
<b>VII.</b>	<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>201</b>
<b>VIII.</b>	<b>ANEXOS .....</b>	<b>205</b>

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1:	Error porcentual para 1 nivel sin AMS .....	61
Tabla 2:	Distribución de fuerzas en altura .....	66
Tabla 3:	Error porcentual para 4 niveles sin AMS.....	68
Tabla 4:	Error porcentual para 1 nivel sin AMS .....	70
Tabla 5:	Área y uso por entrepiso .....	72
Tabla 6:	Características y secciones de las columnas. ....	80
Tabla 7:	Características y secciones de las vigas. ....	82
Tabla 8:	Características y secciones de los muros .....	84
Tabla 9:	Características y secciones de las losas.....	86
Tabla 10:	Resistencia a la compresión concreto. ....	87
Tabla 11:	Propiedades del acero de refuerzo. ....	87
Tabla 12:	Características y valores de cada factor. ....	88
Tabla 13:	Peso de las cargas estáticas. ....	88
Tabla 14:	Peso de la edificación por entrepiso.....	91
Tabla 15:	Periodo, frecuencia y masa participativa full 3d.....	92
Tabla 16:	Fuerza cortante estructura en la base etabsV18 .....	93
Tabla 17:	Fuerza cortante de los muros en la base etabsV18.....	93
Tabla 18:	Piso blando X-X.....	94
Tabla 19:	Piso blando Y-Y.....	95
Tabla 20:	Piso Débil X-X.....	96
Tabla 21:	Piso Débil Y-Y.....	96
Tabla 22:	Masa o peso estructura.....	97
Tabla 23:	Irregularidad de geometría vertical dirección X e Y.....	98
Tabla 24:	Torsión y torsión extrema para la dirección X-X.....	99
Tabla 25:	Torsión y torsión extrema para la dirección Y-Y.....	99
Tabla 26:	Esquinas entrantes en direcciones x-x e y-y. ....	101
Tabla 27:	Discontinuidad de diafragma .....	102
Tabla 28:	Resumen de Irregularidades X-X.....	102
Tabla 29:	Resumen de Irregularidades Y-Y.....	103
Tabla 30:	Resumen parámetros de análisis. ....	104
Tabla 31:	Cálculo del parámetro C. ....	104
Tabla 32:	Derivas dirección X-X .....	106
Tabla 33:	Derivas dirección Y-Y .....	107
Tabla 34:	Cálculo de cortantes.....	109

Tabla 35:	Desplazamientos de entrepiso X-X.....	109
Tabla 36:	Desplazamientos de entrepiso Y-Y.....	110
Tabla 37:	Tabla de periodos traslacional y rotacional.....	112
Tabla 38:	Resumen de parámetros del AMS.....	120
Tabla 39:	Resumen de casos y comparativa para su elección.....	137
Tabla 40:	Desplazamientos laterales máximos X-X. ....	139
Tabla 41:	Desplazamientos laterales máximos de entrepiso Y-Y.....	144
Tabla 42:	Modos de participación modal, periodos y frecuencias.....	148
Tabla 43:	Aceleraciones máximas de entrepiso dirección x-x. ....	149
Tabla 44:	Aceleraciones de entrepiso dirección y-y. ....	151
Tabla 45:	Resumen distorsiones en dirección X-X sin AMS.....	154
Tabla 46:	Resumen distorsiones en dirección Y-Y sin AMS.....	155
Tabla 47:	Comprobación derivas inelásticas con y sin AMS.....	156
Tabla 48:	Ratios de torsión con y sin AMS dirección x-x. ....	160
Tabla 49:	Ratios de torsión con y sin AMS dirección y-y. ....	160
Tabla 50:	Fuerza cortante en x-x e y-y con y sin AMS.....	161
Tabla 51:	Derivas inelásticas de la estructura caso 1, 2. ....	164
Tabla 52:	Derivas inelásticas de la estructura caso 3, 4. ....	165
Tabla 53:	Derivas inelásticas de la estructura caso 5, 6. ....	165
Tabla 54:	Derivas inelásticas de la estructura caso 7, 8. ....	166
Tabla 55:	Derivas inelásticas de la estructura caso 9, 10. ....	166
Tabla 56:	Comparativa con y sin AMS en momentos flectores máximos en vigas del entrepiso 06.....	169
Tabla 57:	Comparativa con y sin AMS en fuerzas cortantes máximos en vigas del entrepiso 06.....	170
Tabla 58:	Comparativa con y sin AMS para fuerza axial en columnas dirección X-X ....	171
Tabla 59:	Comparativa con y sin AMS para fuerza axial en columnas dirección X-X ....	171
Tabla 60:	Comparativa con y sin AMS para fuerza axial en columnas dirección Y-Y ....	172
Tabla 61:	Comparativa con y sin AMS para fuerza axial en columnas dirección Y-Y ....	172
Tabla 62:	Comparativa con y sin AMS para fuerza axial en muros por sismo en X .....	176
Tabla 63:	Comparativa con y sin AMS para fuerza axial en muros por sismo en Y .....	176
Tabla 64:	Comparativa con y sin AMS en momentos flectores máximos en viga del eje B del entrepiso 15	179
Tabla 65:	Comparativa con y sin AMS en fuerzas cortantes máximos en viga del eje B del entrepiso 15	180
Tabla 66:	Comparativa momentos últimos carga de servicio .....	181
Tabla 67:	Fuerza axial con y sin AMS en columnas eje B.....	187
Tabla 68:	Fuerza axial con y sin AMS en muros del eje A por sismo. ....	192

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Proceso de convección en la astenosfera con la litosfera. Tomado de «Ingeniería Sismorresistente», por Muñoz Alejandro, 2022.....	2
Figura 2. Mapa de Zonificación Sísmica del Perú. Tomado de «Norma E.030 (Diseño Sismorresistente)», por Diario El Peruano.....	3
Figura 3. Zonas Sísmicas del Perú. Tomado de «Norma E.030 (Diseño Sismorresistente)», por Diario El Peruano .....	15
Figura 4. Idealización de la estructura abierta de techo de concreto con columnas de tubo de acero. Tomado de «Dinámica estructural», por Chopra Anil. ....	17
Figura 5. Propuesta Comité VISION 2000. Tomada de «ATC-40 Evaluación Sísmica», por ATC-40. 20	20
Figura 6. Desempeño sísmico estructura. Tomada de «ATC-40 Evaluación Sísmica», por ATC-40. 20	20
Figura 7. Desempeño esperado para estructuras básicas. Adaptada de «ATC-40 Evaluación Sísmica», por ATC-40. ....	21
Figura 8. Desempeño esperado para estructuras esenciales. Adaptada de «ATC-40 Evaluación Sísmica», por ATC-40. ....	21
Figura 9. Desempeño esperado para estructuras de seguridad crítica. Adaptada de «ATC-40 Evaluación Sísmica», por ATC-40. ....	21
Figura 10. Acelerograma Sismo 18 de agosto. Tomada de «Registro CISMID estación CENSICO Huancayo», por CISMID,2023.....	22
Figura 11. Esquemmatización de espectro de respuesta. Tomado de «Análisis Sísmico de Edificios», por Aguiar Falconi, 2008.....	22
Figura 12. Sistemas de control estructural. Tomada de «Contribuciones a la evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios Vielma», por J.C. Vielma, 2014. ....	23
Figura 13. Representación de la estructura con TMD y una excitación sísmica. Tomada del artículo «TMD sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones», por J. Oviedo et all., 2006. 25	25
Figura 14. Representación del AMD en el último nivel de la estructura. Tomada de «Contribuciones a la evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios», por J.C. Vielma, 2014. 26	26
Figura 15. Representación del sistema semiactivo. Tomada de «Contribuciones a la evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios», por J.C. Vielma, 2014.....	26
Figura 16. Control activo y pasivo del HMD. Tomada de «Contribuciones a la evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios», por J.C. Vielma, 2014.....	27
Figura 17. Representación de un AMS la superestructura. Tomada de la investigación «Eficiencia de amortiguadores de masa sintonizados en estructuras sismorresistentes», por D. Ambrosini et all., 2004.....	29
Figura 18. Sistema de 1gdl con AMS. Tomada de la investigación «Introducción al control estructural», por J. Connor., 2003.....	30

Figura 19. Sistema de 1gdI con AMS. Tomada de la investigación «Introducción al control estructural», por J. Connor., 2003.....	32
Figura 20. Grafica del movimiento del suelo y la relación de frecuencias. Tomada de la investigación «Introducción al control estructural», por J. Connor., 2003. ....	35
Figura 21. Factor de Amplificación Dinámica para un sistema de 1GDL. Tomada de la investigación «Introducción al control estructural», por J. Connor, 2003. ....	39
Figura 22. Factor de Amplificación Dinámica para el AMS. Tomada de la investigación «Introducción al control estructural», por J. Connor, 2003. ....	40
Figura 23. Relación de amplitudes entre AMS y Sistema Primario. Tomada de la investigación «Introducción al control estructural», por J. Connor, 2003. ....	41
Figura 24. Óptima sintonización de frecuencia del AMS. Tomada de la investigación «Introducción al control estructural», por J. Connor, 2003. ....	41
Figura 25. Óptimo amortiguamiento del AMS. Tomada de la investigación «Introducción al control estructural», por J. Connor, 2003.....	42
Figura 26. Ratios óptimos de amortiguamiento para un AMS. Tomada de la investigación «Introducción al control estructural», por J. Connor, 2003. ....	42
Figura 27. Tabla de relación de masas, frecuencias y amortiguamiento. Tomada de la investigación «Parámetros para estimar los AMS», por F. Sadek et all., 1996. ....	45
Figura 28. Comportamiento a la fuerza Axial de un elastómero. Tomada de la tesis «Control de efectos torsionales», por E. Aliante, 2009.....	47
Figura 29. Comportamiento a la fuerza cortante de un elastómero. Tomada de la tesis «Control de efectos torsionales», por E. Aliante, 2009.....	47
Figura 30. Comportamiento frente a un momento de un elastómero. Tomada de la tesis «Control de efectos torsionales», por E. Aliante, 2009.....	47
Figura 31. Modelo del AMS. Tomada de la tesis «Control de efectos torsionales», por E. Aliante, 2009.....	48
Figura 32. Corte y elevación del modelo AMS. Tomada de la tesis «Control de efectos torsionales», por E. Aliante, 2009.....	49
Figura 33. Planta y elevación del sistema .....	58
Figura 34. Vistas del sistema en el software .....	61
Figura 35. a) Periodo, b) Fuerza y c) Desplazamiento .....	61
Figura 36. Planta y elevación del sistema de 4 niveles .....	62
Figura 37. Vistas del sistema en el software .....	67
Figura 38. a) Periodos, b) Fuerzas y c) Desplazamientos .....	67
Figura 39. Vista en planta y elevación con AMS.....	69
Figura 40. Periodos y frecuencias con AMS.....	70
Figura 41. Planta de distribución sótano 1. ....	73
Figura 42. Planta de distribución – 1° Planta. ....	74
Figura 43. Planta de distribución – 2° planta y típica para software.....	75
Figura 44. Elevación fachada principal.....	76

Figura 45. Planta Estructural – Sótanos. ....	77
Figura 46. Planta Estructural – Entrepisos. ....	78
Figura 47. Planta Estructural – Denominación Columnas. ....	79
Figura 48. Planta Estructural – Denominación Vigas Sótanos.....	81
Figura 49. Planta Estructural – Denominación Vigas Piso Típico. ....	81
Figura 50. Planta Estructural – Denominación Vigas chatas. ....	81
Figura 51. Planta Estructural – Denominación muros estructurales. ....	83
Figura 52. Planta Estructural – Denominación Losas. ....	86
Figura 53. Propiedades del concreto y acero.....	89
Figura 54. Definición de columnas, vigas, losas y muros .....	90
Figura 55. Asignación de cargas a una losa aligerada de 20cm. ....	90
Figura 56. Vistas de modelado de la estructura.....	91
Figura 57. Dimensiones totales y de esquinas entrantes. ....	101
Figura 58. Espectro de Respuesta.....	106
Figura 59. Vista en planta y elevación bloque de concreto AMS. ....	119
Figura 60. Ejes del tipo link. Tomada de «CSI manual reference», por CSI Anaylys Reference Manual, 2019. ....	119
Figura 61. Definición de la losa del bloque de concreto. ....	121
Figura 62. Definición del parámetro, rigidez y amortiguamiento. ....	121
Figura 63. Ubicación del AMS entre ejes A, B y 3, 4 a 1 m. del eje 3.....	122
Figura 64. Máximas derivas inelásticas X-X caso 1. ....	123
Figura 65. Máximas derivas inelásticas Y-Y caso 1. ....	123
Figura 66. Ubicación del AMS entre ejes B, C y 1, 2 a -2.5 m. del eje 2 .....	124
Figura 67. Máximas derivas inelásticas X-X caso 2. ....	124
Figura 68. Máximas derivas inelásticas Y-Y caso 2. ....	125
Figura 69. Ubicación del AMS entre ejes A, B y 3, 4.....	125
Figura 70. Máximas derivas inelásticas X-X caso 3. ....	126
Figura 71. Máximas derivas inelásticas Y-Y caso 3. ....	126
Figura 72. Ubicación del AMS entre ejes C, D y 1, 2.....	127
Figura 73. Máximas derivas inelásticas X-X caso 4. ....	127
Figura 74. Máximas derivas inelásticas Y-Y caso 4. ....	128
Figura 75. Ubicación del AMS entre ejes A, B y 3, 4.....	128
Figura 76. Máximas derivas inelásticas X-X caso 5. ....	129
Figura 77. Máximas derivas inelásticas Y-Y caso 5. ....	129
Figura 78. Ubicación del AMS entre ejes A, B y 1, 2.....	130
Figura 79. Máximas derivas inelásticas X-X caso 6. ....	130

Figura 80.	Máximas derivas inelásticas Y-Y caso 6. ....	131
Figura 81.	Ubicación del AMS entre ejes B, C y 1, 2. ....	131
Figura 82.	Máximas derivas inelásticas X-X caso 7. ....	132
Figura 83.	Máximas derivas inelásticas Y-Y caso 7. ....	132
Figura 84.	Ubicación del AMS entre ejes A, B y 3, 4 a 1 m. paralelo del eje 3.....	133
Figura 85.	Máximas derivas inelásticas X-X caso 8. ....	133
Figura 86.	Máximas derivas inelásticas Y-Y caso 8. ....	134
Figura 87.	Ubicación del AMS encima del ascensor.....	134
Figura 88.	Máximas derivas inelásticas X-X caso 9. ....	135
Figura 89.	Máximas derivas inelásticas Y-Y caso 9. ....	135
Figura 90.	Ubicación de 2 AMS a 1 m del eje 2 y 3. ....	136
Figura 91.	Máximas derivas inelásticas X-X caso 10. ....	136
Figura 92.	Máximas derivas inelásticas Y-Y caso 10. ....	137
Figura 93.	Representación de casos con derivas máximas.....	138
Figura 94.	Representación de incidencia de casos .....	138
Figura 95.	Desplazamientos inelásticos X-X excentricidad positiva. ....	141
Figura 96.	Desplazamientos inelásticos X-X en planta sin AMS excentricidad positiva....	141
Figura 97.	Desplazamientos inelásticos X-X en planta con AMS excentricidad positiva. .	142
Figura 98.	Desplazamientos inelásticos X-X excentricidad negativa .....	142
Figura 99.	Desplazamientos inelásticos en planta X-X sin AMS excentricidad negativa...	143
Figura 100.	Desplazamientos inelásticos X-X en planta con AMS excentricidad negativa..	143
Figura 101.	Desplazamientos inelásticos Y-Y excentricidad positiva .....	145
Figura 102.	Desplazamientos inelásticos en planta sin AMS Y-Y excentricidad positiva....	145
Figura 103.	Desplazamientos inelásticos en planta con AMS Y-Y excentricidad negativa..	146
Figura 104.	Desplazamientos inelásticos Y-Y excentricidad negativa. ....	146
Figura 105.	Desplazamientos inelásticos Y-Y en planta sin AMS excentricidad negativa...	147
Figura 106.	Desplazamientos inelásticos Y-Y en planta con AMS excentricidad negativa..	147
Figura 107.	Aceleraciones de entrepiso X-X excentricidad positiva. ....	150
Figura 108.	Aceleraciones de entrepiso X-X excentricidad negativa.....	150
Figura 109.	Aceleraciones de entrepiso Y-Y excentricidad positiva. ....	151
Figura 110.	Aceleraciones de entrepiso Y-Y excentricidad negativa.....	152
Figura 111.	Derivas inelásticas X-X excentricidad positiva. ....	157
Figura 112.	Derivas inelásticas X-X excentricidad negativa. ....	158
Figura 113.	Derivas inelásticas dirección Y-Y excentricidad positiva. ....	158
Figura 114.	Derivas inelásticas dirección Y-Y excentricidad negativa.....	159

Figura 115. Comparativa fuerza cortante x-x excentricidad positiva.....	162
Figura 116. Comparativa fuerza cortante x-x excentricidad negativa.....	162
Figura 117. Comparativa fuerza cortante y-y excentricidad positiva.....	163
Figura 118. Comparativa fuerza cortante y-y excentricidad negativa.....	163
Figura 119. Ubicación de vigas de la edificación.....	168
Figura 120. Envolvente de DMF (tonf-m) sin AMS viga eje 4.....	168
Figura 121. Envolvente de DMF (tonf-m) con AMS viga eje 4.....	168
Figura 122. Envolvente de DFC (tonf) sin AMS viga eje 4.....	170
Figura 123. Envolvente de DFC (tonf) con AMS viga eje 4.....	170
Figura 124. DFA para caso sismo (tonf) sin AMS en columnas del eje B.....	173
Figura 125. DFA para caso sismo (tonf) con AMS en columnas del eje B.....	174
Figura 126. Codificación de placas mediante “Piers” .....	175
Figura 127. DFA para caso de sismo (tonf) sin AMS muro del eje D .....	177
Figura 128. DFA para caso de sismo (tonf) con AMS en muro del eje A.....	178
Figura 129. Envolvente de DMF sin AMS viga eje B en el piso 15 .....	179
Figura 130. Envolvente de DMF con AMS viga eje B en el piso 15 .....	179
Figura 131. Envolvente de DFC sin AMS viga eje B en el piso 15 .....	180
Figura 132. Envolvente de DFC con AMS viga eje B en el piso 15 .....	180
Figura 133. Combinación de servicio sin AMS viga eje B en el piso 15 .....	180
Figura 134. Combinación de servicio con AMS viga eje B en el piso 15.....	181
Figura 135. Posición eje neutro .....	182
Figura 136. Refuerzo FRP 2 capas .....	185
Figura 137. Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas .....	185
Figura 138. DFA para caso de sismoX sin y con AMS en columnas del eje B .....	188
Figura 139. DFA para caso de sismoY sin y con AMS en columnas del eje B .....	189
Figura 140. DFA para caso de sismoX sin y con AMS muro del eje A.....	190
Figura 141. DFA para caso de sismoY sin y con AMS muro del eje A.....	191

## LISTA DE ANEXOS

Anexo 1:	Planos corte y elevación.....	205
Anexo 2:	Planta arquitectura sótano 2 .....	206
Anexo 3:	Planta arquitectura sótano 1 .....	207
Anexo 4:	Planta de distribución – 1° planta .....	208
Anexo 5:	Planta de distribución – 2° planta .....	209
Anexo 6:	Planta de distribución – 3°,5°,7°,9°,11°,13°,15° planta.....	210
Anexo 7:	Planta de distribución – 4°, 6°, 8°, 10°, 12°, 14° planta.....	211
Anexo 8:	Planta de distribución – Azotea .....	212
Anexo 9:	Especificaciones técnicas estructuras.....	213
Anexo 10:	Plano de estructuras – sótano 01 .....	214
Anexo 11:	Plano de estructuras – sótano 02 .....	215
Anexo 12:	Plano de estructuras – encofrado techo 01 .....	216
Anexo 13:	Plano de estructuras – encofrado techo 02.....	217
Anexo 14:	Plano de estructuras – encofrado techo 03, 05, 07, 09, 11, 13, 15.....	218
Anexo 15:	Plano de estructuras – encofrado techos 04, 06, 08, 10, 12, 14 .....	219
Anexo 16:	Plano de estructuras – encofrado techo azotea.....	220
Anexo 17:	Plano de estructuras - columnas .....	221
Anexo 18:	Plano de estructuras – Vigas .....	222
Anexo 19:	Plano de estructuras - Muros.....	223
Anexo 20:	Plano de estructuras - Cimentación.....	224
Anexo 21:	Detalles, especificaciones de AMS .....	225
Anexo 22:	Diseño de FRP para viga por carga de servicio en MathCad.....	226

## RESUMEN

Este trabajo investigación evaluó la eficiencia del comportamiento estructural, de una edificación de 15 niveles con 2 sótanos, conformado muros de concreto armado en ambas direcciones, ubicado en el distrito de El Tambo, Huancayo. La planta estructural de los sótanos cuenta con un total de 421.92m<sup>2</sup> y la planta típica de los entresijos un total de 373.28m<sup>2</sup>. Ahora bien, para mejorar el comportamiento de la estructura se empleó la metodología de Sadek et al. el cual nos da ciertos lineamientos para el diseño de los amortiguadores de masa sintonizada (AMS); como la sintonización de periodos y frecuencias con las de la estructura, rigideces y amortiguamientos. Además, el óptimo comportamiento de la estructura se verá reflejado en las comparaciones con y sin el uso de AMS en la estructura en los desplazamientos laterales, derivas de entresijo, ratios de torsión, aceleraciones, y fuerzas cortantes en la base que dependerán ciertamente de la ubicación estrategia del AMS en el último nivel de la estructura. Parte del objetivo, data en demostrar estos resultados con el fin de dotar a la estructura seguridad ante una amenaza sísmica. En definitiva, se concluye que la óptima ubicación de AMS en la estructura influye, en la reducción máxima de los desplazamientos laterales, en un 9.23% en la dirección x-x con excentricidad negativa y 2.09% en dirección y-y excentricidad positiva, reducción en las derivas inelásticas máximas en el entresijo 03 en 10.08% para la dirección x-x y para dirección y-y entresijo 02 de 6.88% ambos con excentricidades negativas, aceleraciones en 9.94% en x-x y 6.88% en y-y, ratios de torsión en 0.38% en x-x y en la dirección y-y en 3.07%, fuerza cortante una diferencia máxima de 10.06% en x-x y en y-y de 6.23% excentricidades negativas; y, la reducción en momentos flectores máximos positivos en las vigas, con una reducción de 6%, la reducción en los esfuerzos axiales máximos en columnas de 2.33% en x-x y en y-y, para los muros en 49.24% y 1.57% para sismo x e y respectivamente. De todo lo mencionado, podemos afirmar que esta metodología de AMS debe ser necesariamente una alternativa para tener en cuenta no solo cuando una edificación está construida, sino contemplarla desde la fase de diseño.

**Palabras claves:** amortiguador de masa sintonizada, desplazamientos laterales, derivas de entresijo, ratios de torsión, aceleraciones, fuerzas cortantes.

## ABSTRACT

This research work evaluated the efficiency of the structural behavior of a 15-story building with 2 basements, made up of reinforced concrete walls in both directions, located in the district of El Tambo, Huancayo. The structural plan of the basements has a total of 421.92m<sup>2</sup> and the typical plan of the mezzanines has a total of 373.28m<sup>2</sup>. Now, to improve the behavior of the structure, the methodology of Sadek et al. was used, which gives us certain guidelines for the design of tuned mass dampers (AMS); such as the tuning of periods and frequencies with those of the structure, rigidities and damping. Furthermore, the optimal behavior of the structure will be reflected in the comparisons with and without the use of AMS in the structure in the lateral displacements, mezzanine drifts, torsion ratios, accelerations, and shear forces in the base that will certainly depend on the strategic location of the AMS at the last level of the structure. Part of the objective is to demonstrate these results in order to provide the structure with security against a seismic threat. In short, it is concluded that the optimal location of AMS in the structure influences the maximum reduction of lateral displacements by 9.23% in the x-x direction with negative eccentricity and 2.09% in the y-direction and positive eccentricity, reduction in inelastic drifts. maximum in mezzanine 03 at 10.08% for the x-x direction and for y-y direction mezzanine 02 of 6.88% both with negative eccentricities, accelerations at 9.94% in y-y in 6.88%, shear force a maximum difference of 10.06% in x-x and in y-y of 6.23% negative eccentricities; and, the reduction in maximum positive bending moments in the beams, with a reduction of 6%, the reduction in maximum axial forces in columns of 2.33% in x-x and y-y, for the walls in 49.24% and 1.57% for earthquake x and y respectively. From all of the above, we can affirm that this AMS methodology must necessarily be an alternative to take into account not only when a building is built, but also to consider it from the design phase.

**Keywords:** tuned mass damper, lateral displacements, mezzanine drifts, torque ratios, accelerations, shear forces.

## INTRODUCCIÓN

El diseño sismorresistente cada vez tiene un valor más significativo a nivel mundial, pues las nuevas metodologías para salvaguardar a una estructura y a los ocupantes de una amenaza sísmica, hace que ésta tenga un buen comportamiento en las respuestas dinámicas. Por otro lado, el emplear metodologías como aislamiento sísmico en la base, exige que se conciba desde el diseño; pero, cuando no está contemplado, requerimos otras metodologías, como los amortiguadores de masa sintonizada en edificaciones ya construidas y en sus años de servicio, lo cual brindan una opción a la seguridad estructural. Cabe señalar que, el Perú está ubicado en el cinturón del fuego y que Huancayo presenta fallas y aceleraciones sísmicas hasta 0.35g, lo que nos hace una región activamente sísmica y que necesariamente se opte por un buen diseño desde el anteproyecto, o una alternativa de solución para una respuesta sísmica efectiva.

Planteado esta problemática, la presente investigación tendrá como objetivo reducir los desplazamientos laterales y las respuestas dinámicas ubicando estratégicamente el amortiguador de masa sintonizada en el último nivel de la edificación para así contrarrestar los efectos que un evento sísmico pueda producir. Para llevar a cabo este objetivo, se tiene fuentes como artículos científicos y tesis nacionales e internacionales relacionados a respuestas sísmicas de edificaciones y aplicaciones de aisladores activos, pasivos e híbridos con el fin de dotar de un comportamiento dúctil a los elementos estructurales de la estructura y así también salvaguardar la vida de sus ocupantes.

En la presente investigación se abordarán 4 capítulos. Para empezar, el capítulo I constará del planteamiento del problema, objetivos, justificaciones, hipótesis y las variables. Seguidamente, en el capítulo II abarcaremos todo lo relacionado al tema del marco teórico. Por otro lado, el capítulo III constará de la metodología de la investigación. Finalmente, en el capítulo IV se abarcará análisis y discusión de los resultados.

# **CAPÍTULO I**

## **PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO**

### **1.1. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

#### **1.1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

Últimamente, en el mundo la actividad sísmica se está dando con más frecuencia y a mayores magnitudes, lo cual conlleva desastres reflejados en destrucción y muertes humanas. Un caso reciente sucedió el pasado 7 de febrero del 2023, en el cual se suscitó un terremoto en el territorio de Turquía y Siria de 6.4 y 5.8 grados de magnitud simultáneamente, superando más de 49 mil muertos. Motivo por el cual, alertó a las autoridades correspondientes a evaluar las razones de los derrumbes que conllevaron a los colapsos parciales y totales de las edificaciones y muerte de los ocupantes (1). Por otro lado, la situación del continente de América es alarmante debido al gran silencio sísmico. Esto se debe a que no ha habido una ocurrencia de sismos de gran magnitud, los cuales son cíclicos. Como resultado, el periodo de retorno de estos sismos es mayor, lo que significa que la magnitud del sismo será mayor cuando finalmente ocurra. (2). Ahora bien; según el Instituto Geofísico del Perú (IGP), se entiende por silencio sísmico a la baja ocurrencia de un sismo en zonas que constantemente son catalogadas de sismicidad baja o alta y su ocurrencia es nula, lo que hace suponer que al no presentarse eventos sísmicos se esperarían un terremoto de importante magnitud. Cabe señalar que estas zonas las cuales presentan el silencio sísmico son catalogadas como brechas o ventanas sísmicas, pues son fuentes de gran almacenaje de energía o calor. Los registros sísmicos de gran magnitud tienden a concentrarse en las zonas cercanas a los bordes de las placas tectónicas ya que en estas regiones es donde se produce la interacción más

intensa entre las placas, lo que puede llevar a la acumulación de estrés y a la liberación repentina de energía en forma de terremotos de gran magnitud. (3).

Por otra parte; según la Sociedad Geológica del Perú (SGP), el Perú se destaca a nivel global por su alta predisposición a experimentar eventos sísmicos significativos. Esto se debe a que se encuentra ubicado en el Cinturón del Fuego del Pacífico, una zona donde la liberación de energía acumulada, mayoritariamente originada por los movimientos subterráneos del manto terrestre, es sumamente intensa, superando el 85% del total (4). Ahora bien; la teoría de la tectónica de placas puede reflejar el comportamiento sísmico que sucede en el litoral peruano ya que al presentar alto silencio sísmico la astenosfera y litosfera están variando su comportamiento drásticamente. La astenosfera por alcanzar elevadas temperaturas se encuentra en un estado de semifusión con la litosfera, el cual una porción de esta capa se expande y logra pasar la capa de la litosfera de más de 100km de espesor, motivo por el cual arrastra cierta porción de litosfera denominada placa tectónica, que conduce a una dispersión horizontal con velocidades de 1 a 6cm anualmente, el cual es la razón y causal de la gran mayoría de movimientos sísmicos y terremotos en el Perú y el mundo. (5)

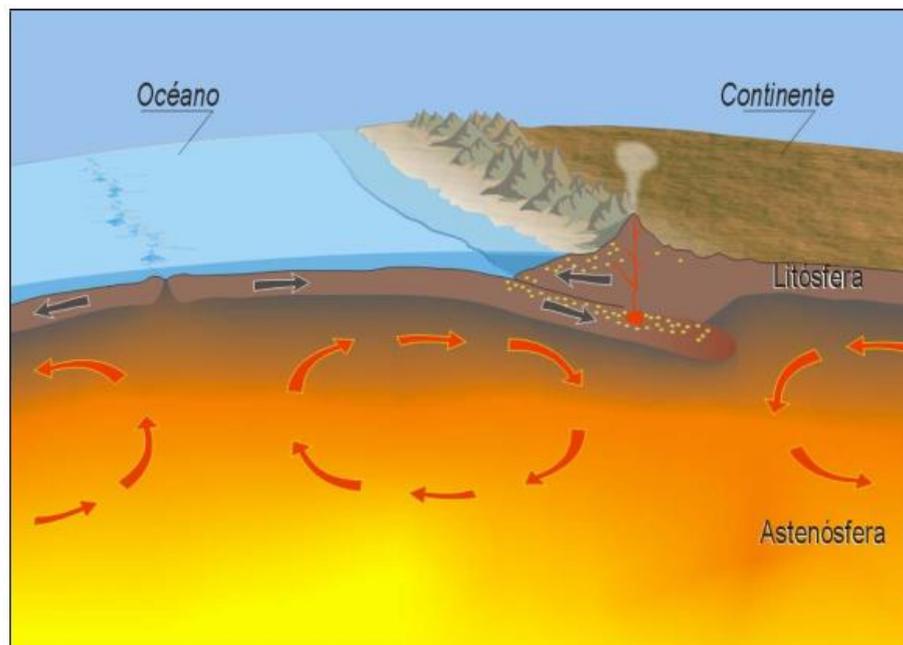


Figura 1. Proceso de convección en la astenosfera con la litosfera. Tomado de «Ingeniería Sismorresistente», por Muñoz Alejandro, 2022.

El occidente del Perú localizado en el borde de las placas tectónicas Nazca y Sudamericana, los cuales están siendo afectados por la alta subducción de la plaza Nazca en la Sudamericana, que son la fuente de los frecuentes sismos que ocurrieron en el Perú (6). Ahora, la ocurrencia de estos sismos generó que se evalué sus

características, encontrándose repetitivas magnitudes y áreas de ruptura de similar procedencia con periodos de retorno de 100 y 150 años (7). Sin embargo, en el Perú aún el sistema de prevención a nivel norte y centro del país es deficiente, pues los registros sísmicos reflejan que en los últimos 20 años no ocurrió sismos de magnitudes mayores a 8 lo cual hace deducir que el proceso de subducción que se da entre las placas Nazca y Sudamericana este deslizando hacia otras direcciones o bien, simplemente se dé una acumulación de energía que conllevará un evento sísmico de alta magnitud en los próximos años (8). Además, cabe recalcar que en el ítem 2.1 del capítulo 2 de la norma E.030, el Perú está zonificado sísmicamente para guiar procesos de diseño estructural y asegurar la seguridad de las construcciones frente a eventos sísmicos. Estas zonas se encuentran catalogadas como: zona 1, zona 2, zona 3 y zona 4 como se muestra en la siguiente figura (9).



FIGURA N° 1. ZONAS SÍSMICAS

Figura 2. Mapa de Zonificación Sísmica del Perú. Tomado de «Norma E.030 (Diseño Sismorresistente)», por Diario El Peruano.

No obstante, el departamento de Junín en el Perú debido a su ubicación presenta la Falla del Huaytapallana, el cual es calificado como una falla sísmicamente activa, basado en la cartografía de la Neotectónica Nacional, cuya última liberación de energía fue en el año 1969 (10). Así mismo, la región de Huancayo tiene una población de 545,615 habitantes al 2022 y se encuentra en gran porcentaje de crecimiento poblacional anual de 1.8% lo que hace suponer que muchas familias huancaínas sientan

la necesidad de tener un lugar donde vivir (11). Debido a esto, el crecimiento de las construcciones de edificaciones multifamiliares es más frecuentes en Huancayo Metropolitano (Huancayo, Tambo y Chilca), las cuales son diseñados en base a la Normativa E.030 (Diseño Sismorresistente) el cual menciona que, Huancayo está en zona sísmica 3 catalogada como alta. Además, cabe recalcar, que este diseño es para asegurar un buen comportamiento de la edificación. Ahora bien, el sustento metodológico del diseño sismorresistente hace que las estructuras no lleguen al colapso; sino que, los elementos estructurales que lo componen; incursionen en un rango inelástico, para así generar una seguridad a los ocupantes de evacuar sus viviendas antes que la edificación llegue al colapso. Hoy en día, para dar una mejor seguridad al diseño de una edificación se incorporó sistemas que ayuden a aislar la estructura del suelo o en efecto poner sistemas dentro de las edificaciones, las cuales son efectivas, pero malogran la arquitectura de esta.

Hasta el año 2019, en Perú no había una normativa de aislamiento sísmico netamente aplicado a estructuras peruanas que guíe los diseños estructurales con estos sistemas, los cuales son favorables ante un evento sísmico. Sin embargo, el 6 de noviembre del 2019 se publicó la Normativa Técnica Peruana (E.031 Aislamiento Sísmico), que respalda y guía el proceso de diseño en las edificaciones mediante aisladores sísmicos (12). Además, es indispensable aplicarlas obligatoriamente en edificaciones de la categoría esencial (hospitales, colegios, etc.) y opcionales en las categorías importantes, comunes y temporales (viviendas, oficinas, hoteles, etc.) estipulados según la Norma E.030 (9). Es necesario mencionar; que, hasta la fecha, en la ciudad de Huancayo no se tiene registro de ninguna vivienda multifamiliar construida con el uso de aisladores sísmicos.

Por otro lado, en los últimos años en base a los desastrosos acontecimientos a causa de los terremotos ocurridos, se implementaron nuevas metodologías que ayudan a las estructuras que se encuentran en fase de anteproyecto o ya construidas, para mejorar su comportamiento frente a los eventos sísmicos, generando buenos resultados en la dinámica estructural y frente a los desplazamientos laterales. Una metodología olvidada; pero, la cual es efectiva, segura y accesible es la de Amortiguadores de Masa Sintonizada (AMS) o conocida internacionalmente por sus siglas (TMD – Tuned Mass Dumper) el cual se basa en incorporar una masa adicional al edificio que tenga una relación entre su propia frecuencia y la del edificio para reducir los desplazamientos laterales de la estructura.

En el contexto peruano, no tenemos ninguna edificación que cuente con el sistema de amortiguadores de masa sintonizada (AMS). Esta ausencia se deriva en gran medida del desconocimiento generalizado sobre la aplicabilidad y eficacia de los AMS, así como de la limitada disponibilidad de información al respecto. Como resultado, la falta de esta tecnología puede tener un impacto significativo en la capacidad de una estructura para resistir eventos catastróficos, como terremotos.

Esta brecha en la utilización de los AMS se vuelve particularmente relevante cuando se considera la vulnerabilidad de las estructuras multifamiliares ya existentes en el país. Muchas de estas edificaciones carecen de las medidas de seguridad necesarias para afrontar condiciones sísmicas adversas, dejándolas expuestas a los peligros que podrían ser desencadenados por un movimiento telúrico. En este sentido, la imperativa necesidad de considerar la seguridad sísmica se vuelve evidente al concebir cualquier proyecto de construcción. Además, es esencial que la planificación y ejecución de nuevas edificaciones en el país incorporen, en la medida de lo posible, un enfoque proactivo hacia la seguridad sísmica. Esto implica someter los diseños a diversas cargas y fuerzas externas para garantizar su robustez y resistencia. A su vez, es crucial abordar el desafío de mejorar el rendimiento de las edificaciones ya existentes, lo que podría lograrse mediante la integración de sistemas de AMS en estas estructuras. Esta estrategia no solo podría mejorar su capacidad para enfrentar eventos sísmicos, sino que también contribuiría a la confianza y tranquilidad de los habitantes en sus hogares.

Ante esta problemática, mediante esta investigación se desarrollará la aplicación del uso amortiguadores de masa sintonizada (AMS) para controlar los desplazamientos laterales de una edificación de 15 niveles y 2 sótanos en el distrito de El Tambo – Huancayo, el cual podrá servir como guía para futuros proyectos de esta ciudad que quieran proveer seguridad con el control a la respuesta dinámica de la estructura y presente un buen comportamiento frente a un evento sísmico.

## **1.1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

### **1.1.2.1. PROBLEMA GENERAL**

¿Cuál es el porcentaje de reducción de la respuesta dinámica sísmica en una edificación de 15 niveles con 2 sótanos en El Tambo-Huancayo empleando amortiguadores de masa sintonizada?

### **1.1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS**

- ¿Cuáles son los desplazamientos laterales utilizando amortiguadores de masa sintonizada de la edificación de 15 pisos con 2 sótanos en El Tambo-Huancayo?
- ¿Cuál es la diferencia representada en porcentaje de influencia a la respuesta dinámica sísmica de la edificación de 15 pisos con 2 sótanos en El Tambo-Huancayo utilizando los amortiguadores de masa sintonizada y sin utilizarlo?
- ¿Cómo influye la ubicación en el último nivel de los amortiguadores de masa sintonizada en la reducción de las respuestas dinámicas sísmicas de la edificación de 15 pisos con 2 sótanos en El Tambo-Huancayo?

## **1.2. OBJETIVOS**

### **1.2.1. OBJETIVO GENERAL**

Determinar el porcentaje de reducción de la respuesta dinámica sísmica en una edificación de 15 pisos con 2 sótanos en El Tambo-Huancayo mediante el uso amortiguadores de masa sintonizada.

### **1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Determinar los desplazamientos laterales utilizando amortiguadores de masa sintonizada de la edificación de 15 pisos con 2 sótanos en El Tambo-Huancayo.
- Determinar la diferencia representada en porcentaje de influencia a la respuesta dinámica sísmica de la edificación de 15 pisos con 2 sótanos en El Tambo-Huancayo utilizando los amortiguadores de masa sintonizada y sin utilizarlo.
- Demostrar la influencia de la ubicación en el último nivel de los amortiguadores de masa sintonizada en la reducción de las respuestas dinámicas sísmica de la edificación de 15 pisos con 2 sótanos en El Tambo-Huancayo.

## **1.3. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA**

### **1.3.1. JUSTIFICACIÓN**

#### **1.3.1.1. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA**

Ante los efectos perjudiciales que pueden surgir como resultado de un evento sísmico, especialmente en regiones con una actividad sísmica significativa, como es el caso de la edificación ubicada en la zona de Huancayo Metropolitano – El Tambo (Zona 3), la necesidad urgente de enfrentar los efectos dañinos de los terremotos se hace evidente. La propuesta de aplicar amortiguadores de masa sintonizada en el último nivel de la edificación surge como una solución concreta y práctica. Estos dispositivos, al ser ubicados estratégicamente, tienen la capacidad

de contrarrestar las vibraciones sísmicas y mejorar el comportamiento estructural al reducir los desplazamientos laterales. Esta medida se basa en la necesidad de un enfoque efectivo para abordar los riesgos sísmicos específicos de la zona, buscando resultados mensurables en términos de seguridad y resistencia de la estructura ante eventos sísmicos.

### **1.3.1.2. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA**

A través de un riguroso procesamiento de datos que involucra tanto el análisis como la verificación de los resultados, se evalúa enfoques analíticos en varias etapas. Primero, se realiza una revisión exhaustiva de la literatura para establecer una base de conocimiento sólida sobre AMS, considerando tanto su teoría fundamental como su aplicación práctica en contextos sísmicos y de vibración. Luego, se analizan detalladamente las características estructurales de la edificación en estudio mediante herramientas de modelado computacional, como Etabs, evaluando sus modos de vibración, frecuencias naturales y respuesta a cargas sísmicas. La investigación avanza diseñando y dimensionando el sistema de AMS específico para la edificación, considerando parámetros como la frecuencia de resonancia y los coeficientes de amortiguamiento, utilizando teorías de dinámica estructural y análisis modal. Además, se llevan a cabo simulaciones numéricas detalladas para prever el comportamiento de los AMS ante distintos escenarios sísmicos. La comparación entre los resultados de las simulaciones numéricas y predicciones teóricas valida la eficacia de los AMS en el control de desplazamientos laterales.

### **1.3.1.3. JUSTIFICACIÓN SOCIAL**

El impacto del sismo que sacudió Pisco en el año 2007 (13), ha dejado una profunda impresión en la comunidad que reside en el proyecto bajo análisis y en sus alrededores. Este evento sísmico genera una importante reflexión social, motivando a las personas a considerar la seguridad como una prioridad fundamental. Es ante este escenario, que surge la necesidad de salvaguardar las vidas humanas y asegurar una respuesta dinámica sísmica óptima en las estructuras. Por lo cual, el presente trabajo de investigación sobre amortiguadores de masa sintonizada se encuentra intrínsecamente enraizado en esta reflexión social. Su objetivo es abordar las inquietudes de la comunidad y responder a la necesidad compartida de contar con edificaciones que ofrezcan un nivel superior de protección ante los riesgos sísmicos. La implementación de sistemas de amortiguación de masa sintonizada no solo representa una medida técnica, sino

también un compromiso social para garantizar la seguridad y el bienestar de los habitantes.

### **1.3.2. IMPORTANCIA**

El aporte del análisis y determinación de emplear amortiguadores de masa sintonizada para controlar los desplazamientos laterales, las respuestas dinámicas frente a eventos sísmicos son una buena alternativa de solución para edificaciones ya existentes ubicadas en zonas con alta actividad sísmica. El emplearlas altera el costo mínimamente en el área estructural, pero sus resultados son efectivos pues las refacciones o reforzamientos estructurales que se le darán a la estructura post evento sísmico serán altamente grandes comparados a la incorporación del AMS. Estos lineamientos hacen que el presente trabajo de investigación mediante la correcta ubicación del AMS y sus resultados frente a los lineamientos de la norma E.030 para diseño sismorresistente hacen que sea una opción que se puede incorporar dentro de las nuevas doctrinas estructurales y sismológicas con el fin de salvaguardar el comportamiento de las estructuras y sobre todo las vidas humanas.

### **1.4. LIMITACIONES**

En cuanto a la extracción de contenido de la estructura, se cuenta con todos los planos arquitectónicos en formato CAD, pero para la especialidad de estructuras, sólo los encofrados de techos, detalles de columnas, vigas, placas y cimentación en formato CAD. Además, se cuenta con los informes de análisis y diseño estructural, especificaciones técnicas y mecánica de suelos los cuales nos sirven para corroborar nuestro diseño.

Ahora, el concepto de irregularidad para la estructura no lo definimos y/o escogemos, puesto que, la estructura en análisis ya está construida y tenemos que adaptarnos a los análisis por irregularidad en caso la estructura cuente con éstas, guiándonos en base al artículo 20 de la norma E.030.

En cuanto a la directriz de la norma E.030, es importante destacar que no proporciona una orientación específica sobre cómo llevar a cabo la planificación o la metodología del proceso que sigue en la presente investigación. Por lo tanto, resulta beneficioso considerar la utilización de pautas de diseño y medidas de referencia reconocidas a nivel internacional como la norma FEMA 356 y las metodologías como la de SADEK et. all, para el análisis y diseño del AMS.

## **1.5. HIPÓTESIS Y DESCRIPCIÓN DE VARIABLES**

### **1.5.1. HIPÓTESIS**

#### **1.5.1.1. HIPÓTESIS GENERAL**

La respuesta dinámica sísmica de la edificación de 15 pisos con 2 sótanos mediante la correcta ubicación de los amortiguadores de masa sintonizada en el último nivel garantiza la reducción de los desplazamientos laterales de la estructura, al ser analizada con el software EtabsV18.

#### **1.5.1.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS**

- Los desplazamientos laterales inelásticos de la edificación de 15 pisos con 2 sótanos ubicado en El Tambo - Huancayo se reducen notablemente, mediante el uso de amortiguadores de masa sintonizada.
- La diferencia entre el uso y no uso de amortiguadores de masa sintonizada reflejan que hay una variación significativa, pues usar AMS presenta una mejor respuesta dinámica de la edificación de 15 pisos con 2 sótanos frente un evento sísmico.
- La ubicación de los amortiguadores de masa sintonizada en el último nivel varía respecto a la ubicación del centroide de la estructura pues es determinante en porcentajes de masa participativa y el control de los desplazamientos verificando las derivas de acuerdo con el sistema estructural.

### **1.5.2. DESCRIPCIÓN DE VARIABLES**

#### **1.5.2.1. VARIABLE INDEPENDIENTE**

La variable independiente amortiguador de masa sintonizada, se operacionaliza con las siguientes dimensiones:

- Rigidez
- Masa
- Amortiguamiento

#### **1.5.2.2. VARIABLE DEPENDIENTE**

La variable dependiente respuesta dinámica sísmica, se operacionaliza con las siguientes dimensiones:

- Periodo Fundamental de Vibración
- Porcentaje de masa participativa
- Desplazamientos laterales

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA**

##### **2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES**

- a. El artículo científico titulado “amortiguadores de masa sintonizada: una revisión general”, se hace un enfoque a todos los tipos de amortiguadores de masa sintonizada (AMS) como el pasivo que no necesita de energía pues son independientes en su funcionamiento y efectivos ya que al incorporarlo simula y acoge la energía de un sismo reflejándolo como comportamiento inelástico a la estructura para que esta no sufra daños en los elementos estructurales. La segunda son los amortiguadores activos que requieren de una gran fuente de energía el cual ante un evento sísmico es peligroso pues son vulnerables a los cortes en el servicio eléctrico el cual dejaría sin efecto este mecanismo. Además, los sistemas son buenos ante la respuesta dinámica de la estructura pues disipan la energía por medio de actuadores a través de sensores, pero también pueden volverse inestables ya que podrían introducir esta energía en forma de cinética a la estructura. El tercero, es el sistema semiactivo la cual a diferencia de los activos estos entran en funcionamiento por un pequeño aporte de energía como el de las baterías o circuitos eléctricos caseros el cual hace que este sistema absorba la energía, pero no podría proporcionarle esta energía a la estructura. Por último, el sistema híbrido que es una combinación de los amortiguadores pasivos y activos los cuales se comportan en conjunto mientras que los pasivos controlan la reducción a la respuesta dinámica, el activo controla aún más los desplazamientos, las frecuencias y aceleración logrando eficiente la estructura frente a sollicitaciones sísmicas. Finalmente, se concluye que estos tipos de AMS son efectivos de acuerdo con el tipo de uso y a la efectividad representada en costos que se le dará

pues tienen alta eficiencia respecto al mejor desempeño frente a eventos sísmicos (14).

- b. En el artículo científico titulado “análisis de un amortiguador de masa sintonizado óptimo en estructuras asimétricas no lineales”, se plantearon dos criterios de optimización para determinar la óptima ubicación del amortiguador de masa sintonizada en la estructura asimétrica de un piso con tres ejes con comportamiento no lineal. El primer criterio constaba de realizar un balance entre los tres ejes uniformemente para disipar la energía producto del comportamiento no lineal de la estructura mientras que el segundo criterio trataba de proponer un daño a la estructura y tratar de minimizarlo relacionando la disipación de la energía por medio de un comportamiento no lineal con el coeficiente de relación entre la rotación y desplazamiento de la estructura en planta para lograr un balance torsional. Finalmente, se concluyó que producto de estos criterios se deduce que la óptima posición del amortiguador de masa sintonizada se ubicara en el borde pues al no tener este sistema la estructura presenta una mayor deformación pues sus elementos estructurales no incursionan efectivamente dentro del rango inelástico. Además, para el segundo criterio se logra apreciar que la relación entre desplazamiento y rotación es nula y logra un buen balance torsional lo cual hace efectivo el implemento de los amortiguadores de masa sintonizada como medio de disipación de energía histerética y control de desplazamientos laterales (15).
- c. En la tesis titulada “Efectos de los amortiguadores de masa sintonizada en la respuesta sísmica de estructuras de la ciudad de México”, se plantea utilizar amortiguadores de masa sísmica especialmente del tipo péndulo en dos sistemas estructurales de 11 y 17 niveles de un grado de libertad y varios grados de libertad para controlar los desplazamientos laterales debido a excitaciones sísmicas de los registros sísmicos en la Ciudad de México. Finalmente, se concluyó que este sistema tipo péndulo mejoró significativamente los desplazamientos máximos en 5, 10 y 20% en relación a las masas, pero es necesario recalcar que estos comportamientos dependerán mucho de las longitudes que se tienen pues entre 1 a 1.3 metros no reflejaban un efecto ante las respuestas sísmicas de periodos mayores a 2.5 segundos, mientras que longitudes menores entre 20 a 45 centímetros reflejaban una disminución en los desplazamientos máximos de la estructura con los mismos periodos (16).

### **2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES**

- a. En la tesis de pregrado titulada “Mejora de la respuesta dinámica de edificaciones usando amortiguadores de masa sintonizada”, se tuvo como objetivo el análisis y

comparación de estructuras con y sin amortiguadores de masa sintonizada de 1, 5 y 10 grados de libertad a las cuales se le adicionó pequeñas masas en el último nivel de la estructura, ya que se tenían ciertas características que son definidas por los modos del periodo fundamental de la estructura principal para sismos ocurridos en 1996, 1970 y 1974. Además, se obtuvo óptimos desempeños pues presentaban gran disminución de desplazamientos laterales y fuerzas cortantes los cuales sirvieron como referencia de modelos para el análisis del edificio principal del Aeropuerto Internacional Jorge Chávez y el edificio Camino Real aplicando las mismas condiciones y observándose los mismos resultados esperados para sismos ya mencionados. Finalmente, plantea como conclusión que para sistemas de un grado de libertad se obtiene reducciones entre 50% y 80% en desplazamientos y para sistemas de muchos grados de libertad entre 40% y 60%. Además, para la Torre Jorge Chávez se obtuvo reducción entre 12% y 40% para desplazamientos y entre 5% y 60% para cortantes basales pues mientras menos alejado se encontraba la ubicación del AMS frente al centro de rigidez (CR) y centro de masa (CM) influía positivamente en el desempeño. Lo cual, fue diferente en el edificio Camino Real el cual mientras más alejado el AMS del CR y CM se encontraba, mejor era su desempeño reflejando una reducción entre 7% y 60% para desplazamientos laterales y entre 5% y 60% para fuerzas cortantes (17).

- b. En la tesis de pregrado titulado “Mejoramiento de la respuesta dinámica en un edificio de 26 niveles incorporando amortiguadores de masa sintonizada en Jesús María”, se planteó mejorar la respuesta dinámica de un edificio de 26 niveles ubicado en el distrito de Jesús María en Lima-Perú, el cual mediante los parámetros del AMS se realizó una configuración estructural en el software ETABS V2018 para hacer una comparativa costo-beneficio de la implementación de AMS en la parte ultima de la edificación frente a la respuesta dinámica ante un evento sísmico. Finalmente, se concluyó que se observó una gran mejora en la respuesta dinámica del edificio, pues al incorporar el AMS utilizando el primer periodo de vibración en la relación de masa y amortiguamiento redujo considerablemente las derivas de entrepiso del primer nivel en 1.92% hasta el último nivel en 3.86% para la dirección X y para la dirección Y se redujo desde 2.96% hasta 3.68%, en cuanto a los desplazamientos laterales la reducción fue del 3.86% en la dirección X y 3.08% para la dirección Y, y la reducción que se dio en la fuerza cortante fue del 1.29% en la dirección X y 1.73% en la dirección Y. Por último, la relación costo-beneficio confirma que la aplicación de AMS en la estructura no genera mucha alteración en el presupuesto original pues este sólo representa el 1% del costo total basado solamente en estructuras (18).

- c. En la tesis de pregrado titulado, “Control de desplazamientos laterales mediante el uso de amortiguadores de masa sintonizada – caso edificio surquillo en lima en el 2018”, se planteó controlar desplazamientos laterales, evitar pérdida de rigidez y resistencia de los elementos estructurales producto de un evento sísmico de un edificio multifamiliar de 15 niveles y 3 sótanos con antigüedad de 20 años empleando la norma vigente “Diseño Sismorresistente 2018”. Finalmente, se concluyó que se evidencia reducciones de hasta 21.5% en los desplazamientos laterales, entre un 31% para las aceleraciones de piso, 20.8% para las fuerzas cortantes, 30% en las fuerzas axiales para las placas y considerables reducciones en cada deriva de entrepiso. Mientras que para los periodos fundamentales se presenció un aumento de hasta 38% comparado con el edificio sin la aplicación del AMS en el último nivel. Estos porcentajes reflejan que los elementos estructurales del edificio tengan baja influencia en la incursión dentro del rango inelástico el cual es eficiente pues frente a un evento sísmico se busca la estabilidad y seguridad de los ocupantes (19).

## **2.2. BASES TEÓRICAS**

### **2.2.1. FILOSOFÍA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE**

#### **2.2.1.1. TEORIA SISMORRESISTENTE**

El término Sismorresistente se remonta a una rama de la ingeniería que a lo largo de los años y desde su aplicación logró significativos resultados a favor de seguridad en las obras civiles ante eventos sísmicos. Dado que, su objetivo principal es el de brindar adecuada estabilidad y respuesta sísmica de las estructuras su desarrollo se va mejorando conforme pasan los años y se van adaptando nuevas metodologías de estudio que favorecen a nivel de minimización de daños y costos de diseño. Para lo cual se desarrollaron ciertas normas en cada país basados a los registros sísmicos a lo largo de los años para estimar la demanda y respuesta sísmica que aseguren a las edificaciones rígidamente basado en su localización, sistema estructural empleado y la categoría. (20)

#### **2.2.1.2. ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS**

El análisis sísmico se presenta como una metodología esencial para valorar la reacción de las estructuras frente a las cargas sísmicas, asegurando su integridad en situaciones de terremoto. Esta metodología se fundamenta en un enfoque probabilístico, orientándose hacia dos aspectos fundamentales: la identificación precisa de las fuerzas sísmicas que impactan sobre la estructura y la evaluación exhaustiva de su respuesta ante dichas fuerzas. Esta evaluación puede realizarse

mediante dos enfoques principales: el análisis estático, que considera las cargas sísmicas como fuerzas equivalentes aplicadas estáticamente, y el análisis dinámico, que explora la respuesta dinámica de la estructura a las variaciones temporales de las fuerzas sísmicas. Ambos enfoques son herramientas esenciales para garantizar la seguridad y resistencia sísmica de las estructuras (21).

#### a. Análisis estático

Este análisis generalmente se utiliza para estructuras regulares y sencillas, donde el comportamiento dinámico detallado puede no ser necesario para alcanzar un nivel adecuado de seguridad sísmica. Además, se basa en la asignación de coeficientes sísmicos como: Z (zonificación), U (uso de la edificación), S (perfil de suelo), R (coeficiente de reducción) y C (factor de amplificación sísmica) a las masas de la estructura. Estos coeficientes sísmicos se utilizan para calcular las fuerzas sísmicas equivalentes que afectarían la estructura (21). Sin embargo, es importante señalar que este análisis tiene sus limitaciones y puede no capturar completamente todos los aspectos del comportamiento sísmico de una estructura.

$$\text{Fuerza Cortante en la base: } V = \frac{ZUCS}{R} x P \quad (2.2.1)$$

Donde:

Z: Factor de zonificación

U: Factor de Uso de la Edificación

C: Factor de Amplificación Sísmica

S: Factor variable de acuerdo con el tipo de suelo

R: Coeficiente de reducción dependiendo al sistema estructural

P: Peso de la estructura

#### • Parámetros del análisis estático

- **Zonificación:** El Perú se encuentra dividido en 4 zonas importantes, las cuales son clasificaciones por el nivel de sismicidad y el epicentro. A nivel específico, la delimitación de las zonas se encuentra detallados en el ANEXO II de la norma E.030 (Diseño Sismorresistente).

Zonas Sísmicas del Perú	
<b>Zona 4</b>	<b>0.45</b>
<b>Zona 3</b>	<b>0.35</b>
<b>Zona 2</b>	<b>0.25</b>
<b>Zona 1</b>	<b>0.10</b>

Figura 3. Zonas Sísmicas del Perú. Tomado de «Norma E.030 (Diseño Sismorresistente)», por Diario El Peruano

- **Uso de la edificación:** La norma hace mención que existen 4 categorías a nivel de estructuras que tienen un factor las cuales viene catalogadas como: A-Edificaciones esenciales factor 1.5, B-Edificaciones importantes factor 1.3, C-Edificaciones comunes factor 1.0 y D-Edificaciones temporales factor a criterio del proyectista.
- **Amplificación sísmica:** Se relaciona las características de los perfiles del suelo y la zonificación para determinar los periodos fundamentales (TP Y TL) los cuales calcularan el factor de amplificación sísmica (21).

$$\begin{aligned}
 T < T_p & \qquad C = 2.5 \\
 T_p < T < T_p & \qquad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\
 T > T_L & \qquad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T}\right)
 \end{aligned}$$

Donde:

C: Factor de Amplificación Sísmica

- **Perfiles del suelo:** Se clasifican en 5 tipos que vienen en un orden de importancia de acuerdo con su ubicación donde S4 es un suelo pésimo con condiciones desfavorables y S0 con excelentes condiciones del suelo, éstas son: Roca dura (S0), Roca o suelos muy rígidos (S1), Suelos intermedios (S2), Suelos blandos (S3) y Condiciones excepcionales (S4).

- **Coefficiente de Reducción:** Este coeficiente viene definido por el sistema estructural a utilizar en el diseño los cuales pueden ser:
  - a. **Estructuras de concreto armado:** (pórticos coeficiente 8, muros estructurales coeficiente 6, dual coeficiente 7 y edificaciones de muros de ductilidad limitada coeficiente 4).
  - b. **Estructuras de acero:** (Pórticos especiales resistentes a momentos de coeficiente 8, pórticos intermedios de coeficiente 5, ordinarios de coeficiente 4, pórticos especiales concéntricamente arriostrados de coeficiente 7, pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados de coeficiente 4 y pórticos excéntricamente arriostrados de coeficiente 8).
  - c. **Estructuras de albañilería:** de coeficiente 3.
  - d. **Estructuras de madera:** de coeficiente 7, solo para esfuerzos admisibles.
  - e. **Estructuras de tierra.**

#### **b. Análisis dinámico modal espectral**

Por otro lado, un análisis dinámico modal espectral representa un enfoque más sofisticado, ya que evalúa tanto las propiedades de inercia como las de amortiguación de una estructura. Ahora bien, este método se basa en los modos de vibración característicos de la estructura y establece una conexión con el espectro de diseño sísmico; ya que, en lugar de simplificar las fuerzas sísmicas en un solo conjunto de cargas, este método considera las respuestas vibratorias únicas de la estructura a diferentes frecuencias y se relaciona con las características específicas del terremoto esperado. (21).

### **2.2.2. DINÁMICA ESTRUCTURAL**

Se encarga de clasificar las características importantes de los elementos estructurales y su comportamiento frente a cargas dinámicas (personas, viento, sismos, etc.) pues establece parámetros relacionados a su frecuencia natural y al factor de amortiguamiento (22).

#### **2.2.2.1. CARACTERÍSTICAS DE LA DINÁMICA ESTRUCTURAL**

##### **a. Estructuras Simples**

Son edificios o estructuras que tienen una configuración regular y geométrica sencilla pues son más fáciles de analizar y diseñar en términos de su respuesta ante cargas sísmicas ya que su comportamiento es más predecible y su análisis se puede

simplificar. Dado que, estas estructuras tienden a responder de manera más uniforme a las fuerzas sísmicas, es más fácil garantizar su seguridad y cumplimiento de las normativas técnicas de edificaciones. Un ejemplo ilustrativo se muestra en la siguiente figura el cual es una estructura de techo abierto construida con concreto pesado ( $m$ ) que, debido a su alta rigidez ( $k$ ), es soportada por columnas de acero huecas. Estas columnas, al carecer de masa significativa, confieren flexibilidad en la dirección lateral ( $u$ ) a toda la estructura (23).

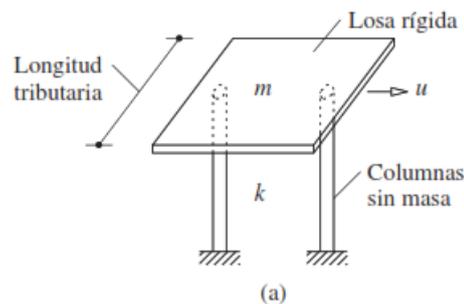


Figura 4. Idealización de la estructura abierta de techo de concreto con columnas de tubo de acero. Tomado de «Dinámica estructural», por Chopra Anil.

- **Sistemas de 1 grado de libertad (GDL)**

Un grado de libertad (gdl) es un concepto utilizado para describir la cantidad de direcciones independientes en las cuales un sistema puede moverse. En base a esta premisa, un sistema de un gdl implica que la estructura o componente en cuestión puede moverse en una única dirección. (23).

- **Sistemas de varios grados de libertad (VGDL)**

Es la cantidad total de desplazamientos independientes que se dan en un sistema estructural que determinan la posición de las masas en relación con su ubicación original. Por ejemplo, en una edificación de 2 niveles la concentración de masas se da en cada nivel de entepiso que vendrían a ser los desplazamientos laterales  $u_1$  y  $u_2$  que a su vez son los 2 grados de libertad (23).

**b. Amortiguamiento**

Se define en términos simples cuando por efecto de una excitación sísmica o condiciones externas (viento) se desplazan y la amplitud en el tiempo de la vibración decrece constantemente que llega a una condición de reposo. Ahora bien, las razones para que exista amortiguamiento en las estructuras muchas veces se da producto de

disipación de energía. Por ejemplo, si se presenta un sismo y se tiene un sistema de concreto armado, de manera natural se presentará fisuras por los desplazamientos laterales y las grietas de estas fisuras serán los mecanismos de disipación de energía los cuales amortiguarán el movimiento. Además, una razón adicional para que exista amortiguamiento en las estructuras es la fricción entre los elementos estructurales del sistema y los elementos no estructurales (23).

### c. Periodo fundamental de vibración

El periodo fundamental se refiere al período de tiempo más corto en el que una estructura vibraría en su modo de oscilación predominante durante un terremoto; es decir, es el tiempo que la estructura tarda en ir desde su posición inicial, pasar por una amplitud máxima en una dirección, volver a su posición inicial y luego repetir el mismo ciclo en sentido contrario. Este periodo es calculado bajo las normativas de cada código estructural de cada país; y, es muy influyente en la respuesta sísmica de una estructura (21).

#### - Norma e030

Para la normativa técnica peruana el periodo fundamental para edificaciones de concreto armado se calcula en diferentes direcciones mediante la siguiente formula:

$$\text{Periodo Fundamental: } T = \frac{h_n}{C_t} \quad (2.2.2)$$

Donde:

T: Periodo Fundamental

$h_n$ : Altura total de la edificación

$C_t$ : Coeficiente 35 para pórticos de concreto armado

## 2.2.3. PELIGRO Y RIESGO SÍSMICO

### 2.2.3.1. PELIGRO SÍSMICO

El peligro sísmico es una constante en el tiempo, pues ésta se evalúa con relación al sismo y su periodo de ocurrencia a diferentes magnitudes. Cabe recalcar que el peligro también está definido por la ubicación de la edificación, pues según las normativas de diseño, la catalogación de zonificación está dada de acuerdo con la probabilidad de ocurrencia de los sismos lo que engloba el peligro sísmico por sitio. Además, los sismos no matan, y si matan son los malos diseños que tienen

las edificaciones pues la norma de diseño sismorresistente es altamente conservadora (22).

#### **a. Cuantificación del peligro sísmico**

Como el Perú se encuentra ubicado en una zona altamente sísmica por estar dentro del cinturón del fuego es necesario establecer una cuantificación del peligro sísmico, y esta viene determinada por la probabilidad de ocurrencia en un lugar determinado con registros pasados de intensidad o valor mayor de suceso. Además, para relacionar la intensidad del sismo debemos tener en cuenta la magnitud, velocidad, desplazamiento del suelo, aceleraciones y la intensidad catalogada por Mercalli Modificada (24).

#### **b. Niveles de peligro sísmico**

En cuanto a los niveles del peligro sísmico podemos relacionarlo al nivel de desempeño estructural y su respuesta a nivel estructural de una edificación frente a una amenaza sísmica que estará definida por parámetros propuestos por normas internacionales como el ATC 40 Y SEAOC 1995. El desempeño esperado de la edificación es considerado como el esperado frente a una sollicitación sísmica y éste tenga un buen desenvolvimiento al momento del sismo y después de la ocurrencia. Se puede diferenciar diferentes niveles de amenaza sísmica puesto que existen diferentes niveles de desempeño esperado y su denominación va referenciada por sus características frente a la respuesta de un evento sísmico como su ocupación, funcionamiento de todos los servicios primarios y secundarios y la reparación evaluada frente a costo-rendimiento (25).

Además, la amenaza sísmica puede ser representada tanto en forma probabilística el cual asocia la probabilidad de ocurrencia y en forma determinística como un máximo movimiento esperado con una sollicitación especificada. Pero, en términos ingenieriles con fines de diseño por desempeño vienen relacionados con el periodo medio de retorno.

#### **c. Vulnerabilidad sísmica**

La vulnerabilidad sísmica clasifica a la edificación definiendo sus características estructurales a un nivel detallado pues se clasifica su vulnerabilidad ante un evento sísmico en rangos de susceptibilidad desde poco vulnerable hasta muy vulnerable (26).

### **2.2.3.2. RIESGO SÍSMICO**

El riesgo sísmico es el desempeño que ofrece una estructura entre la probabilidad y suma de la vulnerabilidad y peligro sísmico el cual se evalúa desde la concepción de la estructura y su tiempo de servicio. Además, el riesgo sísmico puede evaluarse

a términos de porcentajes de fallas en la estructura y de refacción de las fallas estructurales (27).

**a. Demanda sísmica estructural**

Para una cierta demanda sísmica se espera resultados favorables para una edificación diseñada sismorresistente con periodos de retorno (ATC-40). El comité VISION 2000 propone 4 niveles de movimiento sísmico de diseño los cuales vienen definidos para un periodo medio de retorno y una probabilidad de excedencia definida en años (25).

<i>Nivel del movimiento sísmico</i>	<i>Periodo medio de retorno T (años)</i>	<i>Probabilidad de excedencia (p,t)</i>
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	970 años	10 % en 100 años

Figura 5. Propuesta Comité VISION 2000. Tomada de «ATC-40 Evaluación Sísmica», por ATC-40.

Además, el comité VISION 2000 posiciona a las estructuras dentro de 3 grupos en relación con su importancia después de la ocurrencia de un sismo.

- Estructuras Críticas: aquellas que presentan materiales peligrosos los cuales representan amenaza a estructuras aledañas dentro del rango donde se ubica.
- Estructuras Esenciales: aquellas que deben seguir en funcionamiento después de un evento sísmico como lo son hospitales, bomberos, etc.
- Estructuras básicas: aquellas como los edificios para vivienda tanto unifamiliares como multifamiliares, etc., y las que no están consideradas en los dos primeros grupos.

La siguiente figura clasifica a los movimientos sísmicos relacionados con los niveles de desempeño sísmico. Los números vienen a ser los grupos clasificados por el comité VISION 2000.

<b>Movimiento sísmico de diseño</b>	<b>Nivel de desempeño de la estructura</b>			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al Colapso
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy raro (970 años)	-	3	2	1
0. Desempeño inaceptable				
1. Estructuras básicas				
2. Estructuras esenciales / riesgosas				
3. Estructuras de seguridad crítica				

Figura 6. Desempeño sísmico estructura. Tomada de «ATC-40 Evaluación Sísmica», por ATC-40.

En las siguientes tablas se puede representar el nivel del movimiento sísmico frente a los niveles de desempeño esperados de la estructura.

<b>MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO</b>	<b>NIVEL DE DESEMPEÑO ESPERADO</b>
Frecuente (43 años)	Totalmente Operacional
Ocasional (72 años)	Operacional
Raro (475 años)	Seguridad
Muy Raro (970 años)	Próximo al colapso

Figura 7. Desempeño esperado para estructuras básicas. Adaptada de «ATC-40 Evaluación Sísmica», por ATC-40.

<b>MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO</b>	<b>NIVEL DE DESEMPEÑO ESPERADO</b>
Ocasional (72 años)	Totalmente Operacional
Raro (475 años)	Operacional
Muy Raro (970 años)	Seguridad

Figura 8. Desempeño esperado para estructuras esenciales. Adaptada de «ATC-40 Evaluación Sísmica», por ATC-40.

<b>MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO</b>	<b>NIVEL DE DESEMPEÑO ESPERADO</b>
Raro (475 años)	Totalmente Operacional
Muy Raro (970 años)	Operacional

Figura 9. Desempeño esperado para estructuras de seguridad crítica. Adaptada de «ATC-40 Evaluación Sísmica», por ATC-40.

#### **b. Acelerograma**

Un acelerograma es la representación de un registro sísmico representado en aceleración que experimenta el suelo irregular y oscilatoriamente y es calculado mediante instrumentos sofisticados como los acelerógrafos que registran los movimientos en tres direcciones indistintamente (uno vertical y dos horizontales) (28).

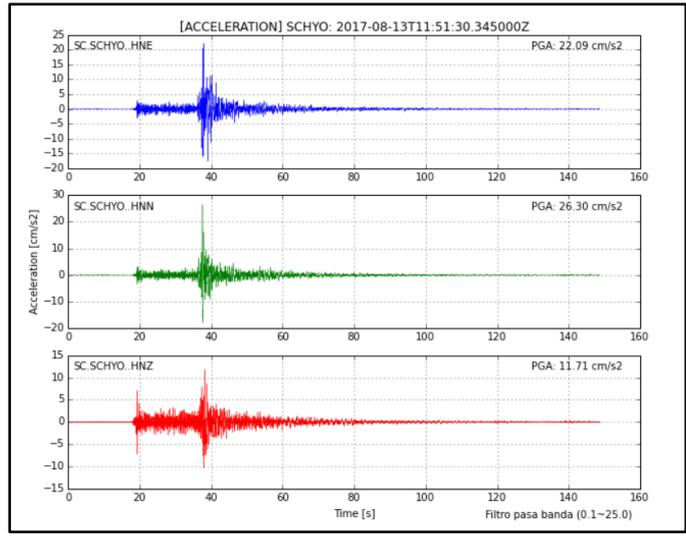


Figura 10. Acelerograma Sismo 18 de agosto. Tomada de «Registro CISMID estación CENSICO Huancayo», por CISMID,2023.

**c. Espectro de respuesta**

Es una respuesta ideal máxima de un universo de estructuras caracterizadas según su periodo y asociadas a la excitación sísmica. Además, a nivel de ingeniería sísmica, es el patrón que relaciona los periodos de un grupo de estructuras con el nivel de respuesta catalogadas en registros sísmicos o acelerogramas. Para construir un gráfico de espectro de respuesta tenemos que reflejar la respuesta de aceleración máxima de un grupo de periodos de una estructura asociada a una misma señal del suelo (29).

En la figura 11, se muestra primero un grupo de osciladores con periodos ( $T$ ) de 1s. y 2s. para estructuras de 1 nivel, los cuales están sometidos a acelerogramas extraídos del registro sísmico producto del terremoto del 9 de noviembre de 1974 en Lima. Además, la gráfica muestra el nivel de respuesta reflejado por el periodo y la excitación sísmica.

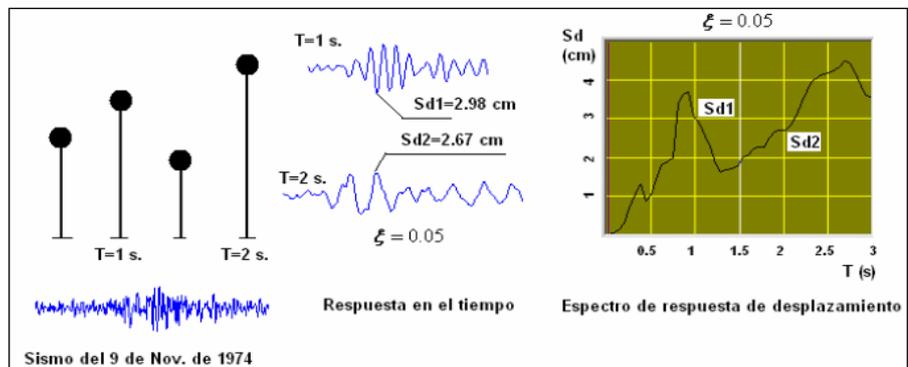


Figura 11. Esquematación de espectro de respuesta. Tomado de «Análisis Sísmico de Edificios», por Aguiar Falconi, 2008.

## 2.2.4. AISLAMIENTO SÍSMICO

El aislamiento sísmico es una técnica que busca reducir los efectos de un terremoto en un edificio o estructura al disminuir la transferencia de las fuerzas sísmicas al mismo. Esta técnica se basa en la instalación de dispositivos especiales, conocidos como aisladores sísmicos, entre la base de la estructura y sus cimientos el cual permite que la estructura "flote" sobre la base durante el terremoto, lo que mejora su capacidad de resistencia a los movimientos sísmicos. Además, los aisladores sísmicos pueden ser de varios tipos, como rodamientos esféricos, almohadillas de elastómero o dispositivos deslizantes (30).

## 2.2.5. SISTEMAS SISMORRESISTENTES

El control ante el desplazamiento lateral de una edificación producto de un evento sísmico actualmente se está intensificando como alternativa de solución pues se prioriza la ductilidad y la incursión dentro del rango inelástico en los elementos estructurales, modificando diferentes variables de diseño a nivel dinámico, incorporando sistemas de disipación de energía pre diseño y control de los desplazamientos post construcción que ayuden a disipar la energía producto de un sismo de gran magnitud. Para esto se definen sistemas a un nivel pasivo, activo, semiactivo e híbridos (26).

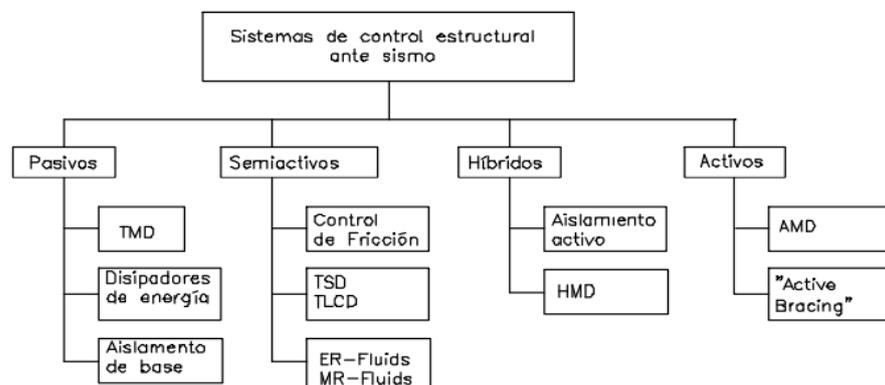


Figura 12. Sistemas de control estructural. Tomada de «Contribuciones a la evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios Vielma», por J.C. Vielma, 2014.

### 2.2.5.1. CLASIFICACIÓN DE SISTEMAS DE CONTROL SISMORRESISTENTES

#### a. Sistemas Pasivos

Los sistemas pasivos responden inercialmente a acciones sísmicas pues solo dependen de las condiciones de trabajo en las que se encuentre la

estructura, son efectivos pues no se utiliza energía para su efectividad de funcionamiento el cual puede ser crucial ante un posible evento sísmico ya que se alteran todos los sistemas de comunicación y servicios básicos dentro de la edificación. Los sistemas más importantes pasivos son el aislamiento de base, disipadores de energía y amortiguadores de masa sintonizada. Además, cabe recalcar que su variabilidad económica relacionada a su efectividad es única pues presenta buen comportamiento ante eventos sísmicos (26).

- **Aislamiento de Base**

Este sistema consiste en separar la superestructura del movimiento del suelo para aislarlo y salvaguardarlo de los daños que un evento sísmico pueda ocasionar. Se sitúa en la base de la superestructura y permite que el suelo tenga un comportamiento flexible pues reduce la energía aplicando un cambio en las aceleraciones de la estructura que posiblemente sin este dispositivo pueda ser transferido a la estructura durante un movimiento sísmico. Al utilizar este aislamiento se asegura que la estructura reciba  $\frac{1}{4}$  o  $\frac{1}{5}$  de parte de la energía sísmica representado en fuerzas a la estructura dependiendo del tipo de aislador usado. Por el contrario, una estructura que no presente aislamiento de base está sometida al total de la fuerza que ocasiona el movimiento sísmico más una amplificación de 3 a 4 veces más por tener una conexión rígida con el suelo (31).

- **Disipadores de Energía**

Ofrecen un incremento de amortiguación a la estructura el cual cumplen la función de dispersar la gran energía externa acumulada producto de un sismo o viento para asegurar que los elementos más forzados disipen dicha energía y no sean sobre exigidos vulnerables al colapso evitando así daños a nivel estructural (32).

- **Tuned mass damper (TMD)**

Son los amortiguadores de masa sintonizada que trabajan a partir de osciladores que controlan los desplazamientos laterales de la estructura relacionando su periodo fundamental. Se instala en la parte superior de la estructura y el dispositivo se diseña de acuerdo con la

masa y rigidez del sistema que relacionara su frecuencia de oscilación con el periodo fundamental de la estructura (33).

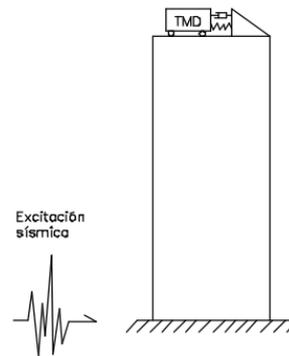


Figura 13. Representación de la estructura con TMD y una excitación sísmica. Tomada del artículo «TMD sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones», por J. Oviedo et al., 2006.

#### b. Sistemas activos

Estos sistemas trabajan a base de sensores que mandan una señal categóricamente al sistema con resultados de variables correspondientes al evento sísmico para que estos sean contrarrestados por los amortiguadores incluidos en la estructura. Cabe recalcar que su incorporación es muy efectiva en cuanto a respuesta estructural, ya que no solo contrarresta los sismos, sino también vientos fuertes, pues a través de sus algoritmos de control de los sensores, se emite una oposición a la excitación sísmica el cual hace que su respuesta estructural sea efectiva (31). Pero, ya que el mecanismo funciona a base de fuente externa de energía hace que uno de los problemas principales sea este medio pues ante un evento sísmico, existen interrupciones en los servicios básicos lo que hace crear incertidumbre en la respuesta de los sensores incorporados en el sistema. Por otro lado, uno de los famosos sistemas de amortiguamiento activo es el AMD (Active Mass Damper o Amortiguador activo de masa) el cual toma menos del 1% de la estructura y es instalada en los niveles superiores de la estructura con un controlador (sensores) que emitirán señales de alerta en caso exista rastros de movimientos como (excitación sísmica o vientos) (26).

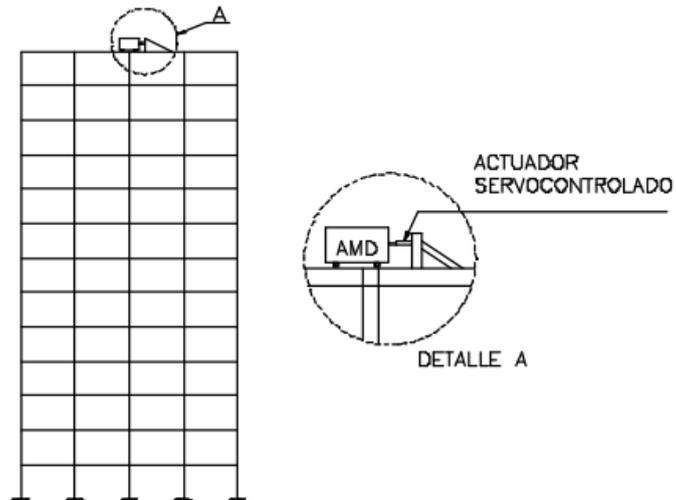


Figura 14. Representación del AMD en el último nivel de la estructura. Tomada de «Contribuciones a la evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios», por J.C. Vielma, 2014.

### c. Sistemas semiactivos

Estos sistemas funcionan en similitud a los sistemas activos con la única diferencia que el mecanismo de control son masas reactivas que se pueden adecuar al sistema pues sus propiedades son diseñadas relacionando la rigidez y amortiguamiento de la estructura (28). Ahora bien, los sistemas que más se adaptan a este mecanismo son, TLCD (Tuned Liquid Column Dampers o Amortiguadores Adaptados de Columna Liquida) y TSD (Tuned Sloshing Dampers o Amortiguadores Adaptados en Tanques) los cuales accionan por medio del fluido que se coloca al interior de la columna o del tanque que son controlados por campos magnéticos (26).

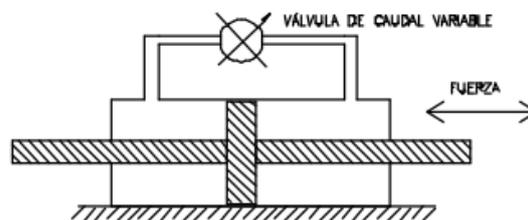


Figura 15. Representación del sistema semiactivo. Tomada de «Contribuciones a la evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios», por J.C. Vielma, 2014.

### d. Sistemas híbridos

Estos sistemas son la combinación del sistema activo y pasivo pues relaciona la respuesta del sistema activo mediante los sensores para un

efectivo comportamiento y el sistema pasivo el cual es controlado por una masa incorporada al sistema o aislamiento base. Cabe recalcar que, si uno de los dos sistemas llega a fallar ante un posible evento sísmico, el otro entra de reemplazo y hace que sea efectivo, pero su desventaja varia en los costes de ejecución pues al incorporar ambos sistemas hacen que sea excesivo para un proyecto (33). Por otro lado, el sistema más famoso dentro de los híbridos es el HMD (Híbrid Mass Damper o Amortiguador Híbrido de Masa), el cual ante sistema activo tiene gran robustez a las acciones dinámicas y requiere baja energía externa para su aplicación. Además, en el sistema pasivo es muy efectivo el funcionamiento pues presenta la incorporación de aislamiento sísmico para la estructura de la base, el cual hace que mejore su respuesta frente a desplazamientos laterales (26).

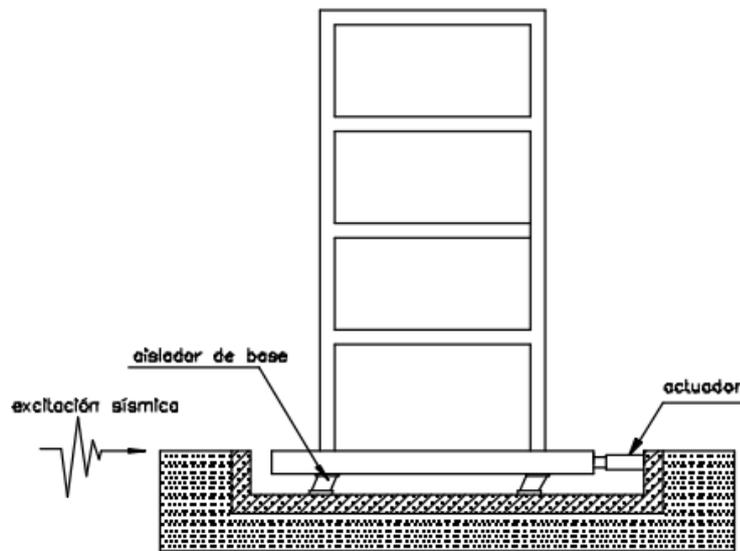


Figura 16. Control activo y pasivo del HMD. Tomada de «Contribuciones a la evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios», por J.C. Vielma, 2014.

### 2.2.6. AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA (AMS)

El concepto que inicio la investigación de los Amortiguadores de Masa Sintonizada fue utilizado por Frahm en 1909 en el cual aplicó un mecanismo que ayudaba a contrarrestar la marea y las olas del mar en un barco para evitar su vuelco y sus vibraciones (34). Por otro lado, Den Hartog, en 1956, presentó la primera base teórica de los amortiguadores de masa sintonizada en su libro sobre vibraciones mecánicas donde examinó en detalle los ajustes y las amortiguaciones óptimas. Inicialmente, esta

teoría se aplicaba a sistemas no amortiguados de un solo grado de libertad, sometidos a una fuerza excitadora sinusoidal. Después, en 1988, Clark introdujo la noción de amortiguadores de masa sintonizada múltiples (AMSM) junto con un procedimiento de optimización. A partir de entonces, se han llevado a cabo diversos estudios sobre el comportamiento de los AMSM. En 1992, Setareh propuso el amortiguador de masa doblemente sintonizado (AMSD), compuesto por dos masas conectadas en serie a la estructura. Los análisis indican que los AMSD son más efectivos que los amortiguadores de masa única convencionales en una amplia gama de relaciones de masa total, aunque solo presentan una eficiencia ligeramente mayor en el rango práctico de relaciones de masa (entre 1.0% y 5.0%).

Por otro lado, la metodología de AMS fue presentada por Connor J. y Sadek F. et al., ambas con un mismo enfoque de parámetros pero donde se tuvo más impacto fue por Sadek et al. (1996) en la investigación “Metodología para estimar parámetros de amortiguadores de masa sintonizada para aplicaciones de sismo”, donde se usó un enfoque para determinar los mejores ajustes de un dispositivo de amortiguación (AMS), el cual involucra elegir las tasas de frecuencia y amortiguamiento que aumentarían la amortiguación en los dos modos de vibración principales para una relación de masas específica. Luego, estos ajustes se aplicaron en diferentes estructuras con (AMS) para simular su respuesta a terremotos. Los resultados demostraron que aplicar estos ajustes redujo notablemente las respuestas de movimiento y velocidad en las estructuras. Además, esta metodología puede ser útil para controlar las vibraciones en edificios altos mediante la utilización de subestructuras como amortiguadores de vibración. La selección de estos ajustes propuestos en el estudio puede lograr una reducción significativa en la respuesta de edificios altos.

En base a lo antes mencionado podemos resumir que, los amortiguadores de masa sintonizada (AMS) son dispositivos externos a la estructura que son incorporados generalmente en las partes superiores de la estructura y están compuestos de dispositivos aisladores elásticos y masas secundarias. La efectividad de los amortiguadores de masa sintonizada ante desplazamientos laterales o vibraciones producto de la resonancia, radican en definir muy bien los parámetros para el diseño de los AMS ya que se sintonizan la frecuencia natural de los amortiguadores de masa sintonizada con los periodos fundamentales de la estructura, pues al existir esta sincronización, la energía acumulada en la estructura se transfiere al amortiguador de masa sintonizada y su disipación de ésta, se da por medio del amortiguamiento (35). La siguiente figura representa lo detallado previamente con simbología de  $k$  (rigidez del AMS),  $m$  (masa del AMS),  $c$  (amortiguamiento viscoso del AMS),  $F$  (Fuerza

externa aplicada),  $M$  (masa de la estructura),  $C$  (amortiguamiento de la estructura),  $K$  (rigidez de la estructura).

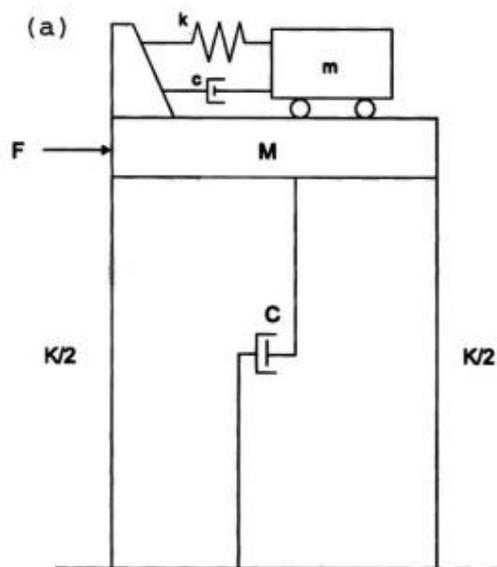


Figura 17. Representación de un AMS la superestructura. Tomada de la investigación «Eficiencia de amortiguadores de masa sintonizados en estructuras sismorresistentes», por D. Ambrosini et al., 2004.

En la actualidad los amortiguadores de masa sintonizada funcionan como mecanismo pasivo en las estructuras. La tendencia de construcción está basada en edificaciones de gran altura lo que hace que la superestructura presente amortiguamiento natural que tienden a estar expuestos libremente a sismos e incluso vientos ya que se producen oscilaciones que alteran el funcionamiento de la edificación (32). Ante este tema, los AMS son mecanismos altamente efectivos para la reducción de desplazamientos e incluso oscilaciones, pero también existen otros mecanismos que ayudan a contrarrestar estos desplazamientos, oscilaciones o vibraciones de una estructura en cual se puede reflejar simplemente en agrandar los elementos estructurales que lo componen o aumentar la resistencia a la compresión de los elementos. Esta propuesta es tentadora y a la vez efectivo, pero los elevados costos y la mala gestión en cuanto al progreso arquitectónico hacen que esta idea sea desatinada ya que mecanismos como el AMS son más efectivos y económicos que aplicar las soluciones alternas (33). Ahora basados en estas referencias se clasifican las metodologías según Connor y Sadek de la cual destaco al segundo autor como pionero en relacionar los parámetros ideales y exactos para modelar estructuras con AMS las cuales se tomó como referencia, para lograr efectividad en nuestro edificio de gran altura.

### 2.2.6.1. CLASIFICACIÓN DE AMS SEGÚN JEROME CONNOR

#### a. AMS NO AMORTIGUADA PARA ESTRUCTURAS NO AMORTIGUADAS

Para un sistema de 1 grado de libertad se tiene el peso propio y la rigidez de la estructura representado en ( $m$  y  $k$ ) respectivamente que estará condicionado a un desplazamiento lateral producto del suelo en movimiento. A continuación, se presenta la figura del sistema que contará con un amortiguador de masa sintonizada, que presente sus características de rigidez y masa ( $m_d$  y  $k_d$  respectivamente) y las ecuaciones que genera este sistema (36).

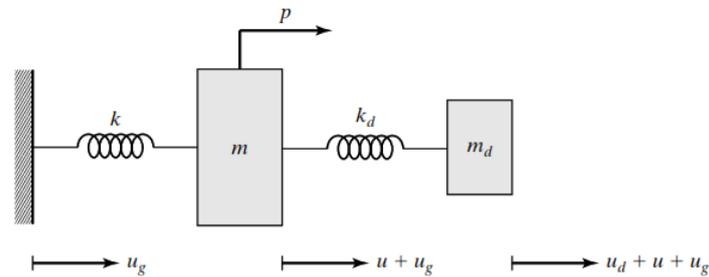


Figura 18. Sistema de 1gdl con AMS. Tomada de la investigación «Introducción al control estructural», por J. Connor., 2003.

Las siguientes ecuaciones reflejan el comportamiento del sistema de la figura 18, mediante la masa  $m$ , rigidez  $k$ , la masa del amortiguador  $m_d$ , rigidez del amortiguador  $k_d$  y una fuerza externa aplicada al sistema principal representado como  $p$ .

$$m_d [\ddot{u}_d + \ddot{u}] + k_d \cdot u_d = -m_d \cdot a_g \quad (2.2.3)$$

$$m\ddot{u} + k \cdot u - k_d \cdot u_d = -m \cdot a_g + p \quad (2.2.4)$$

Donde:

$m_d$  = masa de amortiguador

$\ddot{u}_d$  = desplazamiento relativo de amortiguador

$\ddot{u}$  = desplazamiento relativo del sistema

$k_d$  = rigidez de amortiguador

$a_g$  = Aceleración del suelo  
 $m\ddot{u}$  = Fuerza externa aplicada a la masa principal  
 $k$  = Rigidez del sistema  
 $u$  = desplazamiento del sistema  
 $m$  = masa del sistema  
 $p$  = Fuerza externa aplicada a la masa principal

Entonces cuando se considera que la excitación de la estructura tiene frecuencia periódica se empleará estas fórmulas:

$$a_g = \hat{a}_g \cdot \text{sen}(\Omega t) \quad (2.2.5)$$

$$p = \hat{p} \cdot \text{sen}(\Omega t) \quad (2.2.6)$$

Donde:

$a_g$  = aceleración del suelo  
 $p$  = fuerza externa aplicada a la masa principal  
 $\Omega$  = frecuencia angular de excitación externa  
 $t$  = tiempo

En cuanto a la ecuación de rigidez óptima de amortiguamiento se empleará:

$$k_d|_{opt} = [\omega_d|_{opt}]^2 \cdot m_d = \frac{\Omega^2 \cdot m \cdot \bar{m}}{1 + \bar{m}} \quad (2.2.7)$$

Donde:

$k_d|_{opt}$  = rigidez óptima de amortiguamiento  
 $\omega_d|_{opt}$  = frecuencia óptima de amortiguamiento  
 $m_d$  = masa de amortiguador sintonizado  
 $\Omega$  = frecuencia angular  
 $m$  = masa del sistema  
 $\bar{m}$  = ratio de masa (rango entre 0.01 – 0.1)

Y para la ecuación del movimiento absoluto del suelo con los parámetros de la rigidez de amortiguamiento se utilizará:

$$\hat{u}_d = \frac{1 + \bar{m}}{\bar{m}} \left( \left| \frac{\hat{p}}{k} \right| + \frac{\hat{a}_g}{\Omega^2} \right) \quad (2.2.8)$$

Donde:

- $\hat{u}_d$  = movimiento absoluto del suelo
- $\bar{m}$  = ratio de masa (0.01 – 0.1)
- $\frac{\hat{p}}{k}$  = fuerza externa pseudoestático absoluto
- $\hat{a}_g$  = aceleración absoluta del suelo
- $\Omega$  = frecuencia angular de excitación externa

### b. AMS AMORTIGUADO PARA ESTRUCTURAS NO AMORTIGUADAS

Para este sistema se incorpora el amortiguamiento en el AMS el cual tiene una respuesta mejorada ante las excitaciones sísmicas.

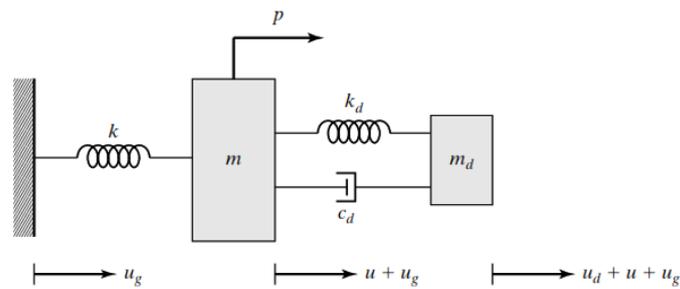


Figura 19. Sistema de 1gdl con AMS. Tomada de la investigación «Introducción al control estructural», por J. Connor., 2003.

Las siguientes ecuaciones reflejan el comportamiento del sistema de la figura 19, con un AMS que presenta amortiguamiento  $c_d$  y es aplicado mediante la masa  $m$ , rigidez  $k$ , la masa del amortiguador  $m_d$ , rigidez del amortiguador  $k_d$  y una fuerza externa aplicada al sistema principal representado como  $p$  (36).

$$m_d \cdot \ddot{u}_d + c_d \cdot \dot{u}_d + k_d \cdot u_d = -m_d \cdot a_g \quad (2.2.9)$$

$$m\ddot{u} + k \cdot u - c_d \cdot \dot{u}_d - k_d \cdot u_d = -m \cdot a_g + p \quad (2.2.10)$$

Donde:

- $m_d$  = masa de amortiguador
- $\ddot{u}_d$  = desplazamiento relativo del amortiguador

$c_d$  = amortiguamiento viscoso

$\dot{u}_d$  = desplazamiento relativo entre el sistema y amortiguador

$k_d$  = rigidez de amortiguador

$a_g$  = aceleración del suelo

$m\ddot{u}$  = fuerza externa aplicada a la masa principal

$k$  = rigidez del sistema

$u$  = desplazamiento del sistema

$m$  = masa del sistema

$p$  = fuerza externa aplicada a la masa principal

En este sistema se hará el uso de expresiones sinusoidales y cosenoidales representados en “e” imaginarias para las aceleraciones y fuerzas externas aplicadas al sistema principal.

$$a_g = \hat{a}_g \cdot e^{i\Omega t} \quad (2.2.11)$$

$$p = \hat{p} \cdot e^{i\Omega t} \quad (2.2.12)$$

Donde:

$a_g$  = aceleración del suelo

$\hat{a}_g$  = aceleración absoluta del suelo

$e$  = base logaritmo neperiano

$i = \sqrt{-1}$

$\Omega$  = frecuencia angular de excitación externa

$t$  = tiempo

$p$  = fuerza externa aplicada a la masa principal

En cuanto al cálculo de la ampliación de la respuesta pseudoestática se emplea el factor H que viene representado mediante la siguiente ecuación:

- Amplificación de Carga Externa:

$$H_1 = \frac{\sqrt{[f^2 - \rho^2]^2 + [2\xi_d \rho f]^2}}{|D_2|} \quad (2.2.13)$$

Donde:

$f$  = relación de frecuencias

$\rho$  = radio de giro

$\xi_d$  = relación de amortiguamiento

$D$  = desplazamiento

- Amplitud de amplificación dinámica:

$$H_2 = \frac{\sqrt{[(1 + \bar{m}) \cdot f^2 - \rho^2]^2 + [2\xi_d \rho f (1 + \bar{m})]^2}}{|D_2|} \quad (2.2.14)$$

Donde:

$\bar{m}$  = ratio de masa (0.01 – 0.1)

$f$  = relación de frecuencias

$\rho$  = radio de giro

$\xi_d$  = relación de amortiguamiento

$D$  = desplazamiento

- Desplazamientos:

$$D = \sqrt{([1 - \rho^2][f^2 - \rho^2] - \bar{m} \rho^2 f^2)^2 + (2\xi_d \rho f [1 - \rho^2(1 + \bar{m})])^2} \quad (2.2.15)$$

Donde:

$\bar{m}$  = ratio de masa (0.01 – 0.1)

$f$  = relación de frecuencias

$\rho$  = radio de giro

$\xi_d$  = relación de amortiguamiento

- Relación de frecuencias:

$$f = \frac{\omega_d}{\omega} \quad (2.2.16)$$

Donde:

$\omega$  = frecuencia angular del sistema

$\omega_d$  = frecuencia angular de amortiguamiento

Para estas consideraciones relacionadas de amplificación de carga externa y movimiento de suelo se hace una comparativa relacionada al

movimiento del suelo para lo cual, la relación entre masas siempre es menor que 0.05 que indica que tanto  $H_1$  y  $H_2$  son iguales.

La siguiente figura hace una relación entre el movimiento del suelo y las frecuencias para diferentes amortiguamientos, el cual refleja que para un amortiguamiento 0 se observan dos picos de magnitud infinita para valores cerca de 1 en las frecuencias. Por otro lado, se puede mencionar que a medida que los factores de amortiguamiento van aumentados los picos infinitos se van fusionando y generando un solo pico con valores próximos a 1 en la relación de frecuencias. Además, se puede observar que todas las curvas pasan por los puntos P y Q los cuales viene a ser los valores óptimos para un determinado amortiguamiento óptimo.

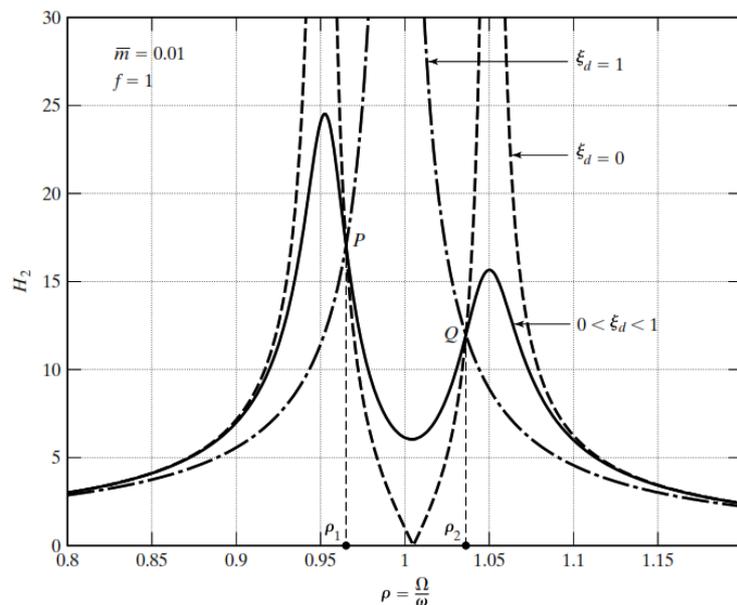


Figura 20. Grafica del movimiento del suelo y la relación de frecuencias. Tomada de la investigación «Introducción al control estructural», por J. Connor., 2003.

En base a esta teoría, podemos ejemplificar los parámetros a que mientras más valor se le dé al amortiguamiento, este tendrá una reducción en los picos de las amplitudes los cuales coincidirán con los puntos P y Q y que es el desempeño óptimo de un amortiguador de masa sintonizada (AMS).

### c. AMS AMORTIGUADO PARA ESTRUCTURAS AMORTIGUADAS

Este sistema es el modelo de simulación real, puesto que todas las estructuras ya consolidadas están en su periodo de servicio y presentan amortiguamiento. En caso de que, la estructura presente un amortiguamiento mínimo, el diseño estructural contempla una disipación y absorción de este amortiguamiento (36).

Dicho de esta forma, el siguiente sistema refleja el comportamiento de una estructura real el cual tiene masa  $m$ , rigidez  $k$ , amortiguamiento viscoso  $c$ , y características de un AMS el cual presenta también masa  $m_d$ , rigidez  $k_d$  y amortiguamiento viscoso  $c_d$  que está expuesto a excitaciones sísmicas los cuales llevan a generar las siguientes ecuaciones:

$$m_d \cdot \ddot{u}_d + c_d \cdot \dot{u}_d + k_d \cdot u_d + m_d \ddot{u} = -m_d \cdot a_g \quad (2.2.17)$$

$$m\ddot{u} + c \cdot \dot{u} - k \cdot u - c_d \cdot \dot{u}_d - k_d \cdot u_d = -m \cdot a_g + p \quad (2.2.18)$$

Donde:

$m_d$  = masa de amortiguador

$\ddot{u}_d$  = desplazamiento relativo del amortiguador

$c_d$  = amortiguamiento viscoso

$\dot{u}_d$  = desplazamiento relativo entre el sistema y amortiguador

$k_d$  = rigidez de amortiguador

$a_g$  = aceleración del suelo

$m\ddot{u}$  = fuerza externa aplicada a la masa principal

$k$  = rigidez del sistema

$u$  = desplazamiento del sistema

$m$  = masa del sistema

$p$  = fuerza externa aplicada a la masa principal

$\dot{u}$  = desplazamiento relativo del sistema

Como en el caso de los sistemas sin amortiguamiento se da soluciones con excitación sísmica o del suelo a nivel periódico expresado en notaciones polares como siguen:

$$\bar{u} = \frac{\hat{p}}{k} H_3 \cdot e^{i\delta_1} - \frac{\hat{a}_g m}{k} \cdot H_4 \cdot e^{i\delta_2} \quad (2.2.19)$$

$$\bar{u}_d = \frac{\hat{p}}{k} H_5 \cdot e^{i\delta_3} - \frac{\hat{a}_g m}{k} \cdot H_6 \cdot e^{i\delta_4} \quad (2.2.20)$$

Donde:

$\bar{u}$  = amplitud de desplazamiento del sistema

$\bar{u}_d$  = amplitud de desplazamiento del amortiguamiento

$\frac{\hat{p}}{k}$  = fuerza externa pseudoestático absoluto

$H$  = amplitud de amplificación

$e$  = base logaritmo neperiano

$\delta_2$  = ángulo de fase 2

$\hat{a}_g$  = aceleración absoluta del suelo

$k$  = rigidez del sistema

$m$  = masa del sistema

- Amplificación de Carga Externa:

$$H_3 = \frac{\sqrt{[f^2 - \rho^2]^2 + [2\xi_d \rho f]^2}}{|D_2|} \quad (2.2.21)$$

Donde:

$D$  = desplazamiento

$f$  = relación de frecuencias

$\rho$  = radio de giro

$\xi_d$  = relación de amortiguamiento

- Movimiento del Suelo:

$$H_2 = \frac{\sqrt{[(1 + \bar{m}) \cdot f^2 - \rho^2]^2 + [2\xi_d \rho f (1 + \bar{m})]^2}}{|D_2|} \quad (2.2.22)$$

$$H_2 = \frac{\rho}{|D_2|} \quad (2.2.23)$$

$$H_2 = \frac{\sqrt{1 + [2\xi \rho f]^2}}{|D_2|} \quad (2.2.24)$$

Donde:

$D$  = desplazamiento

$\bar{m}$  = ratio de masa (0.01 – 0.1)

$f$  = relación de frecuencias

$\rho$  = radio de giro

$\xi_d$  = relación de amortiguamiento

- Desplazamientos:

$$|D| = ((-m\rho^2 f^2 + [1 - \rho^2][f^2 - \rho^2] - 4\xi \cdot \xi_d f \rho^2)^2 + 4 [4 \xi \rho (f^2 - \rho^2) + \xi_d \rho f (1 - \rho^2(1 + \bar{m}))^2])^{1/2} \quad (2.2.25)$$

$$\delta_1 = \alpha_1 - \alpha_7 \quad (2.2.26)$$

$$\delta_2 = \alpha_2 - \alpha_7 \quad (2.2.27)$$

$$\delta_3 = \alpha_3 - \alpha_7 \quad (2.2.28)$$

$$\delta_1 = \alpha_1 - \alpha_7 \quad (2.2.29)$$

$$\tan \delta_7 = 2 \frac{\xi \rho (f^2 - \rho^2) + \xi_d \rho f [1 - \rho^2(1 + \bar{m})]}{-\bar{m} \rho^2 f^2 + [1 - \rho^2][f^2 - \rho^2] - 4\xi \cdot \xi_d f \rho^2} \quad (2.2.30)$$

$$\tan \delta_3 = 2 \xi \rho \quad (2.2.31)$$

$$\tan \alpha_1 = \frac{2\rho\xi_d f}{f^2 - \rho^2} \quad (2.2.32)$$

$$\tan \alpha_2 = \frac{2\rho\xi_d f [(1 + \bar{m})]}{(1 + \bar{m})[f^2 - \rho^2]} \quad (2.2.33)$$

$$\tan \alpha_3 = \frac{2\rho\xi_d f [1 - \rho^2(1 + \bar{m})]}{[1 - \rho^2][f^2 - \rho^2] - \bar{m} \rho^2 f^2} \quad (2.2.34)$$

Donde:

$\bar{m}$  = ratio de masa (0.01 – 0.1)

$f$  = relación de frecuencias

$\rho$  = radio de giro

$\xi_d$  = relación de amortiguamiento

$\delta_1, \delta_2, \delta_3$  = ángulos de fase

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  = ángulos de giro

Por lo tanto, para un desplazamiento debido a la aplicación de una fuerza externa al sistema principal dependerá de las consideraciones del amortiguamiento del sistema y del AMS, la relación de frecuencias, ángulos de fase, masas y periodos. Ahora bien, para reflejar un  $H_3$  óptimo, en las siguientes figuras se muestra la variación entre los valores máximos del amortiguamiento que reflejan un óptimo comportamiento del sistema de amplificación dinámica y del AMS.

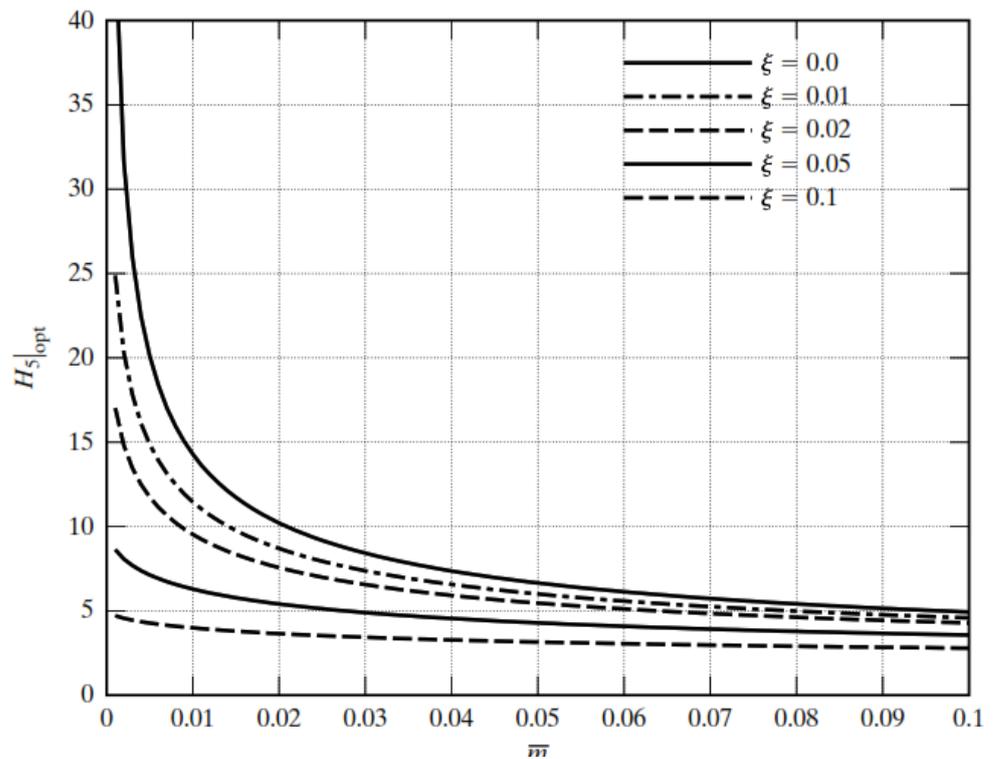


Figura 21. Factor de Amplificación Dinámica para un sistema de 1GDL. Tomada de la investigación «Introducción al control estructural», por J. Connor, 2003.

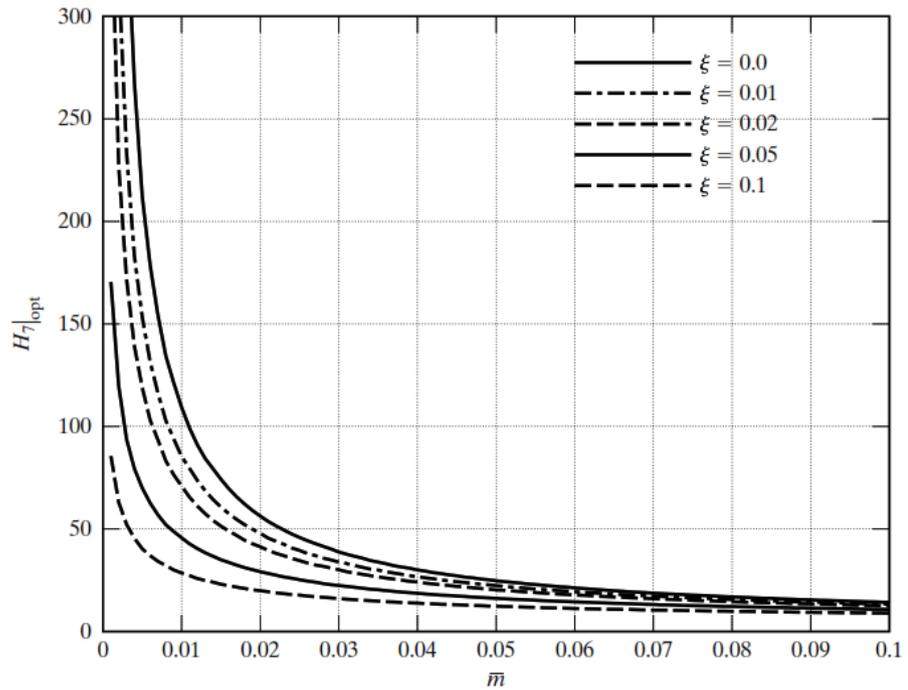


Figura 22. Factor de Amplificación Dinámica para el AMS. Tomada de la investigación «Introducción al control estructural», por J. Connor, 2003.

Ahora, para establecer una relación entre ambos sistemas de AMS y solo el sistema singular de 1gdl, se tiene consideraciones de que los valores del amortiguamiento son pequeños los cuales alcanzan grandes valores a nivel de optimización del factor de ampliación dinámica, sintonización de frecuencias de AMS y amortiguamiento.

- Relación de amplitudes (amortiguador y sistema primario)

$$\frac{|\hat{u}_d|}{|\hat{u}|} = \frac{H_7}{H_5} = \frac{\rho^2}{\sqrt{[f^2 - \rho^2]^2 + [2\xi_d \rho f]^2}} \quad (2.2.35)$$

Donde:

$H$  = amplificación de cargas

$f$  = relación de frecuencias

$\rho$  = radio de giro

$\xi_d$  = relación de amortiguamiento

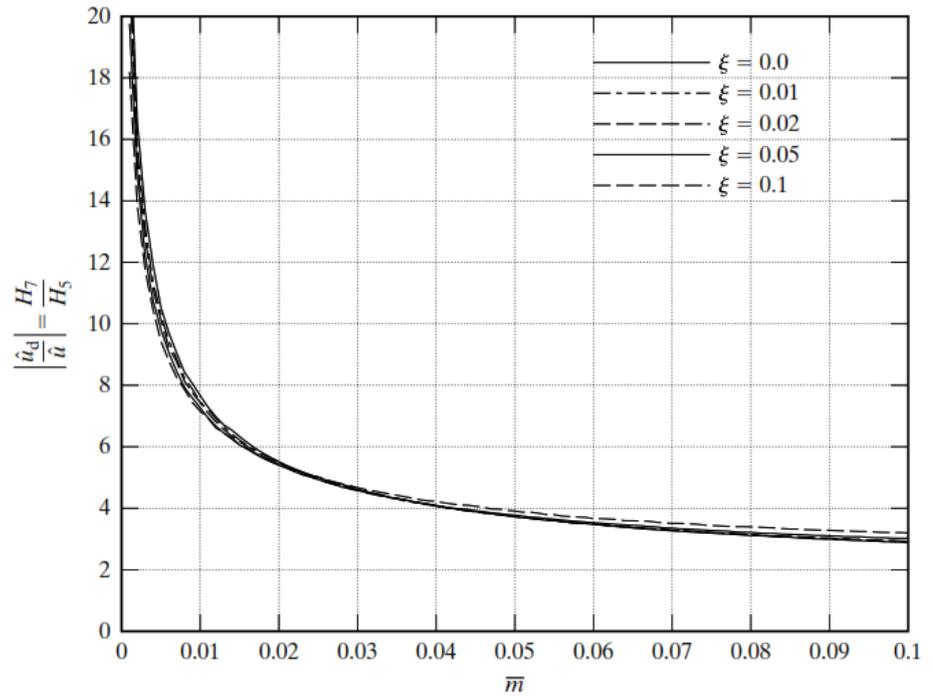


Figura 23. Relación de amplitudes entre AMS y Sistema Primario. Tomada de la investigación «Introducción al control estructural», por J. Connor, 2003.

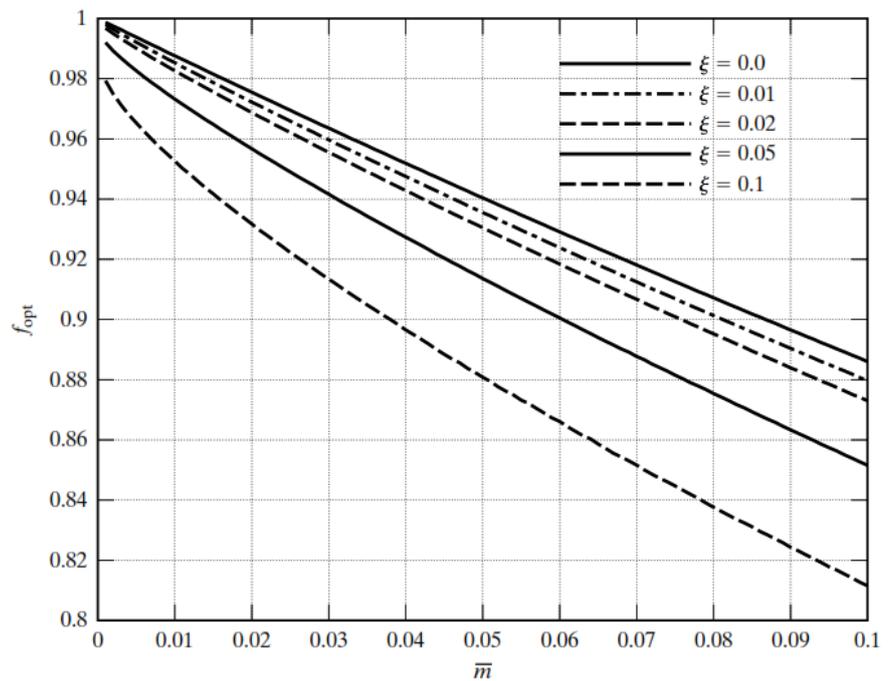


Figura 24. Óptima sintonización de frecuencia del AMS. Tomada de la investigación «Introducción al control estructural», por J. Connor, 2003.

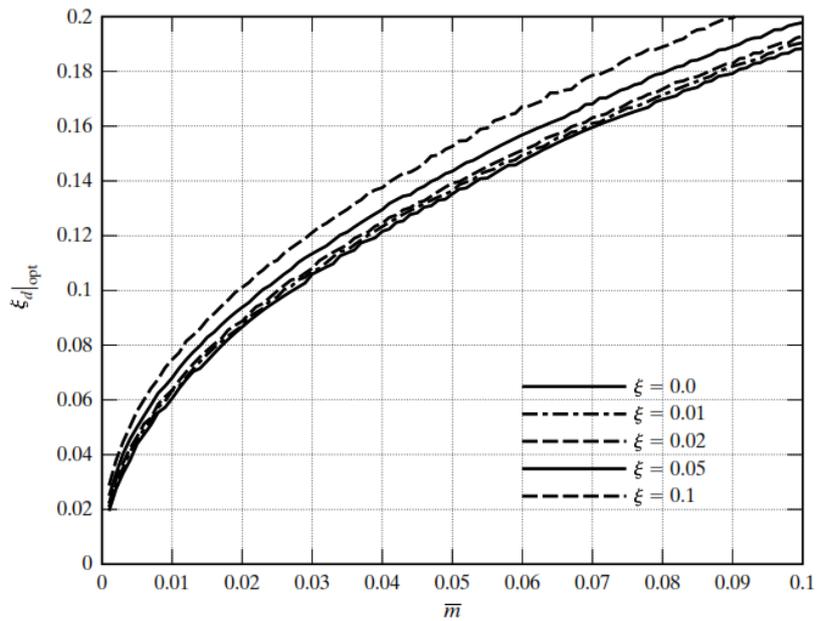


Figura 25. Óptimo amortiguamiento del AMS. Tomada de la investigación «Introducción al control estructural», por J. Connor, 2003.

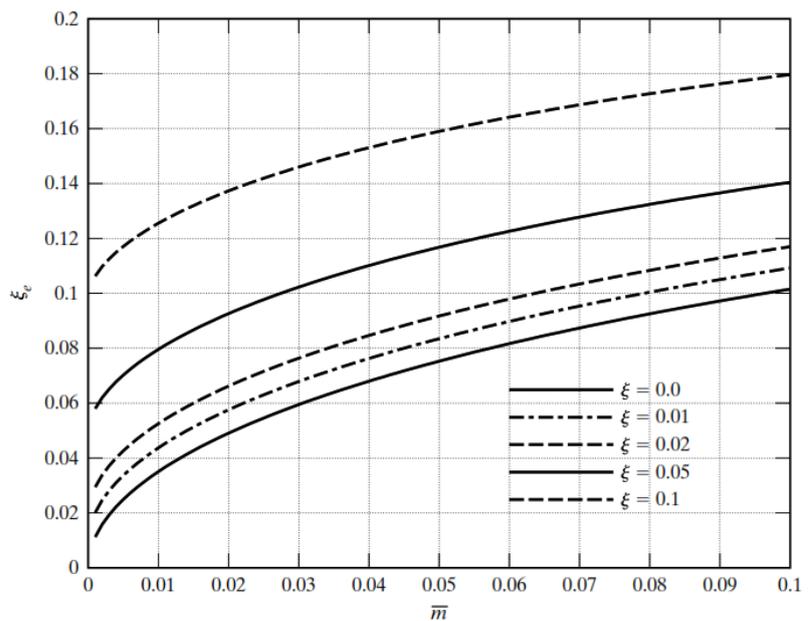


Figura 26. Ratios óptimos de amortiguamiento para un AMS. Tomada de la investigación «Introducción al control estructural», por J. Connor, 2003.

### 2.2.6.2. CARACTERÍSTICAS DE AMS SEGÚN SADEK ET. AL

#### a. PARÁMETROS DE DISEÑO DE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

Los parámetros para el diseño del AMS rige lograr óptimas relaciones entre la frecuencia, amortiguamientos y masas tanto del amortiguador como de la estructura (35), para lo cual se tiene algunos criterios:

- Máxima rigidez de la estructura
- Mínimo desplazamiento de la estructura
- Desplazamiento mínimo de la masa amortiguada a razón de la estructura
- Aceleraciones mínimas de la estructura

**b. ESTRUCTURAS DE 1GDL PARA AMS**

Para sistemas de 1 GDL la razón de parámetros del AMS es más simple, pues a menor altura se tiene menos periodos en la estructura que a su vez (37), su sintonización con la frecuencia del AMS es más efectiva ya que reducen la respuesta del primer modo y no altera en demasía los demás periodos de la estructura (38). Para lo cual, se tiene las siguientes ecuaciones que definirán los parámetros óptimos del AMS:

- Relación de masas del AMS y la estructura

$$\mu = \frac{m_d}{m_e} \quad (2.2.36)$$

Donde:

$$\begin{aligned} m_d &= \text{masa del AMS} \\ m_e &= \text{masa de la estructura} \end{aligned}$$

- Relación de frecuencias del AMS y la estructura

$$f = \frac{W_d}{W_e} \quad (2.2.37)$$

Donde:

$$\begin{aligned} W_d &= \text{frecuencia del AMS} \\ W_e &= \text{frecuencia de la estructura} \end{aligned}$$

- Relación de Amortiguamiento

$$\xi_d = \frac{C_d}{2m_e \cdot W_e} \quad (2.2.38)$$

Donde:

$$C_d = \text{amortiguamiento viscoso}$$

**c. ESTRUCTURAS DE “N” GDL PARA AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA**

Para “N” grados de libertad la razón de amortiguamiento se complica más, pues al tener estructuras de gran altura la sintonización de la frecuencia del AMS con los periodos de la estructura se incrementa en cuanto a los siguientes periodos no sintonizados lo que causa desplazamientos considerables, para lo cual la efectividad de ésta predomina en colocar más AMS que sintonicen las frecuencias que sufren estos incrementos de desplazamientos y se utilizan las mismas ecuaciones (35). Ahora bien, para el tema de masa, se tiene en consideración que convergerá el 1% del total de la masa de la estructura el cual vendrá representado como  $\mu=0.01*W_e$ .

**d. MÉTODOLÓGÍAS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS PARA UN AMS**

- Dentro de los métodos, se debe relacionar la historia de la aplicación del uso de los AMS en el cual el pionero fue Sadek en 1996, que incorporó los parámetros de ecuación de frecuencias y amortiguamiento relacionados a sistemas de 1GDL y NGDL con resultados favorables de reducción de un 50% de desplazamientos laterales (38).

$$f = \frac{1}{1 + \mu} \left[ 1 - \beta \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}} \right] \quad (2.2.39)$$

$$\xi = \frac{\beta}{1 + \mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}} \quad (2.2.40)$$

Donde:

$\mu$  = relación de masas de la estructura

$f$  = relación de frecuencias

$\rho$  = radio de giro

$\beta$  = razón de amortiguamiento critico

$\xi$  = ratio de amortiguamiento critico

Mediante estas ecuaciones, el autor representó en una tabla distintos valores para la relación de masas ( $\mu$ ) y amortiguamiento ( $\beta$ ) en los dos primeros modos de vibración de la estructura resultando:

<i>Razón de masas</i> ( $\mu$ )	$\beta=0.00$		$\beta=0.02$		$\beta=0.05$	
	<i>f</i>	$\xi$	<i>f</i>	$\xi$	<i>f</i>	$\xi$
0.000	1.0000	0.0000	1.0000	0.0200	1.0000	0.0500
0.005	0.9950	0.0750	0.9936	0.0904	0.9915	0.1203
0.010	0.9901	0.0995	0.9881	0.1193	0.9852	0.1490
0.015	0.9852	0.1216	0.9828	0.1413	0.9792	0.1708
0.020	0.9804	0.1400	0.9776	0.1596	0.9735	0.1890
0.025	0.9756	0.1562	0.9726	0.1757	0.9680	0.2050
0.030	0.9709	0.1707	0.9676	0.1901	0.9626	0.2192
0.035	0.9662	0.1839	0.9626	0.2032	0.9573	0.2322
0.040	0.9615	0.1961	0.9578	0.2153	0.9521	0.2442
0.045	0.9569	0.2075	0.9530	0.2267	0.9470	0.2554
0.050	0.9524	0.2182	0.9482	0.2373	0.9420	0.2658
0.055	0.9479	0.2283	0.9435	0.2473	0.9370	0.2757
0.060	0.9434	0.2379	0.9389	0.2568	0.9322	0.2851
0.065	0.9390	0.2470	0.9343	0.2658	0.9274	0.2940
0.070	0.9346	0.2558	0.9298	0.2745	0.9226	0.3025
0.075	0.9302	0.2641	0.9253	0.2827	0.9179	0.3106
0.080	0.9259	0.2722	0.9209	0.2907	0.9133	0.3185
0.085	0.9217	0.2799	0.9165	0.2983	0.9088	0.3260
0.090	0.9174	0.2873	0.9122	0.3057	0.9043	0.3332
0.095	0.9132	0.2945	0.9079	0.3128	0.8998	0.3402
0.100	0.9091	0.3015	0.9036	0.3197	0.8954	0.3470

Figura 27. Tabla de relación de masas, frecuencias y amortiguamiento. Tomada de la investigación «Parámetros para estimar los AMS», por F. Sadek et all., 1996.

Apreciando la tabla, podemos mencionar que las frecuencias disminuyen, pero el amortiguamiento del AMS aumenta cuando la relación de amortiguamiento es mayor.

- Otro método incorporado es el del Warburton en 1982 que plantea ecuaciones óptimas para sistemas de 1GDL el cual permite generalizar el diseño del AMS con parámetros ya establecidos con el fin de asegurar una respuesta óptima en cuanto a una excitación sísmica o temas de oscilaciones relacionando las más del AMS y de la estructura principal (39).

- Frecuencias optimas relacionando de AMS y estructura:

$$f_{opt} = \frac{\sqrt{1 + \frac{\mu}{2}}}{1 + \mu} \quad (2.2.41)$$

- Amortiguamiento óptimo del AMS

$$\zeta_{opt} = \sqrt{\frac{\mu(1 + \frac{3\mu}{4})}{4(1 + \mu)(1 + \frac{\mu}{2})}} \quad (2.2.42)$$

Donde:

$\mu$  = Relación de masas del AMS y la estructura principal

$f$  = relación de frecuencias

#### e. MODELO DE AMORTIGUAMIENTO DE MASA SINTONIZADA

El modelo del AMS considera el apoyo a aisladores elastoméricos los cuales son elementos compuestos por caucho de uso natural o con aditivos con aceite, carbón o polímeros que aumentan sus propiedades y comportamientos con el fin de mejorar su funcionamiento a nivel de resistencia a la compresión, corte, rigidez, rotación y desplazamientos y compatibilidad entre la estructura y el bloque del AMS (40).

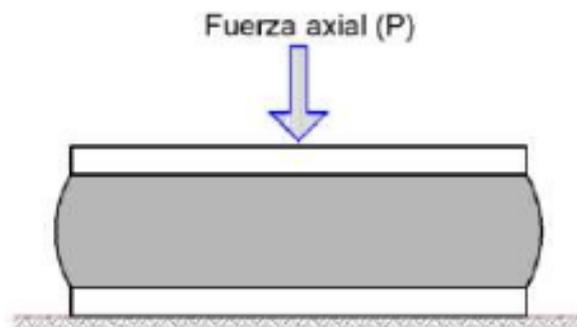


Figura 28. Comportamiento a la fuerza Axial de un elastómero. Tomada de la tesis «Control de efectos torsionales», por E. Aliante, 2009.

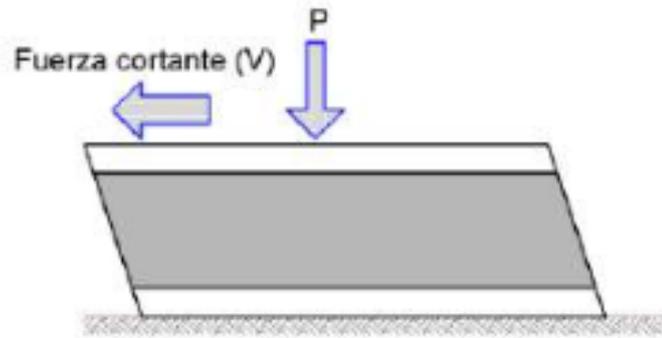


Figura 29. Comportamiento a la fuerza cortante de un elastómero. Tomada de la tesis «Control de efectos torsionales», por E. Aliante, 2009.

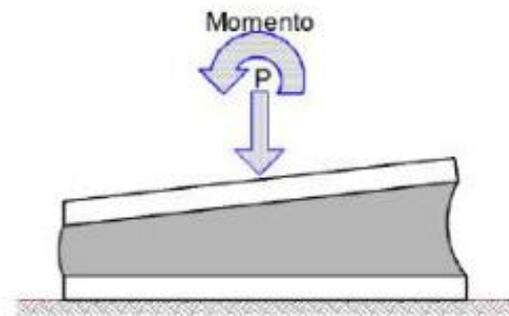


Figura 30. Comportamiento frente a un momento de un elastómero. Tomada de la tesis «Control de efectos torsionales», por E. Aliante, 2009.

Basados en esta premisa, es necesario diseñar también los elastómeros puesto que soportaran un peso establecido por el sistema del AMS. Las siguientes ecuaciones rigen este diseño en cuanto a la rigidez, periodo del AMS y pesos (40).

$$K_e = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot P_t}{T^2 \cdot g} \quad (2.2.43)$$

$$P_t = \%Mp * Pa \quad (2.2.44)$$

Donde:

$K_e$  = Rigidez del elastómero

- $P_t$  = Máxima carga de compresión  
 $T$  = Máximo periodo fundamental de la estructura  
 $g$  = Gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>)  
 $\pi$  = Valor de “pi”  
 $\%Mp$  = Porcentaje del primer modo de masa participativa  
 $Pa$  = Peso del AMS

Como sabemos los elastómeros serán considerados reforzados, pues están diseñados para asegurar eficiencia en respuesta dinámica, el cual presentara amortiguamiento de la masa total del AMS (37). que es inherente y viene a ser calculado mediante la siguiente expresión:

$$C_a = \frac{2 \cdot \xi \cdot \sqrt{k_a \cdot n \cdot m_a}}{n} \quad (2.2.45)$$

Donde:

- $\xi$  = Factor de Amortiguamiento  
 $k_a$  = Rigidez de los apoyos  
 $n$  = Numero de apoyos  
 $m_a$  = Masa del AMS

Teniendo estas consideraciones, el modelo del AMS vendrá representado como:

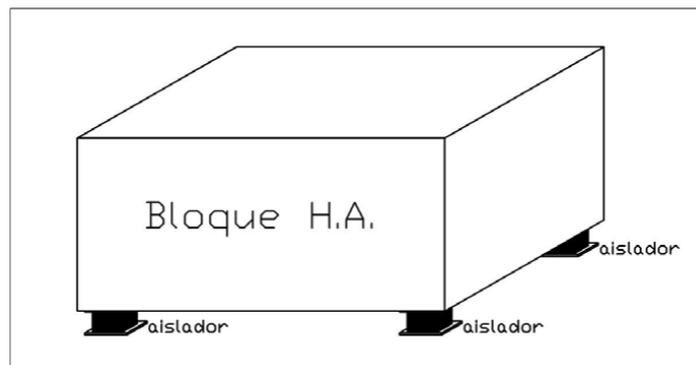


Figura 31. Modelo del AMS. Tomada de la tesis «Control de efectos torsionales», por E. Aliante, 2009.

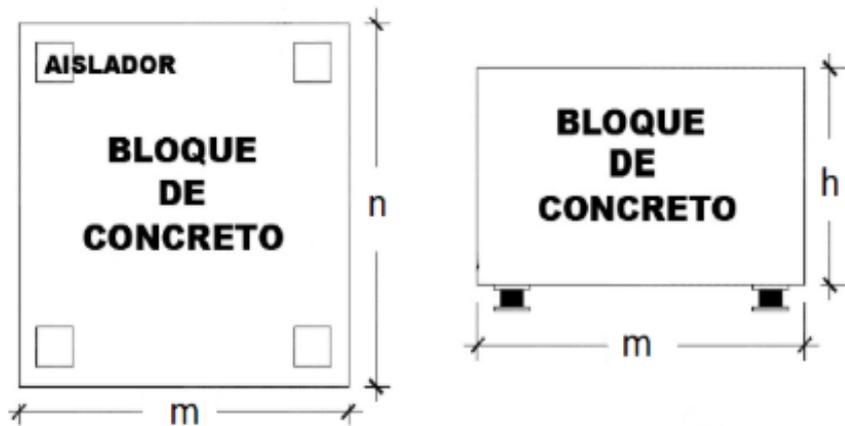


Figura 32. Corte y elevación del modelo AMS. Tomada de la tesis «Control de efectos torsionales», por E. Aliante, 2009.

#### f. DISEÑO DE ELASTÓMERO

El proceso de concebir los elastómeros fortalecidos se apoya en los estándares estipulados en el manual de "Association of State Highway and Transportation Officials" (AASHTO), donde se establecen dos métodos de confirmación (A y B). Primero, el método A restringe el esfuerzo y permite menores resistencias en los apoyos, mientras que el método B provee apoyos más resistentes, pero demanda pruebas y ensayos para garantizar la calidad.

Para la presente investigación, utilizaremos el Método B debido a su enfoque más riguroso y seguro establecido en el artículo 14.7.5 de (Steel-Reinforced Elastomeric Bearings - Method B). Este método asegura una mayor capacidad de sostén de carga en los apoyos elastoméricos y controles de calidad mucho más efectivos.

- **Grosor de las láminas de elastómero**

Estos espesores tanto en la parte superior e inferior no deben superar un mayor al 70% del espesor de las capas interiores. En los soportes elastoméricos reforzados con acero, se disponen capas elastómeras alternas y láminas con acero de refuerzo. Además, existe la posibilidad de añadir externas láminas acero en la parte superior e inferior, que cumplen la función de anclaje la cual consigue con la unión del anclaje con pernos.

- **Forma del soporte elastomérico**

Se recomienda que este factor sea igual o mayor a 10.

$$S_a = \frac{D}{4h_r} \geq 10 \quad (2.2.46)$$

Donde:

$S_a$  = factor de forma

$D$  = diámetro de elastómero

$h_r$  = altura de la lámina elastomérica

- **Propiedades de Deformación**

El grado de deformación en cada soporte hecho de elastómero reforzado debe caer dentro de los datos sugeridos en los parámetros del manual donde especifican que la magnitud de deformación debe encontrarse dentro de (0.08 y 0.175) ksi (56.08 - 127.46 tonf/m<sup>2</sup>), como se detalla desde la página 14 - 58 de la quinta edición (2010) de las Normas de Diseño de Puentes AASHTO LRFD.

- **Esfuerzo de compresión**

El esfuerzo de compresión promedio en cualquier lámina de elastómero, en condiciones de límite de servicio, está restringido de la siguiente forma:

$$\sigma_s \geq 1120 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (2.2.47)$$

Donde:

$\sigma_s$  = esfuerzo promedio de servicio de compresión

- **Altura total y corte**

La deformación máxima por corte en el soporte, en condiciones de límite de servicio, no debe exceder la deformación máxima correspondiente al desplazamiento lateral del nivel superior.

$$h_{rt} \geq 2 * \Delta s \quad (2.2.48)$$

Donde:

$h_{rt}$  = altura total de láminas elastoméricas

$\Delta s$  = máximo desplazamiento lateral

- **Compresión y rotación combinada**

Se realiza un análisis que combina la compresión y la rotación cuando el soporte está sometido a condiciones de limitantes de servicio. Estas rotaciones en las láminas se calculan sumando los máximos efectos, lo que incluye la inicial pérdida entre las láminas paralelas y la adicional rotación causada por las cargas y los movimientos. Los soportes están diseñados para evitar cualquier tipo de rotación en respuesta a cualquier carga.

$$\sigma_s \geq 0.75 * G_a * S_a * \left(\frac{\theta_{m\acute{a}x}}{n}\right) \left(\frac{D}{h_r}\right)^2 \quad (2.2.49)$$

Donde:

$D$  = diámetro de elastómero

$n$  = número de láminas interiores

$h_r$  = altura de la lámina elastomérica

$\theta_{m\acute{a}x}$  = máxima rotación de carga en radianes

$G_a$  = módulo de corte de elastómero

$\sigma_s$  = esfuerzo promedio de servicio de compresión

$S_a$  = factor de forma de espesor de lámina mayor

- **Fatiga por deformación en compresión y corte combinados**

Los soportes circulares sin restricciones para la deformación por corte deben cumplir con requisitos de fatiga debidos a la compresión y el corte combinados.

$$\sigma_s \leq 1.66 * G_a * S_a \quad (2.2.50)$$

Donde:

$G_a$  = módulo de corte de elastómero

$\sigma_s$  = esfuerzo promedio de servicio de compresión

$S_a$  = factor de forma de espesor de lámina mayor

- **Desplazamiento debido a movimiento lateral, compresión y rotación combinada**

Esta característica se analiza en condiciones de servicio. Los soportes han sido diseñados de manera que no haya elevación en respuesta a ninguna combinación de carga, considerando las rotaciones correspondientes.

$$\sigma_s \leq 2.50 * G_a * S_a * \left( 1 - 0.15 \left( \frac{\theta_{m\acute{a}x}}{n} \right) \left( \frac{D}{h_r} \right)^2 \right) \quad (2.2.51)$$

Donde:

$D$  = diámetro de elastómero

$n$  = número de láminas interiores

$h_r$  = altura de la lámina elastomérica

$\theta_{m\acute{a}x}$  = máxima rotación de carga en radianes

$G_a$  = módulo de corte de elastómero

$\sigma_s$  = esfuerzo promedio de servicio de compresión

$S_a$  = factor de forma de espesor de lámina mayor

- **Estabilidad ante vuelco**

Este parámetro también se evalúa dentro de las limitantes de sollicitación de servicio. Los soportes tienen limitaciones en desplazamientos laterales deben cumplir con requisitos de estabilidad ante el vuelco.

$$A = \left( \frac{1.92 \left( \frac{h_{rt}}{0.8 * D} \right)}{\sqrt{3}} \right) \quad (2.2.52)$$

Donde:

$h_{rt}$  = altura total de láminas elastoméricas

$D$  = diámetro de elastómero

$$B = \left( \frac{2.67}{(S_a + 2) \left(\frac{5}{4}\right)} \right) \quad (2.2.53)$$

Donde:

$S_a$  = factor de forma de espesor de lámina mayor

$$\sigma_s \leq \frac{G_a * S_a}{A - B} \quad (2.2.54)$$

Donde:

$G_a$  = módulo de corte de elastómero

$\sigma_s$  = esfuerzo promedio de servicio de compresión

$S_a$  = factor de forma de espesor de lámina mayor

El apoyo será estable siempre y cuando se cumpla ( $A - B = 0$ ) por lo que no dependerá de  $G_s$ .

- **Mínimo grosor de lámina de acero por compresión**

El acero de refuerzo genera tensiones debido a su unión con las láminas de elastómero, restringiendo su expansión. El cumplimiento de las tensiones está relacionado con el grosor mínimo de la lámina de acero  $h_s$ , que debe satisfacer una cierta condición.

$$h_s \geq \frac{3h_{r\acute{m}ax}\sigma_s}{F_y} \quad (2.2.55)$$

Donde:

$G_a$  = módulo de corte de elastómero

$\sigma_s$  = esfuerzo promedio de servicio de compresión

$h_{r\acute{m}ax}$  = máxima altura de una lámina elastomérica

$F_y$  = esfuerzo de fluencia de láminas de acero

## 2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

- **Amortiguador de Masa Sintonizada**

Es un mecanismo el cual ayuda a contrarrestar las fuerzas producidas por oscilaciones de viento o excitaciones sísmicas, mediante la incorporación de una masa adicional en la estructura con el fin de sintonizar su periodo y presente un buen comportamiento ante desplazamientos laterales (38).

- **Amortiguamiento**

En un sistema estructural, es un fenómeno mediante el cual se produce una liberación de energía producto de una carga dinámica (29).

- **Espectro de respuesta**

Generalmente es una representación de la respuesta estructural frente a un espectro sísmico de un registro del acelerograma que se gráfica mediante un diagrama para fines de diseño sismorresistente (25).

- **Ductilidad**

Es la capacidad de un elemento estructural que incursiona más allá de su rango elástico, el cual genera estabilidad pues le brinda rigidez y resistencia al elemento (29).

- **Cortante Basal**

Fuerzas acumuladas de entrepiso de una estructura, el cual sirve para realizar un análisis estático analizando los esfuerzos producidos en los elementos de los pórticos y diseñarlos sismorresistentes (29).

- **Oscilación**

Movimiento que se presenta en una estructura frente a una excitación sísmica (23).

- **Elastómero**

Polímeros que tiene capacidad de alcanzar grandes esfuerzos al corte, compresión, rotación y desplazamientos (40).

- **Vibración**

Es una oscilación de la estructura producto de una fuerza dinámica que se produce en un punto determinado (29).

- **Periodo**

Periodo de respuesta de una estructura que toma en forma de vibración y desplazamiento de su masa (21).

## **CAPÍTULO III**

### **METODOLOGÍA**

#### **3.1. MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN**

El método científico es la serie de procedimientos por los que se plantean los problemas y se verifican y/o comprueban las hipótesis a través de los instrumentos de investigación (41).

El presente trabajo de investigación iniciará con el reconocimiento y observación de la estructura multifamiliar de 15 pisos con 2 sótanos ubicado en el Tambo, Huancayo para corroborar si efectivamente se desarrolló el diseño estructural que siguen los planos a nivel de arquitectura y estructuras. Luego, se realizará el modelado de la estructura siguiendo el diseño de la estructura conforme a los planos para corroborar el cumplimiento de los requisitos sismorresistentes que exige la norma E.030 para luego asignar en el último nivel amortiguadores de masa sintonizada identificando el lugar correcto el cual permita tener el mínimo desplazamiento posible ante un evento sísmico sondeado de la zona en evaluación para así comprobar y/o verificar la hipótesis, lo cual dará solución al problema para que una edificación presente un buen desempeño sísmico frente a cualquier sollicitación sísmica mediante el uso de amortiguadores de masa sintonizada.

De acuerdo con lo expresado anteriormente, la presente investigación aplicará el **método científico**.

### 3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN

La investigación aplicada se refiere a los resultados inmediatos y no al desarrollo de teorías por lo cual requiere de problemas concretos en circunstancias y características concretas pues se aplican los conocimientos adquiridos en forma práctica, activa y dinámica (42).

De acuerdo con la teoría mencionada el presente trabajo de investigación es de **tipo aplicada**, por lo que será relevante evaluar la influencia a la respuesta dinámica sísmica empleando amortiguadores de masa sintonizada a la edificación de 15 niveles con 2 sótanos mediante los análisis estático y dinámico condicionándolo a la realidad con parámetros de registros sísmicos de la zona.

### 3.3. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

La investigación explicativa está enfocada en conocer la razón exacta de los acontecimientos mediante la relación causa-efecto, corroborando el planteamiento de la hipótesis (43).

La investigación dará a conocer el beneficio utilizar amortiguadores de masa sintonizada en el edificio de 15 niveles con 2 sótanos a diferencia de no presentarlo. Por lo tanto, la investigación está enfocada al **nivel explicativo**.

### 3.4. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

En la investigación no experimental no es posible la manipulación, control e influencia de las variables independientes ya que estas ocurren y/o suceden, y solo se observan los hechos ya existentes en un contexto natural para ser analizados. Además, el tipo transeccional hace referencia a la recolección de datos en un tiempo determinado (44).

Por lo tanto, en el presente trabajo de investigación no se manipulará la variable independiente y no se requerirá de ensayos de laboratorio, de igual manera, para la obtención del cumplimiento de las exigencias sísmicas respaldadas por la normativa E.030, se realizará un modelamiento y análisis en software y se ubicará los amortiguadores de masa sintonizada en el último nivel de la edificación de 15 pisos con 2 sótanos para analizar la influencia de éste como respuesta a la reducción óptima de las respuestas dinámicas sísmicas, lo cual hace que la presente investigación sea del **tipo no experimental – transversal**.

### 3.5. POBLACIÓN

La población es suma total de elementos de similares características un conjunto finito o infinito de elementos con características comunes sobre los que se desea hacer un estudio o análisis (43).

De acuerdo con estas definiciones nuestra población va enfocada a edificaciones de 15 pisos con 2 sótanos con características estructurales que cumplan los parámetros y requisitos sismorresistentes para categorías C ubicados en la provincia de Huancayo, Región Junín.

### **3.6. MUESTRA**

La muestra se define como una proporción significativa y la más representativa de una población el cual ayudara a generalizar del resto de la población (43).

La muestra que se toma viene a ser la estructura multifamiliar de 15 pisos con 2 sótanos de concreto armado ubicado en el distrito de El Tambo – Huancayo.

### **3.7. MUESTREO**

El muestreo viene definido como una técnica el cual para su selección puede ser aleatoriamente o no probabilístico (43).

Por lo tanto, la presente investigación toma un **muestreo no probabilístico**.

### **3.8. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS**

Las técnicas son los recursos o medios para la recaudar y obtener información. Una de las técnicas se da por medio de la observación directa el cual registra cualquier situación o acontecimiento que se produzca en la sociedad o naturaleza (43).

Entonces, la presente investigación implementará como técnica la **observación directa**, el cual nos permitirá hacer una inspección visual para corroborar con los datos técnicos dentro de planos estructurales y distribución arquitectónica de la estructura.

### **3.9. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS**

Un instrumento para recolección de datos viene definido por cualquier medio, recurso o formato el cual ayuda la obtención, registro o almacenamiento de información (43).

En la presente investigación, se utilizará como instrumento las normas locales como la Norma Técnica Sismorresistente E.030, Norma Técnica de Cargas E.020, informe de estudio de suelos de la edificación, informe resumido de análisis y diseño sismorresistente, bibliografía internacional como FEMA 356 que respalda los análisis y diseños sismorresistentes no contemplados en las normas locales. Además, se corroborará las especificaciones del sistema estructural empleado en la edificación, con los planos a nivel arquitectónico y estructural. Por último, aplicaremos el instrumento “Etabs y/o Sap 2000” para realizar el modelado y análisis de la estructura respaldado por hojas de cálculo programados en MS Excel, de las cuales obtendremos tablas y figuras representativas del caso.

### 3.9.1. CRITERIOS DE VALIDEZ Y CONFIABILIDAD DE INSTRUMENTOS

Los instrumentos empleados en esta tesis son considerados confiables, ya que se adhieren a las normas contemporáneas. En cuanto al software utilizado para llevar a cabo el modelado y análisis sísmico, se trata del Software Etabs v18., este software se eligió por su fiabilidad en la capacidad y versatilidad de cálculo y análisis en diseño de edificios. Cabe recalcar que, Etabs es desarrollado por Computers and Structures, una empresa reconocida a nivel mundial por ser líder innovadora en el desarrollo de software para análisis y diseñar edificaciones de toda índole.

### 3.9.2. VALIDACIÓN DEL SOFTWARE ETABS

Los cálculos y metodología que siguen a continuación son cálculos manuales y contrastes con el software etabsv18. Primero, para sistema de 1 y 4 niveles sin AMS, luego la aplicación del AMS en 4 niveles.

#### A) Cálculo para sistema de 1 nivel sin AMS

##### - Cálculo manual

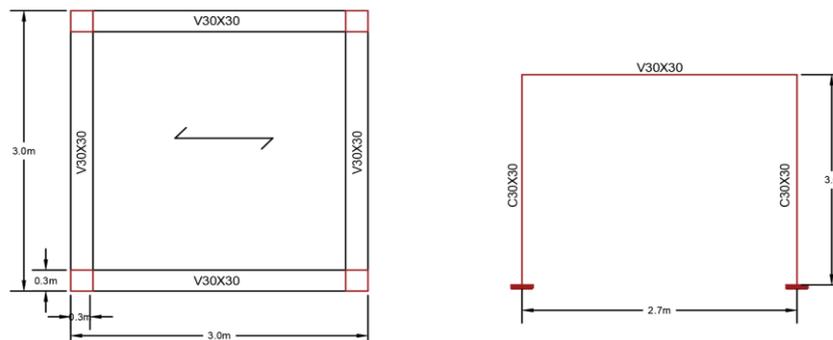


Figura 33. Planta y elevación del sistema

#### Datos Preliminares:

Planta: 3m x 3m., altura (h): 3m., columnas 30x30 cm., vigas 30x30 cm. losa maciza 20 cm. espesor, = 210 kgf/cm<sup>2</sup>, concreto = 2.4 tonf/m<sup>3</sup>, Z = 0.35, U = 1, S = 1.15, C = 2.5 y R = 8.

$$\text{Modulo de Elasticidad (E)} = 15100 \times \sqrt{f'c} = 15100 \times \sqrt{210} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 218.82 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

#### Metrado de cargas:

$$CM \text{ Losa} = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} \times 0.20 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 3 \text{ m} = 4.320 \text{ tonf}$$

$$CM \text{ Viga} = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} \times 4 \times 2.4 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} = 2.074 \text{ tonf}$$

$$CM \text{ Columna} = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} \times 4 \times 1.5 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} = 1.296 \text{ tonf}$$

$$\text{Total CM} = 7.517 \text{ tonf}$$

$$CV (S/C) = 0.20 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \times (3 \times 3) \text{ m}^2 = 1.08 \text{ tonf}$$

### **Peso sísmico (100%CM + 25%CV)**

$$Ps = 7.517 \text{ tonf} + 25\% \times 1.08 \text{ tonf} = 7.967 \text{ tonf}$$

### **Masa**

$$m = \frac{7.967 \text{ tonf}}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 0.8121 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$$

### **Rigidez Lateral**

Para hallar la rigidez lateral de un eje de la estructura en análisis, utilizaremos la metodología de Wilbur por su simplicidad y simetría.

- Columna empotrada:

$$\text{Inercia Columna } (I_C) = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$\text{Longitud de Columna } (L_C) = h = 3 \text{ m} = 300 \text{ cm}$$

$$\text{Rigidez relativa de Columna } (K_C) = \frac{I_C}{L_C} = 225 \text{ cm}^3$$

- Viga:

$$\text{Inercia Viga } (I_v) = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$\text{Longitud de Viga } (L_v) = 3 \text{ m} = 300 \text{ cm}$$

$$\text{Rigidez relativa de Viga } (K_v) = \frac{I_v}{L_v} = 225 \text{ cm}^3$$

- Rigidez Lateral (Formula de Wilbur dirección X)

$$K_{L1} = \frac{48E}{h_1 \left( \frac{4h_1}{\Sigma K_{C1}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{v1} + \Sigma \frac{K_{C1}}{12}} \right)}$$

$$K_{L1} = \frac{48(218.82 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2})}{300 \text{ cm} \left( \frac{4 \times 300 \text{ cm}}{2 \times 225 \text{ cm}^3} + \frac{300 \text{ cm} + 0}{225 \text{ cm}^3 + \frac{2 \times 225 \text{ cm}^3}{12}} \right)} = 9.190 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}}$$

$$K_{TOTAL} = 2 \times 9.190 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}} = 1838.086 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

### Frecuencia y Periodo

$$\text{Frecuencia Angular } (\omega_n^2) = \frac{1}{P_S} \times K_{TOTAL}$$

$$\omega_n = \frac{1}{7.967 \text{ tonf}} \times 1838.086 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} = 47.575 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$\text{Periodo } (T) = \frac{2\pi}{\omega_n}$$

$$T = \frac{2\pi}{47.575 \frac{\text{rad}}{\text{s}}} = 0.1321 \text{ s}$$

$$\text{Frecuencia } (f) = \frac{1}{T}$$

$$f = \frac{1}{0.1321 \text{ s}} = 7.572 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

### Fuerza y desplazamiento

$$Sa * g = \frac{Z * U * S * C}{R} \times 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$Sa * g = \frac{0.35 * 1 * 1.15 * 2.5}{8} \times 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 1.234 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$F = m \times Sa * g = 0.8121 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}^2}{\text{m}} \times 1.234 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 1.002 \text{ tonf}$$

$$\Delta = \frac{1}{K_{TOTAL}} \times F = \frac{1}{1838.086 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}} \times 1.002 \text{ tonf} = 0.000545 \text{ m}$$

- **Cálculo con software Etabs v18**

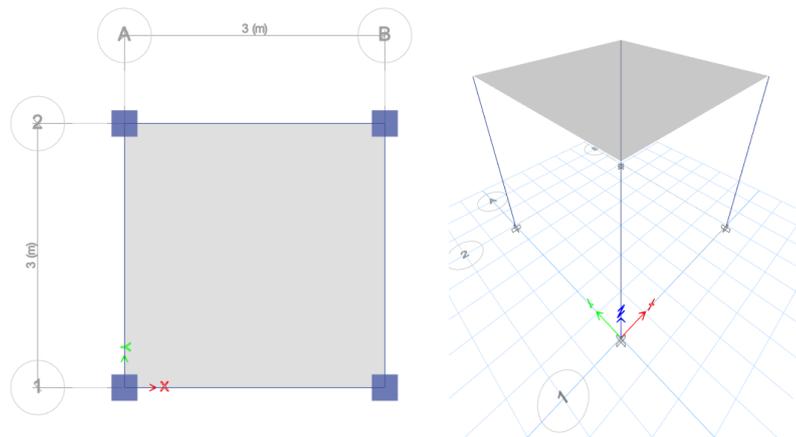


Figura 34. Vistas del sistema en el software

a) Modal Periods And Frequencies

Case	Mode	Period sec	Frequency	CircFreq rad/sec	Eigenvalue
Modal	1	0.132	7.584	47.6515	2270.6636
Modal	2	0.132	7.584	47.6515	2270.6636
Modal	3	0.099	10.054	63.1707	3990.5376

b) Story Forces

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story1	ESTAXX	LinStatic			Bottom	0	-1.0564	0	1.6631	0	-3.1692

c) Diaphragm Center Of Mass Displacements

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	UX m	UY m	RZ rad	Point	X m	Y m	Z m
Story1	D1	ESTAXX	LinStatic			0.000543	0	-8E-06	9	1.5	1.5	3

Figura 35. a) Periodo, b) Fuerza y c) Desplazamiento

Basados en esta información se procedió a evaluar el error porcentual de ambos métodos:

**Tabla 1: Error porcentual para 1 nivel sin AMS**

<b>Error porcentual</b>			
<b>Ítem</b>	<b>Etabs</b>	<b>Manual</b>	<b>Δ Error %</b>
<b>Periodo (s)</b>	0.1321	0.132	<b>-0.05%</b>
<b>Fuerza (tonf)</b>	1.050	1.002	<b>4.78%</b>
<b>Desplazamiento (m)</b>	0.00054	0.00055	<b>-0.40%</b>

Fuente: Elaboración propia

Se observa que la variación para el periodo es de -0.05%, fuerza de 4.78% y de desplazamiento de -0.40%, lo que valida su efectividad y uso del software comparado con el cálculo manual.

## B) Sistema de 4 niveles – sin AMS

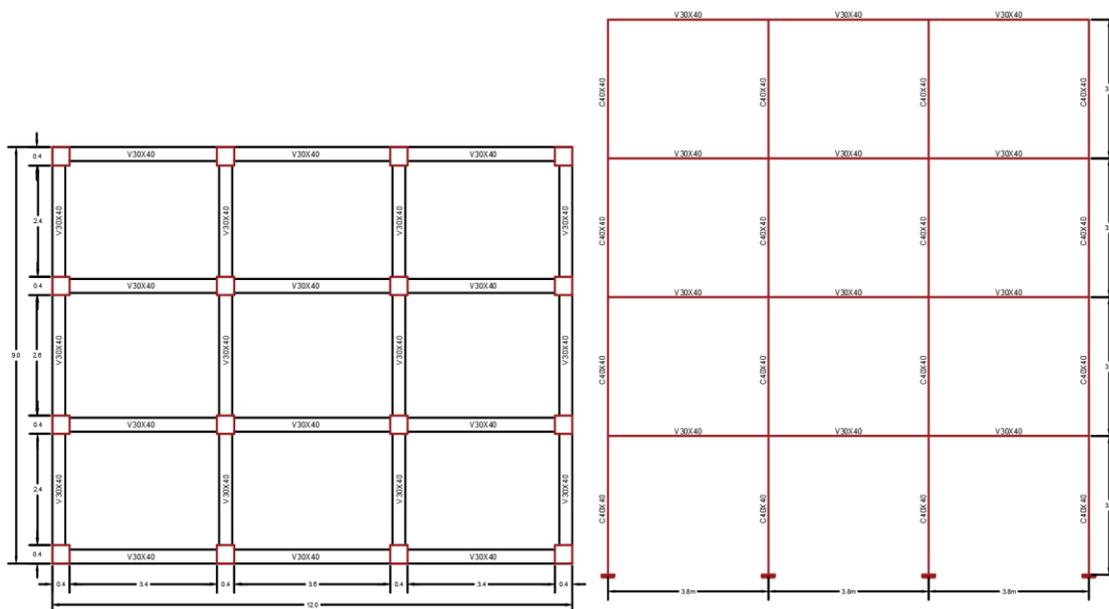


Figura 36. Planta y elevación del sistema de 4 niveles

### Datos Preliminares:

Planta: 9 m x 12 m., 4 niveles, alturas de entrepiso (h): 3 m., columnas 40 x 40 cm., vigas 30 x 40 cm. losa maciza 15 cm. espesor, = 280 kgf/cm<sup>2</sup>, concreto = 2.4 tonf/m<sup>3</sup>, Z = 0.45, U = 1, S = 1.05, C = 2.5 y R = 8.

$$\text{Modulo de Elasticidad (E)} = 15100x\sqrt{f'c} = 15100x\sqrt{280} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 252.67 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

### - Cálculo manual

#### Metrado de cargas (Pisos 1-2-3)

$$CM \text{ Losa} = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} x 0.15 \text{ m} x 9 \text{ m} x 12 \text{ m} = 38.88 \text{ tonf}$$

$$CM \text{ Viga} = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} x (12 + 9) x 4 \text{ m} x 0.30 \text{ m} x 0.40 \text{ m} = 24.192 \text{ tonf}$$

$$CM \text{ Columna} = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} x 16 x 3 \text{ m} x 0.40 \text{ m} x 0.40 \text{ m} = 18.432 \text{ tonf}$$

$$CM \text{ Piso Terminado} = 0.1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} x 9 \text{ m} x 12 \text{ m} = 10.8 \text{ tonf}$$

$$CM \text{ Tabiquería} = 0.1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \times 9 \text{ m} \times 12 \text{ m} = 10.8 \text{ ton}$$

$$\text{Total CM} = 91.456 \text{ tonf}$$

$$CV (S/C) = 0.20 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \times (9 \times 12) \text{ m}^2 = 21.6 \text{ tonf}$$

#### **Metrado de cargas (Piso 4)**

$$CM \text{ Losa} = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} \times 0.15 \text{ m} \times 9 \text{ m} \times 12 \text{ m} = 38.88 \text{ tonf}$$

$$CM \text{ Viga} = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} \times (12 + 9) \times 4 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} = 24.192 \text{ tonf}$$

$$CM \text{ Columna} = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} \times 16 \times 1.5 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} = 9.216 \text{ tonf}$$

$$CM \text{ Piso Terminado} = 0.1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \times 9 \text{ m} \times 12 \text{ m} = 10.8 \text{ tonf}$$

$$CM \text{ Tabiquería} = 0.1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \times 9 \text{ m} \times 12 \text{ m} = 10.8 \text{ tonf}$$

$$\text{Total CM} = 82.240 \text{ tonf}$$

$$CV (S/C) = 0.1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \times (9 \times 12) \text{ m}^2 = 10.8 \text{ tonf}$$

#### **Peso sísmico (100%CM + 25%CV)**

$$Ps_{1,2,3} = 91.456 \text{ tonf} + 25\% \times 21.6 \text{ tonf} = 96.856 \text{ tonf}$$

$$Ps_4 = 82.240 \text{ tonf} + 25\% \times 10.8 \text{ tonf} = 84.94 \text{ tonf}$$

$$P_{\text{total}} = 375.51 \text{ tonf}$$

#### **Masa**

$$m_{1,2,3} = \frac{96.856 \text{ tonf}}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 9.873 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$$

$$m_4 = \frac{84.9 \text{ tonf}}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 8.659 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$$

## Rigidez Lateral

Para hallar la rigidez lateral de un eje de la estructura en análisis, utilizaremos la metodología de Wilbur para una dirección en análisis X.

- Columna empotrada:

$$Inercia\ Columna\ (I_C) = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333.33\ cm^4$$

$$Longitud\ de\ Columna\ (L_C) = h = 3\ m = 300\ cm$$

$$Rigidez\ relativa\ de\ Columna\ (K_C) = \frac{I_C}{L_C} = 711.111\ cm^3$$

- Viga:

$$Inercia\ Viga\ (I_v) = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160000\ cm^4$$

$$Longitud\ de\ Viga\ (L_v) = 4\ m = 400\ cm$$

$$Rigidez\ relativa\ de\ Viga\ (K_v) = \frac{I_v}{L_v} = 400\ cm^3$$

- Rigidez Lateral columna empotrada nivel 1 (Formula de Wilbur)

$$K_{L1} = \frac{48E}{h_1 \left( \frac{4h_1}{\Sigma K_{C1}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{v1} + \Sigma \frac{K_{C1}}{12}} \right)} \quad (3.1)$$

$$K_{L1} = \frac{48(252.67 \frac{tonf}{cm^2})}{300\ cm \left( \frac{4 \times 300\ cm}{2 \times 711.111\ cm^3} + \frac{300\ cm + 300\ cm}{160000\ cm^3 + \frac{2 \times 711.111\ cm^3}{12}} \right)} = 48.162 \frac{tonf}{cm}$$

$$K_{TOTAL} = 4 \times 48.162 \frac{tonf}{cm} = 19264.892 \frac{tonf}{m}$$

- Rigidez Lateral columna empotrada nivel 2 (Formula de Wilbur)

$$K_{L2} = \frac{48E}{h_2 \left( \frac{4h_2}{\Sigma K_{C2}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{v1}} + \frac{h_2 + h_3}{\Sigma K_{v2}} \right)} \quad (3.2)$$

$$\begin{aligned} K_{L2} &= \frac{48(252.67 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2})}{300 \text{ cm} \left( \frac{4 \times 300 \text{ cm}}{2 \times 711.111 \text{ cm}^3} + \frac{300 \text{ cm} + 300 \text{ cm}}{1200 \text{ cm}^3} + \frac{300 \text{ cm} + 300 \text{ cm}}{1200 \text{ cm}^3} \right)} \\ &= 30.183 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}} \end{aligned}$$

$$K_{TOTAL} = 4 \times 30.183 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}} = 12073.283 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- Rigidez Lateral columna empotrada nivel 3 (Formula de Wilbur)

$$K_{L3} = \frac{48E}{h_1 \left( \frac{4h_3}{\Sigma K_{C3}} + \frac{h_3 + h_4}{\Sigma K_{v3}} + \frac{h_4 + h_0}{\Sigma K_{v4}} \right)}$$

$$\begin{aligned} K_{L3} &= \frac{48(252.67 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2})}{300 \text{ cm} \left( \frac{4 \times 300 \text{ cm}}{4 \times 711.111 \text{ cm}^3} + \frac{300 \text{ cm} + 300 \text{ cm}}{1200 \text{ cm}^3} + \frac{300 \text{ cm} + 300 \text{ cm}}{1200 \text{ cm}^3} \right)} \\ &= 28.432 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}} \end{aligned}$$

$$K_{TOTAL} = 4 \times 28.432 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}} = 11372.986 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- Rigidez Lateral columna empotrada nivel 4 (Formula de Wilbur)

$$K_{L4} = \frac{48E}{h_1 \left( \frac{4h_3}{\Sigma K_{C3}} + \frac{h_3 + h_4}{\Sigma K_{v3}} + \frac{h_4 + h_0}{\Sigma K_{v4}} \right)}$$

$$\begin{aligned} K_{L4} &= \frac{48(252.67 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2})}{300 \text{ cm} \left( \frac{4 \times 300 \text{ cm}}{4 \times 711.111 \text{ cm}^3} + \frac{300 \text{ cm} + 300 \text{ cm}}{1200 \text{ cm}^3} + \frac{300 \text{ cm} + 0 \text{ cm}}{1200 \text{ cm}^3} \right)} \\ &= 34.498 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}} \end{aligned}$$

$$K_{TOTAL} = 4 \times 34.498 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}} = 13799.223 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

### Matriz de Rigidez

$$K = \begin{pmatrix} 31338.175 & -12073.283 & 0 & 0 \\ -12073.283 & 23446.270 & -11372.986 & 0 \\ 0 & -11372.986 & 25172.210 & -13799.223 \\ 0 & 0 & -13799.223 & 13799.223 \end{pmatrix}$$

### Frecuencias y Periodos

$$\omega_n = DET ([K] - \omega_n^2 x [M]) = DET ([K] - \lambda_i x [M])$$

$$\lambda_1 = 184.24, \quad \lambda_2 = 1518.25, \quad \lambda_3 = 3448.08, \quad \lambda_4 = 4541.51$$

$$\omega_n^2 = \lambda_i$$

$$\omega_1 = 13.57 \frac{\text{rad}}{\text{s}}, \quad \omega_2 = 38.96 \frac{\text{rad}}{\text{s}}, \quad \omega_3 = 58.72 \frac{\text{rad}}{\text{s}}, \quad \omega_4 = 67.39 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$\text{Periodo } (T) = \frac{2\pi}{\omega_n}$$

$$T_{1x} = 0.463 \text{ s}, \quad T_{2x} = 0.161 \text{ s}, \quad T_{3x} = 0.107 \text{ s}, \quad T_{4x} = 0.093 \text{ s}$$

$$\text{Frecuencia } (f) = \frac{1}{T}$$

$$f_{1x} = 2.16 \frac{\text{rad}}{\text{s}}, \quad f_{2x} = 6.21 \frac{\text{rad}}{\text{s}}, \quad f_{3x} = 9.34 \frac{\text{rad}}{\text{s}}, \quad f_{4x} = 10.75 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

### Fuerza y desplazamiento

Tabla 2: Distribución de fuerzas en altura

Nivel	hi(m)	Wi (tonf)	Hi (m)	WixHi^k	αi	Fi	
4	3	84.94	12.00	1019.28	0.37	20.46	tonf
3	3	96.86	9.00	871.70	0.32	17.49	tonf
2	3	96.86	6.00	581.14	0.21	11.66	tonf
1	3	96.86	3.00	290.57	0.11	5.83	tonf
			<b>Total</b>	2762.69		55.45	tonf

Fuente: Elaboración propia

$$F = [K]xU \Rightarrow U = [K]^{-1}x [F_i]$$

$$U_1 = 0.288 \text{ cm}, \quad U_2 = 0.699 \text{ cm}, \quad U_3 = 1.032 \text{ cm}, \quad U_4 = 1.181 \text{ cm}$$

- Cálculo con software Etabs v18

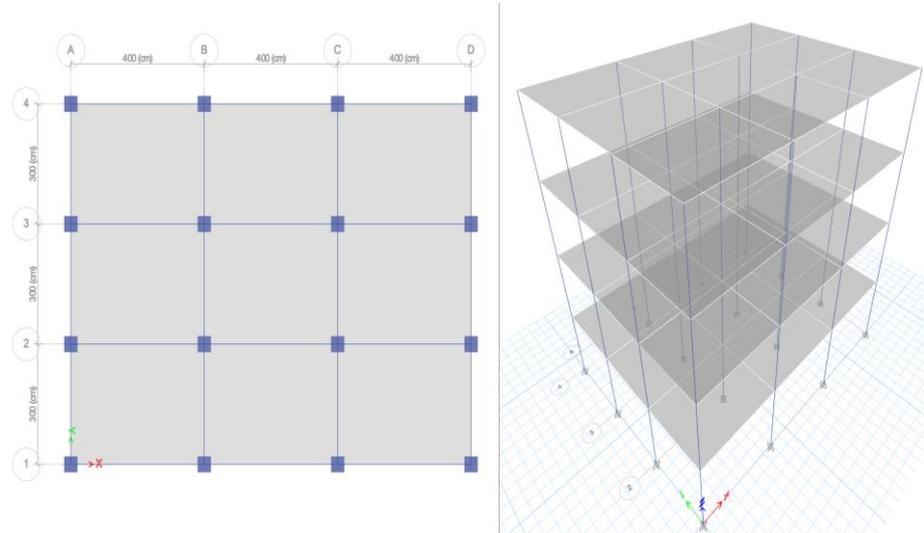


Figura 37. Vistas del sistema en el software

a) **ET Modal Participating Mass Ratios**

File Edit Format-Filter-Sort Select Options  
 Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None  
 Filter: None

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX
Modal 1	1	0.465	0.8421	0	0	0.8421	0	0	0	0.1906	0	0
Modal 2	2	0.442	0	0.8464	0	0.8421	0.8464	0	0.186	0	0	0.186
Modal 3	3	0.376	0	0	0	0.8421	0.8464	0	0	0	0.8474	0.186
Modal 4	4	0.148	0.1077	0	0	0.9498	0.8464	0	0	0.6723	0	0.186
Modal 5	5	0.142	0	0.1067	0	0.9498	0.9531	0	0.6845	0	0	0.8705
Modal 6	6	0.121	0	0	0	0.9498	0.9531	0	0	0	0.1049	0.8705
Modal 7	7	0.084	0.0388	0	0	0.9886	0.9531	0	0	0.0874	0	0.8705
Modal 8	8	0.082	0	0.0365	0	0.9886	0.9896	0	0.0827	0	0	0.9532
Modal 9	9	0.07	0	0	0	0.9886	0.9896	0	0	0	0.037	0.9532
Modal 10	10	0.06	0.0114	0	0	1	0.9896	0	0	0.0497	0	0.9532
Modal 11	11	0.06	0	0.0104	0	1	1	0	0.0468	0	0	1
Modal 12	12	0.051	0	0	0	1	1	0	0	0	0.0107	1

b) **ET Diaphragm Center Of Mass Displacements**

File Edit Format-Filter-Sort Select Options  
 Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None  
 Filter: ((Output Case) = 'SEX')

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	UX cm	UY cm	RZ rad	Point	X cm	Y cm	Z cm
Story4	D1	SEX	LinStatic			1.2235	0	-0.000158	49	600	450	1200
Story3	D1	SEX	LinStatic			1.0356	0	-0.000135	50	600	450	900
Story2	D1	SEX	LinStatic			0.7086	0	-9.3E-05	51	600	450	600
Story1	D1	SEX	LinStatic			0.2989	0	-4E-05	52	600	450	300

c) **ET Story Forces**

File Edit Format-Filter-Sort Select Options  
 Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None  
 Filter: ((Output Case) = 'SEX') AND ((Location) = 'Bottom')

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-cm	MX tonf-cm	MY tonf-cm
Story4	SEX	LinStatic			Bottom	0	-20.8748	0	10333.021	0	-6262.437
Story3	SEX	LinStatic			Bottom	0	-40.1865	0	19892.325	0	-18318.392
Story2	SEX	LinStatic			Bottom	0	-53.061	0	26265.194	0	-34236.691
Story1	SEX	LinStatic			Bottom	0	-59.4982	0	29451.628	0	-52086.162

Figura 38. a) Periodos, b) Fuerzas y c) Desplazamientos

Basados en esta información se procedió a evaluar el error porcentual de ambos métodos:

**Tabla 3: Error porcentual para 4 niveles sin AMS**

Piso	Error porcentual			
	Ítem	Etabs	Manual	Error %
T1	Periodo	0.465	0.4630	0.43%
T_01	Fuerza Cortante	59.498	55.446	7.31%
T_04	Desplazamientos Laterales	0.299	0.288	3.71%
T_03		0.709	0.699	1.39%
T_02		1.036	1.032	0.30%
T_01		1.224	1.181	3.50%

Fuente: Elaboración propia

### C) Sistema de 4 niveles – con AMS

#### - Cálculo manual

Peso AMS

$$P_{AMS} = 1\% \times 375.51 \text{ tonf} = 3.76 \text{ tonf}$$

$$P_T = 3.76 \text{ tonf} \times \text{Masa participativa} = 3.16 \text{ tonf}$$

$$m_{AMS} = 0.38 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$$

Rigidez del AMS

$$K_{AMS} = 4x \left( \frac{4\pi^2 \times P_T}{T_1 \times 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} \right) = 227.52 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$K_{AISLADOR} = \left( \frac{K_{AMS}}{4} \right) = 56.88 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Amortiguamiento del AMS

$$C_{AMS} = \frac{\xi \times 2x \sqrt{\frac{K_{AMS}}{m_{AMS}}}}{4} = 0.93 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Matriz de Rigidez

$$K = \begin{pmatrix} 31338.175 & -12073.283 & 0 & 0 & 0 \\ -12073.283 & 23446.270 & -11372.986 & 0 & 0 \\ 0 & -11372.986 & 25172.210 & -13799.223 & 0 \\ 0 & 0 & -13799.223 & 14005.449 & -206.23 \\ 0 & 0 & 0 & -206.23 & 206.23 \end{pmatrix}$$

## Frecuencia y Periodo

$$\omega_n = \text{DET} ([K] - \omega_n^2 x[M]) = \text{DET} ([K] - \lambda_i x[M])$$

$$\lambda_1 = 179.43, \quad \lambda_2 = 573.68, \quad \lambda_3 = 1529.65, \quad \lambda_4 = 3454.23,$$

$$\lambda_5 = 4543.68$$

$$\omega_n^2 = \lambda_i$$

$$\omega_1 = 13.40 \frac{\text{rad}}{\text{seg}}, \quad \omega_2 = 23.95 \frac{\text{rad}}{\text{seg}}, \quad \omega_3 = 39.11 \frac{\text{rad}}{\text{seg}}, \quad \omega_4 = 58.77 \frac{\text{rad}}{\text{seg}},$$

$$\omega_5 = 67.41 \frac{\text{rad}}{\text{seg}}$$

$$\text{Periodo } (T) = \frac{2\pi}{\omega_n}$$

$$T_1 = 0.469 \text{ seg}, \quad T_2 = 0.262 \text{ seg}, \quad T_3 = 0.161 \text{ seg}, \quad T_4 = 0.107 \text{ seg}$$

$$\text{Frecuencia } (f) = \frac{1}{T}$$

$$f_1 = 2.13 \frac{\text{rad}}{\text{s}}, \quad f_2 = 3.81 \frac{\text{rad}}{\text{s}}, \quad f_3 = 6.22 \frac{\text{rad}}{\text{s}}, \quad f_4 = 9.35 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

### - Cálculo con software Etabs v18

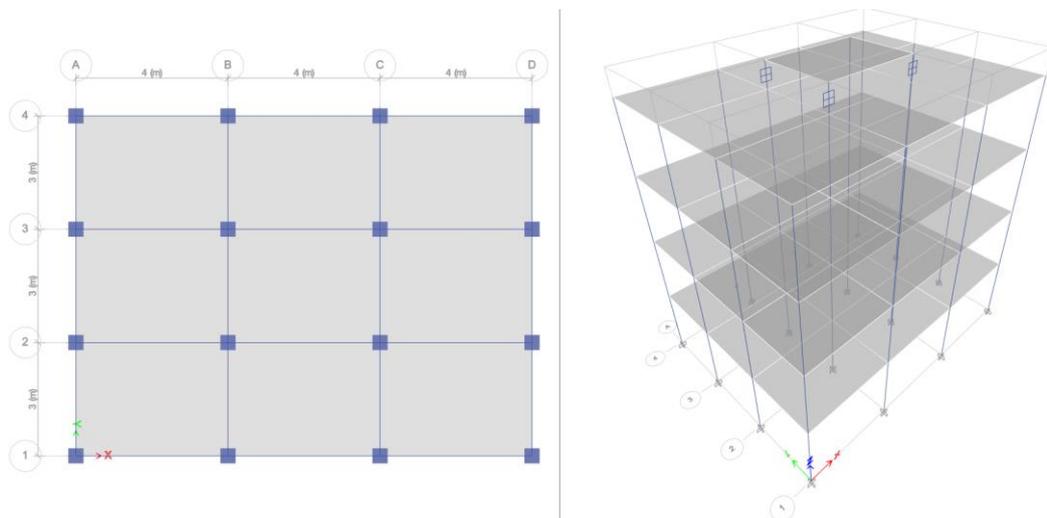


Figura 39. Vista en planta y elevación con AMS

Case	Mode	Period sec	Frequency	CircFreq rad/sec	Eigenvalue
Modal	1	0.473	2.113	13.2764	176.2635
Modal	2	0.45	2.221	13.9532	194.6915
Modal	3	0.377	2.654	16.675	278.0555
Modal	4	0.283	3.539	22.2377	494.5175
Modal	5	0.282	3.545	22.2747	496.1631
Modal	6	0.147	6.8	42.7286	1825.7348
Modal	7	0.141	7.07	44.4233	1973.434
Modal	8	0.137	7.324	46.0151	2117.3862
Modal	9	0.12	8.313	52.2333	2728.3179
Modal	10	0.084	11.948	75.0742	5636.1428
Modal	11	0.082	12.227	76.826	5902.2301
Modal	12	0.07	14.354	90.1858	8133.4818

Figura 40. Periodos y frecuencias con AMS

Basados en esta información se procedió a evaluar el error porcentual de ambos métodos, para el periodo más representativo que es el modo de vibración 1 de la estructura.

**Tabla 4: Error porcentual para 1 nivel sin AMS**

Error porcentual				
	Ítem	Etabs	Manual	Error %
<b>T1</b>	<b>Periodo</b>	0.473	0.4690	<b>0.85%</b>

Fuente: Elaboración propia

Con esta información validamos el software para su uso de la edificación en análisis, ya que se realiza mediante este instrumento de apoyo porque la edificación es de 15 niveles con dos sótanos.

## **CAPÍTULO IV**

### **ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

#### **4.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS**

##### **4.1.1. CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN**

###### **a. Datos Generales**

La presente investigación está basada en una edificación multifamiliar de 15 niveles con 2 sótanos construida a finales del año 2019, el cual está ubicado entre las intersecciones del Jr. Parra del Riego y la Ca. Real, distrito del El Tambo, provincia de Huancayo, Región Junín.

###### **b. Nivel arquitectónico**

La edificación comprende 15 niveles y 2 sótanos, siendo así una altura total de piso terminado en 53.15 metros con alturas variables de acuerdo con los entresijos y sótanos. Cabe recalcar que adicionalmente tiene dos niveles de área de 41.14m<sup>2</sup> denominados (T16 y T17), los cuales están destinados al cuarto de máquinas, ascensores y techo de escaleras. La distribución en altura de entresijo es como sigue: los sótanos 1 y 2 y los niveles 1 y 2 de 4.90 metros de altura, los demás entresijos de 2.80 metros de altura. Además, el área total del terreno es de 432 m<sup>2</sup>, pero se descontó la junta de dilatación de 7” en cada colindancia resultando el terreno a construir de 419.40 m<sup>2</sup> y en cada entresijo se identifican los ductos o áreas libres las cuales son descontados también como; monta coche 24.6 m<sup>2</sup>, escaleras 20.79 m<sup>2</sup> y caja de escaleras 10.48 m<sup>2</sup> en los sótanos 1, 2 y nivel 1. Para los siguientes entresijos solo se descontó

el área de ductos detrás de escaleras y caja de escaleras resultando como sigue en la siguiente tabla:

**Tabla 5: Área y uso por entrepiso**

<b>PISO</b>	<b>ÁREA</b>	<b>USO</b>
<b>Sótano 1</b>	421.92 m <sup>2</sup>	Estacionamiento
<b>Sótano 2</b>	421.92 m <sup>2</sup>	Estacionamiento
<b>Piso 1</b>	373.28 m <sup>2</sup>	Recepción - Oficinas
<b>Piso 2</b>	307.19 m <sup>2</sup>	Departamentos
<b>Piso 3</b>	397.51 m <sup>2</sup>	Departamentos
<b>Piso 4</b>	397.51 m <sup>2</sup>	Departamentos
<b>Piso 5</b>	397.51 m <sup>2</sup>	Departamentos
<b>Piso 6</b>	397.51 m <sup>2</sup>	Departamentos
<b>Piso 7</b>	397.51 m <sup>2</sup>	Departamentos
<b>Piso 8</b>	397.51 m <sup>2</sup>	Departamentos
<b>Piso 9</b>	397.51 m <sup>2</sup>	Departamentos
<b>Piso 10</b>	397.51 m <sup>2</sup>	Departamentos
<b>Piso 11</b>	397.51 m <sup>2</sup>	Departamentos
<b>Piso 12</b>	397.51 m <sup>2</sup>	Departamentos
<b>Piso 13</b>	397.51 m <sup>2</sup>	Departamentos
<b>Piso 14</b>	398.85 m <sup>2</sup>	Departamentos
<b>Piso 15</b>	400.29 m <sup>2</sup>	Departamentos
<b>Piso 16</b>	41.14 m <sup>2</sup>	Ascensor y escalera
<b>Piso 17</b>	41.14 m <sup>2</sup>	Cuarto de máquinas

**Fuente: Elaboración propia**

En las siguientes figuras se muestran la elevación principal de la fachada, cortes y planos arquitectónicos de la edificación en estudio.

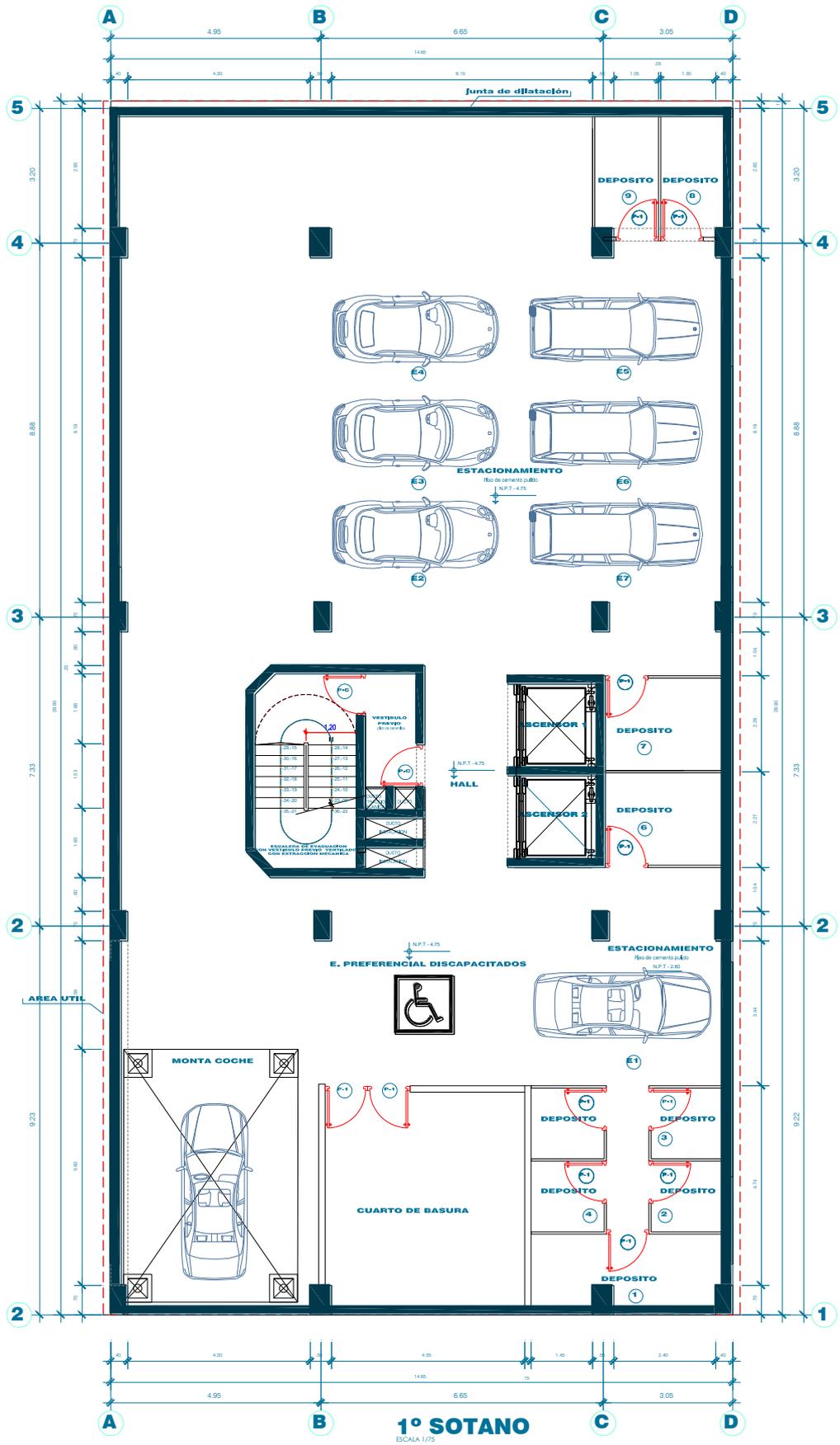


Figura 41. Planta de distribución sótano 1.

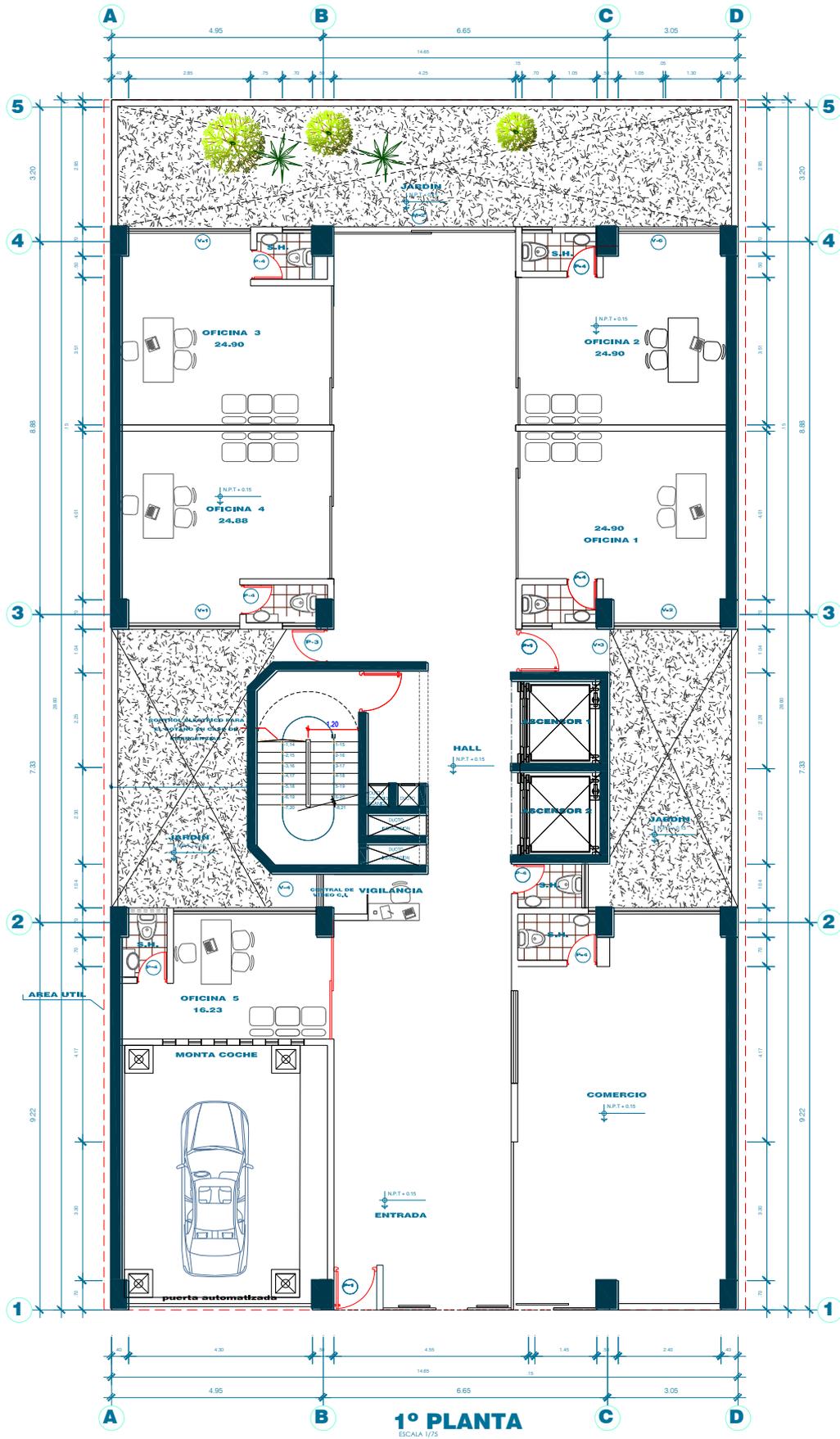


Figura 42. Planta de distribución – 1º Planta.

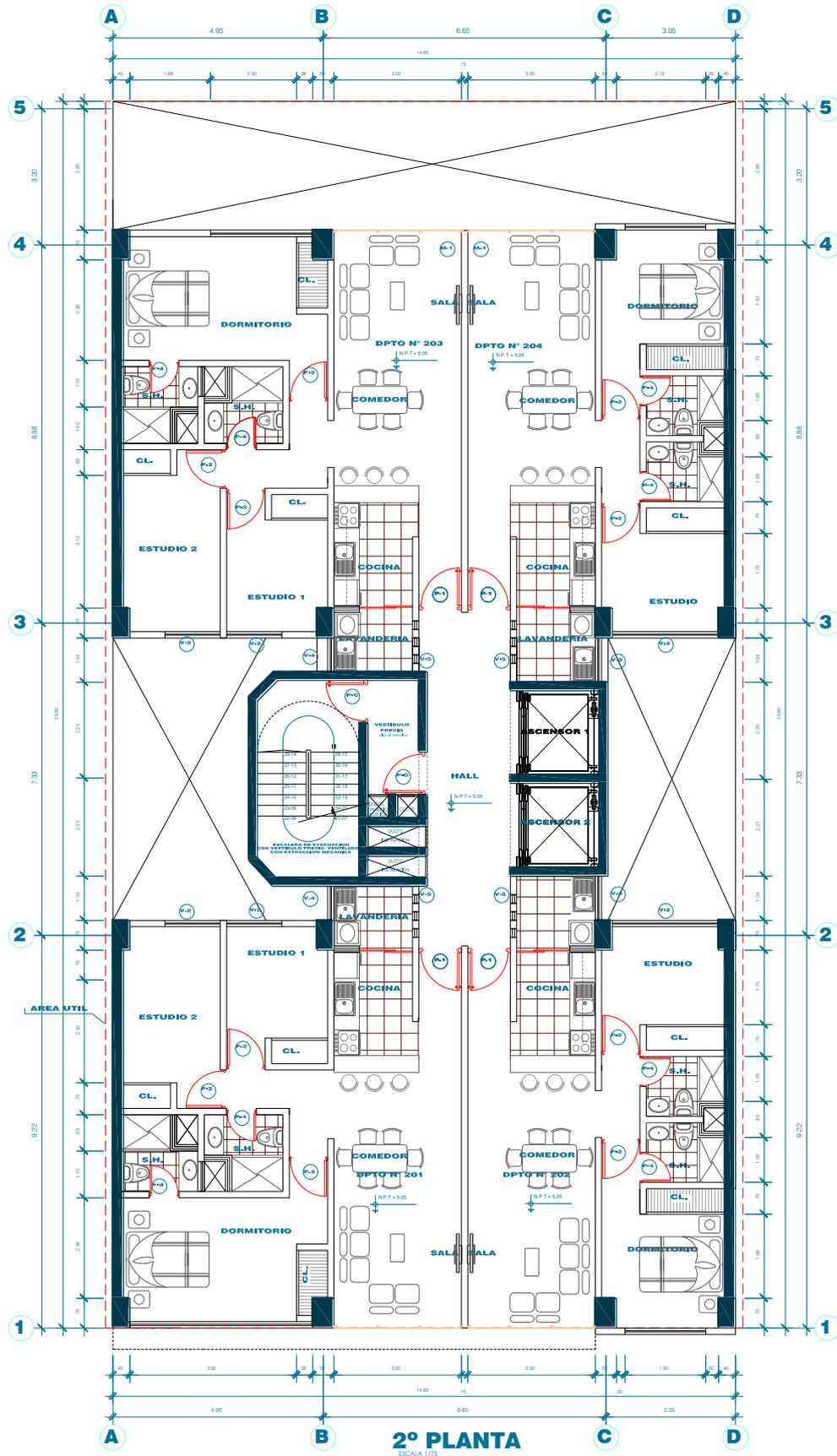


Figura 43. Planta de distribución – 2º planta y típica para software.

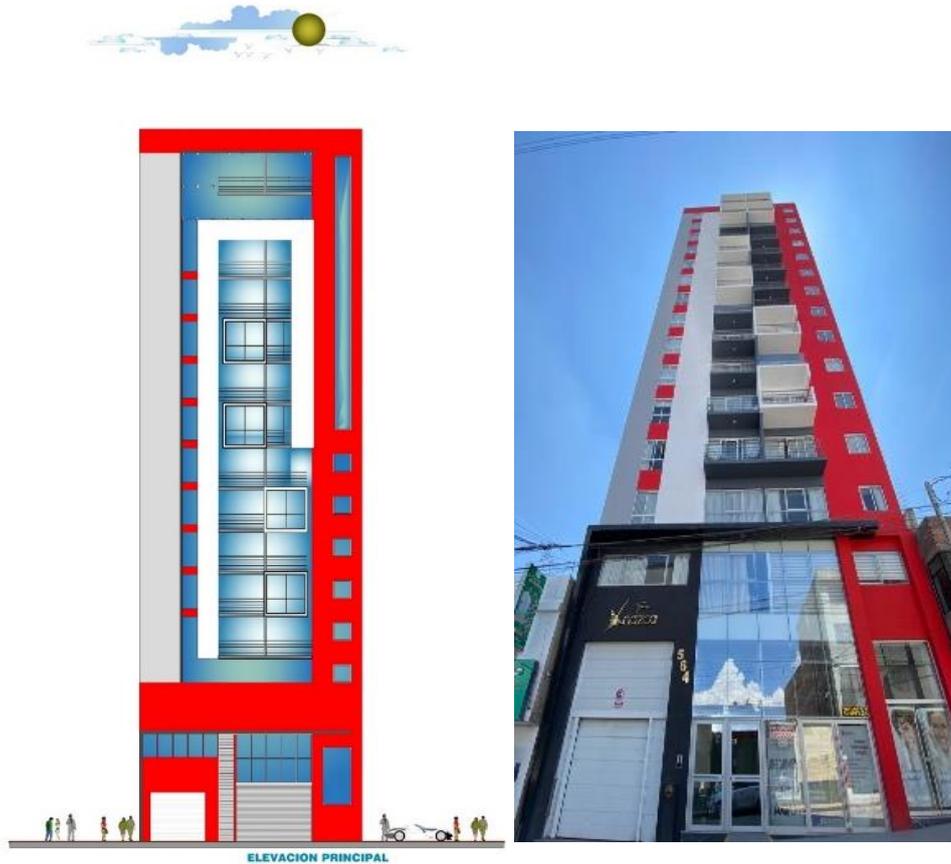


Figura 44. Elevación fachada principal.

### c. Nivel estructural

De acuerdo con el diseño estructural, la estructura es del tipo de muros de concreto armado de forma representativa en el eje Y de espesor de 25cm variables desde 350 kgf/cm<sup>2</sup> a 210 kgf/cm<sup>2</sup> conforme va subiendo los niveles, además, presenta de pórticos en ambas direcciones (x e y). Estos pórticos están constituidos de vigas peraltadas de 35x60, 40x60, 50x60, y chatas de 20x20 con una resistencia a la compresión de = 210 kgf/cm<sup>2</sup>, columnas de sección de 50x80cm variables desde 350 kgf/cm<sup>2</sup> a 210 kgf/cm<sup>2</sup>. Además, se empleó placas, muros de sótano de = 210 kgf/cm<sup>2</sup> de espesor de 25cm., ascensor y escaleras de espesor de 20 cm. variables que van desde 350 kgf/m<sup>2</sup> a 210 kgf/cm<sup>2</sup>. Losas tanto, aligeradas de espesores de 20cm y 25cm y macizas de espesor de 20cm. A continuación, se presentan los gráficos de las plantas generales de los sótanos y el piso típico de la estructura en análisis. Además, se presentan tablas que van desde la 2 hasta la 27 especificando a detalle las características estructurales que lo conforman y componen por cada eje y entrepiso.

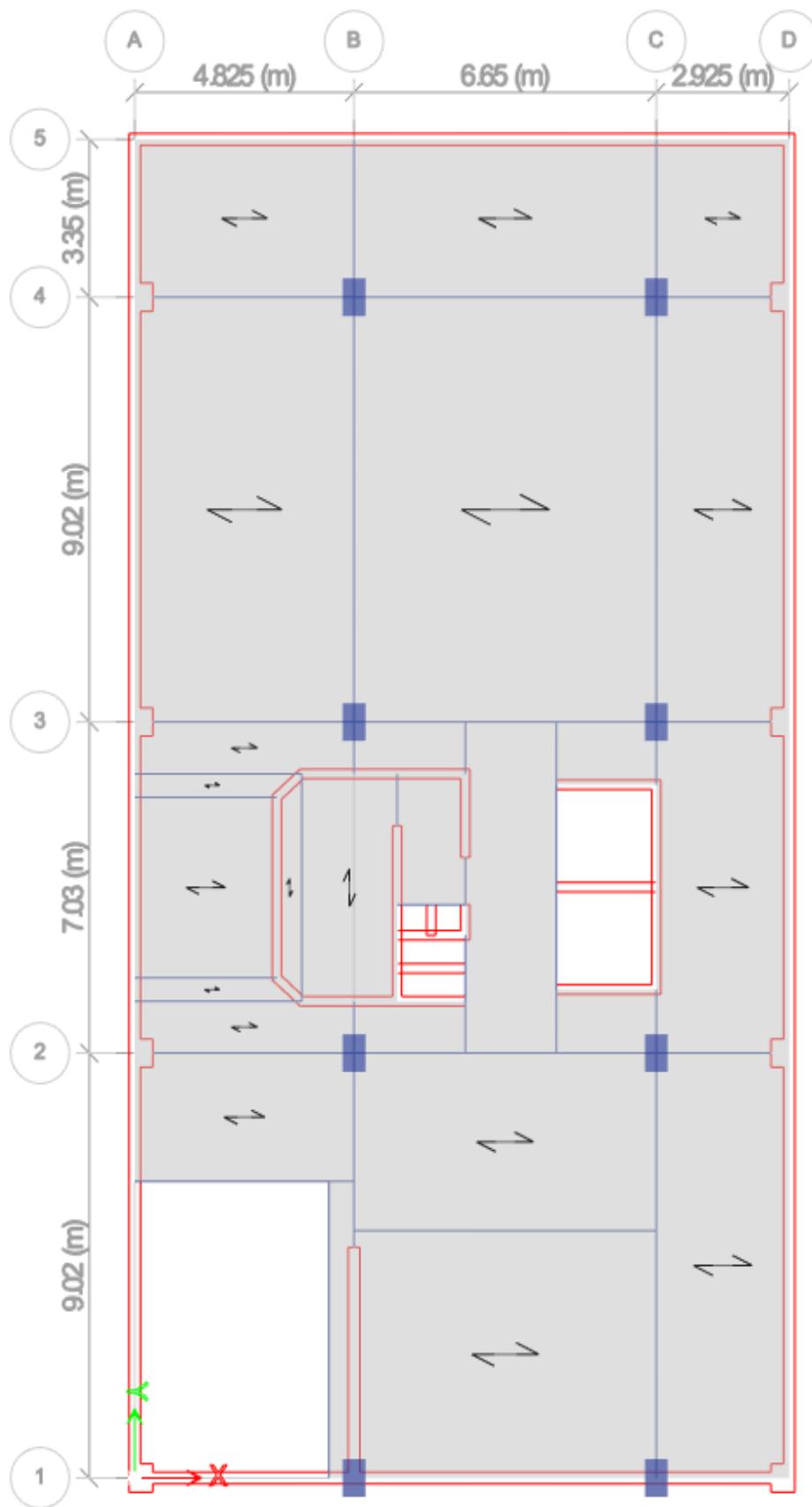


Figura 45. Planta Estructural – Sótanos.

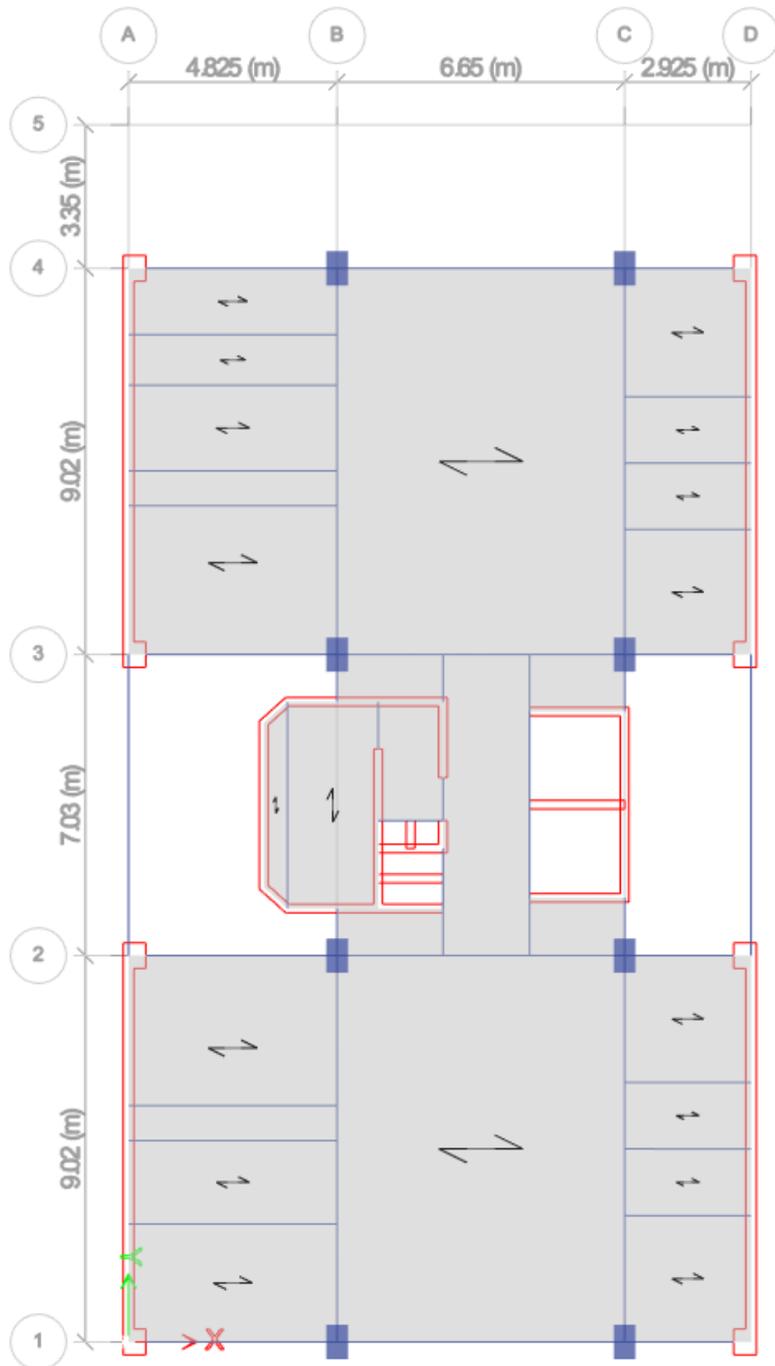


Figura 46. Planta Estructural – Entrepisos.

#### 4.1.2. PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS

##### a. Normas empleadas

Las normativas empleadas en el desarrollo de esta investigación son:

- Normativa Técnica E.020 (Cargas - 2006)
- Normativa Técnica E.030 (Diseño Sismorresistente - 2018)
- Normativa Técnica E.060 (Concreto Armado - 2008)

## b. Características estructurales

- **Columnas**

En las tablas 2 y 3 se muestran las características de las columnas; como su sección representada en centímetros y la resistencia a la compresión, desde el nivel de inicio hasta el nivel final.

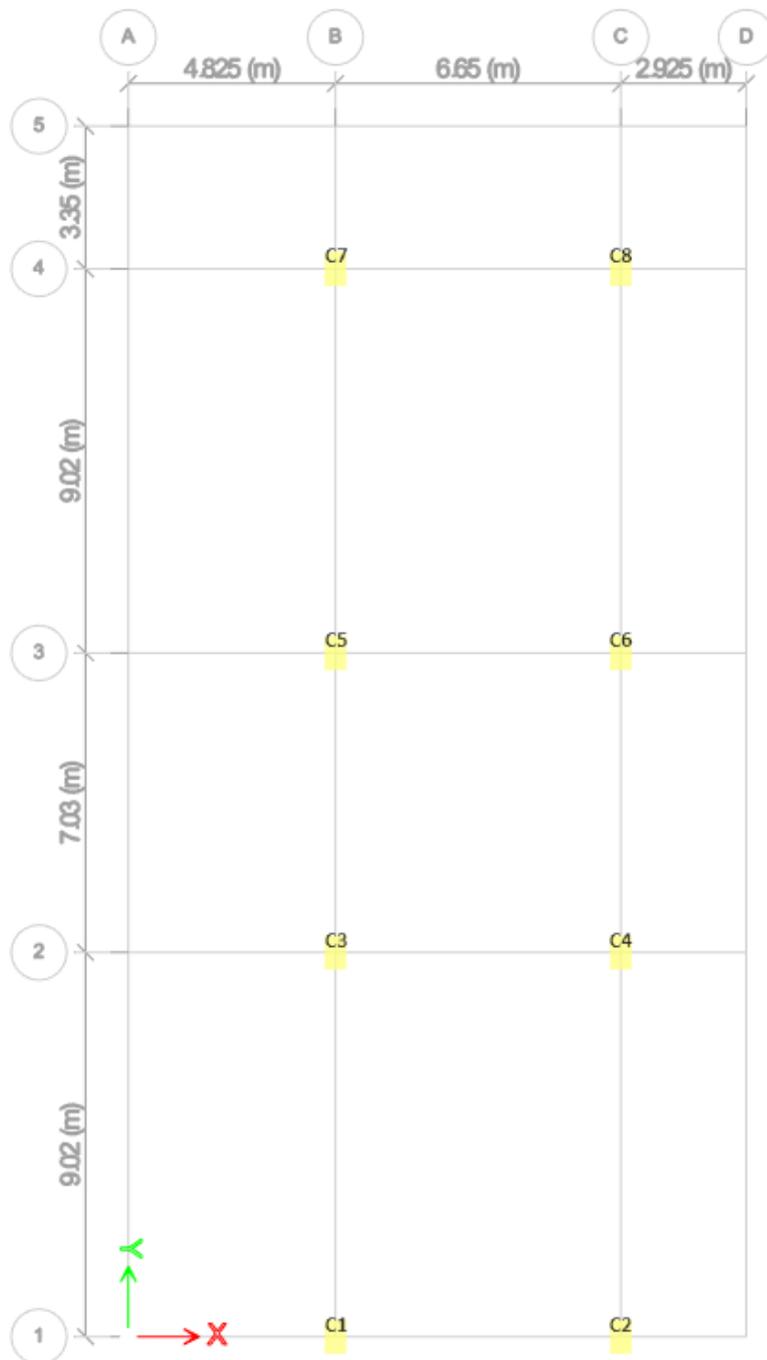


Figura 47. Planta Estructural – Denominación Columnas.

**Tabla 6: Características y secciones de las columnas.**

<b>COLUMNAS EJE B</b>				
<b>Código</b>	<b>Ancho (cm)</b>	<b>Largo (cm)</b>	<b>(kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Niveles</b>
C1	50	80	350	Sótano 2 - Nivel 2
C1	50	80	280	Nivel 3 - Nivel 6
C1	50	80	210	Nivel 7 - Nivel 15
C3	50	80	350	Sótano 2 - Nivel 2
C3	50	80	280	Nivel 3 - Nivel 6
C3	50	80	210	Nivel 7 - Nivel 15
C5	50	80	350	Sótano 2 - Nivel 2
C5	50	80	280	Nivel 3 - Nivel 6
C5	50	80	210	Nivel 7 - Nivel 15
C7	50	80	350	Sótano 2 - Nivel 2
C7	50	80	280	Nivel 3 - Nivel 6
C7	50	80	210	Nivel 7 - Nivel 15
<b>COLUMNAS EJE C</b>				
<b>Código</b>	<b>Ancho (cm)</b>	<b>Largo (cm)</b>	<b>(kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Niveles</b>
C2	50	80	350	Sótano 2 - Nivel 2
C2	50	80	280	Nivel 3 - Nivel 6
C2	50	80	210	Nivel 7 - Nivel 15
C4	50	80	350	Sótano 2 - Nivel 2
C4	50	80	280	Nivel 3 - Nivel 6
C4	50	80	210	Nivel 7 - Nivel 15
C6	50	80	350	Sótano 2 - Nivel 2
C6	50	80	280	Nivel 3 - Nivel 6
C6	50	80	210	Nivel 7 - Nivel 15
C8	50	80	350	Sótano 2 - Nivel 2
C8	50	80	280	Nivel 3 - Nivel 6
C8	50	80	210	Nivel 7 - Nivel 15

**Fuente: Elaboración Propia.**

- **Vigas**

En las tablas 4,5,6,7,8,9,10,11 y 12 se muestran las características de las vigas peraltadas y chatas; como su sección representada en centímetros y la resistencia a la comprensión, desde el nivel de inicio hasta el nivel de termino.

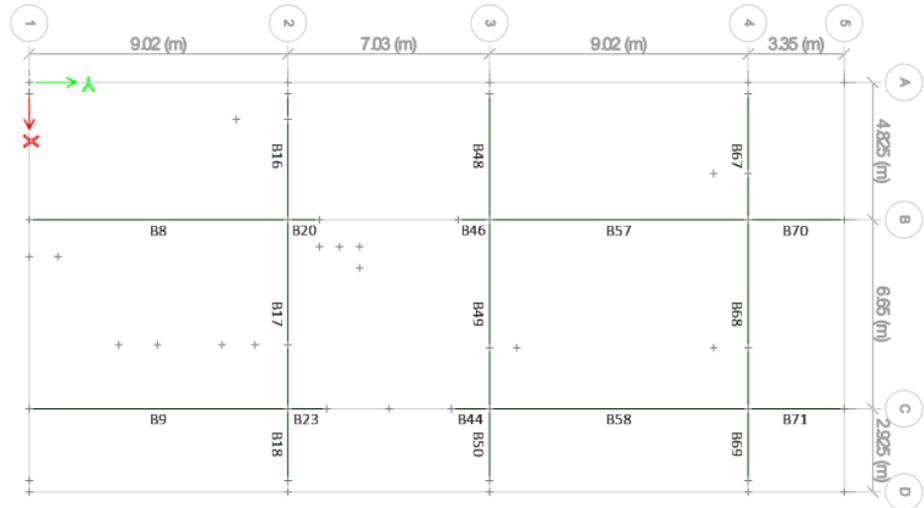


Figura 48. Planta Estructural – Denominación Vigas Sótanos.

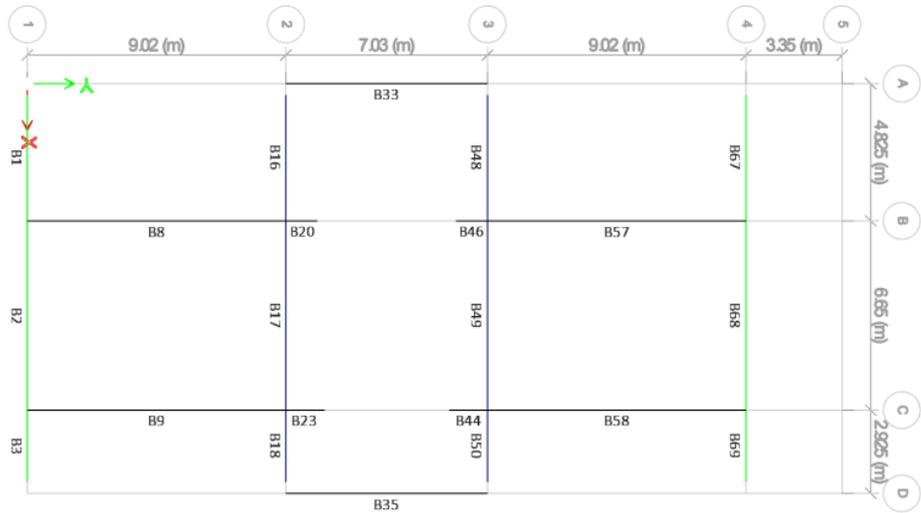


Figura 49. Planta Estructural – Denominación Vigas Piso Típico.

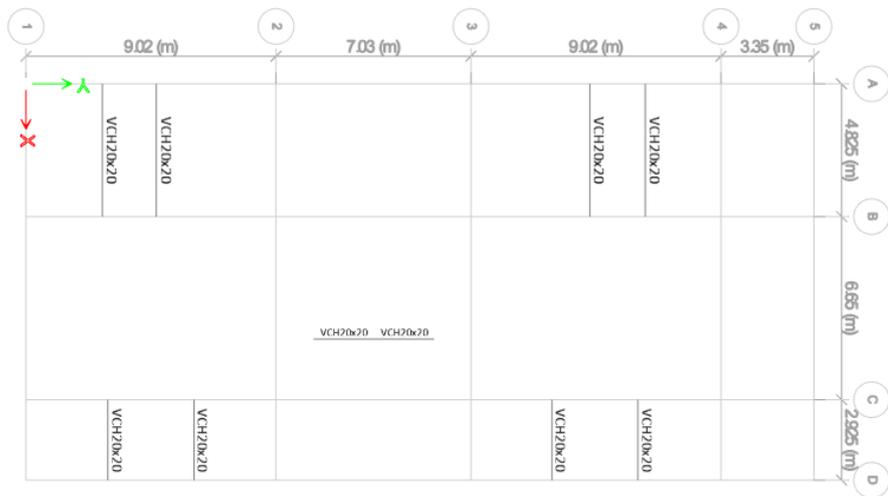


Figura 50. Planta Estructural – Denominación Vigas chatas.

**Tabla 7: Características y secciones de las vigas.**

VIGAS EJE A				
Código	Ancho (cm)	Peralte (cm)	(kgf/cm <sup>2</sup> )	Niveles
B33	30	60	210	Nivel 1 - Nivel 15
VIGAS EJE B				
Código	Ancho (cm)	Peralte (cm)	(kgf/cm <sup>2</sup> )	Niveles
B8	30	55	210	Sótano 2 - Nivel 15
B20	30	55	210	Sótano 2 - Nivel 15
B46	30	55	210	Sótano 2 - Nivel 15
B57	30	55	210	Sótano 2 - Nivel 15
B70	30	55	210	Sótano 2 - Sótano 1
VIGAS EJE C				
Código	Ancho (cm)	Peralte (cm)	(kgf/cm <sup>2</sup> )	Niveles
B9	30	60	210	Sótano 2 - Nivel 15
B23	30	60	210	Sótano 2 - Nivel 15
B44	30	60	210	Sótano 2 - Nivel 15
B58	30	60	210	Sótano 2 - Nivel 15
B71	30	60	210	Sótano 2 - Sótano 1
VIGAS EJE D				
Código	Ancho (cm)	Peralte (cm)	(kgf/cm <sup>2</sup> )	Niveles
B35	30	60	210	Nivel 1 - Nivel 15
VIGAS EJE 1				
Código	Ancho (cm)	Peralte (cm)	(kgf/cm <sup>2</sup> )	Niveles
B1	50	60	210	Nivel 1 - Nivel 15
B2	50	60	210	Nivel 1 - Nivel 15
B3	50	60	210	Nivel 1 - Nivel 15
VIGAS EJE 2				
Código	Ancho (cm)	Peralte (cm)	(kgf/cm <sup>2</sup> )	Niveles
B16	35	60	210	Sótano 2 - Nivel 15
B17	35	60	210	Sótano 2 - Nivel 15
B18	35	60	210	Sótano 2 - Nivel 15
VIGAS EJE 3				
Código	Ancho (cm)	Peralte (cm)	(kgf/cm <sup>2</sup> )	Niveles
B48	35	60	210	Sótano 2 - Nivel 15
B49	35	60	210	Sótano 2 - Nivel 15
B50	35	60	210	Sótano 2 - Nivel 15
VIGAS EJE 4				
Código	Ancho (cm)	Peralte (cm)	(kgf/cm <sup>2</sup> )	Niveles
B67	50	60	210	Sótano 2 - Nivel 15
B68	50	60	210	Sótano 2 - Nivel 15
B69	50	60	210	Sótano 2 - Nivel 15
VIGA CHATA (UNION DUCTOS, MUROS DE ESCALERA, ASCENSOR)				
Código	Ancho (cm)	Peralte (cm)	(kgf/cm <sup>2</sup> )	Niveles
VCH	20	20	210	Sótano 2 - Nivel 15

Fuente: Elaboración Propia.

- **Muros**

En la siguiente tabla se muestran las características de los muros de sótanos, ascensor, escaleras y las placas estructurales; como su sección representada en centímetros y la resistencia a la compresión, desde el nivel de inicio hasta el nivel de termino.

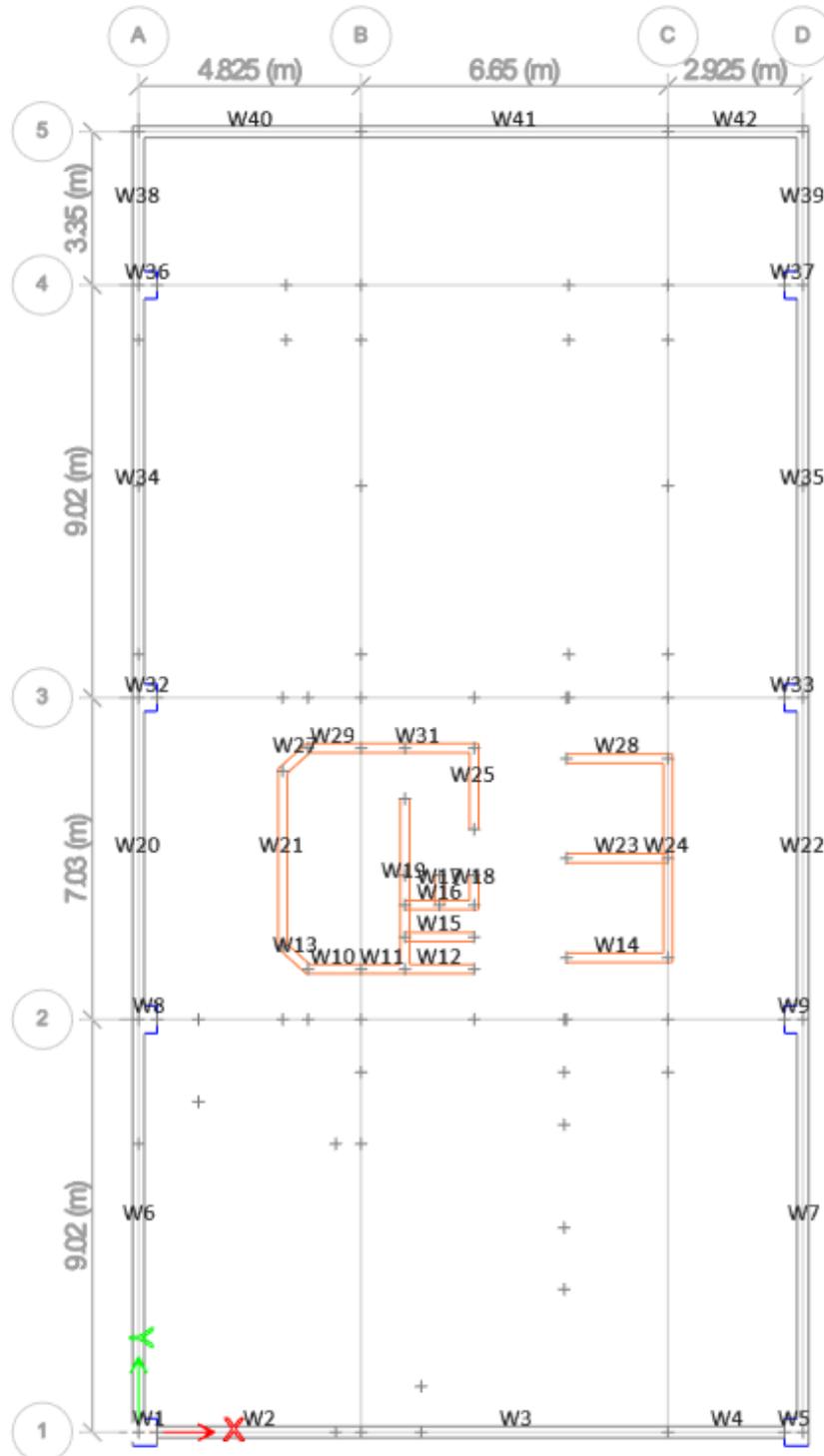


Figura 51. Planta Estructural – Denominación muros estructurales.

**Tabla 8: Características y secciones de los muros**

<b>MUROS EJE A</b>				
<b>Código</b>	<b>Ancho</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>(kgf/cm2)</b>	<b>Niveles</b>
W6	25	44.93	350	Sótano 2 - Nivel 2
W6	25	25.68	280	Nivel 3 - Nivel 6
W6	25	25.68	210	Nivel 7 - Nivel 15
W38	25	17.22	210	Sótano 1 - Sótano 2
W20	25	17.22	210	Sótano 1 - Sótano 2
W34	25	44.93	350	Sótano 2 - Nivel 2
W34	25	25.68	280	Nivel 3 - Nivel 6
W34	25	25.68	210	Nivel 7 - Nivel 15
<b>MUROS EJE D</b>				
<b>Código</b>	<b>Ancho</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>(kgf/cm2)</b>	<b>Niveles</b>
W7	25	44.93	350	Sótano 2 - Nivel 2
W7	25	25.68	280	Nivel 3 - Nivel 6
W7	25	25.68	210	Nivel 7 - Nivel 15
W22	25	34.45	210	Sótano 1 - Sótano 2
W35	25	44.93	350	Sótano 2 - Nivel 2
W35	25	25.68	280	Nivel 3 - Nivel 6
W35	25	25.68	210	Nivel 7 - Nivel 15
W39	25	15.68	210	Sótano 1 - Sótano 2
<b>MUROS EJE 1</b>				
<b>Código</b>	<b>Ancho</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>(kgf/cm2)</b>	<b>Niveles</b>
W1	60	2.33	350	Sótano 2 - Nivel 2
W1	60	1.33	280	Nivel 3 - Nivel 6
W1	60	1.33	210	Nivel 7 - Nivel 15
W2	25	21.83	210	Sótano 1 - Sótano 2
W3	25	21.83	210	Sótano 1 - Sótano 2
W4	25	21.83	210	Sótano 1 - Sótano 2
W5	60	2.33	210	Sótano 2 - Nivel 2
W5	60	1.33	280	Nivel 3 - Nivel 6
W5	60	1.33	210	Nivel 7 - Nivel 15
<b>MUROS EJE 2</b>				
<b>Código</b>	<b>Ancho</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>(kgf/cm2)</b>	<b>Niveles</b>
W8	60	2.33	350	Sótano 2 - Nivel 2
W8	60	1.33	280	Nivel 3 - Nivel 6
W8	60	1.33	210	Nivel 7 - Nivel 15
W9	60	2.33	210	Sótano 2 - Nivel 2
W9	60	1.33	280	Nivel 3 - Nivel 6
W9	60	1.33	210	Nivel 7 - Nivel 15
<b>MUROS EJE 3</b>				
<b>Código</b>	<b>Ancho</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>(kgf/cm2)</b>	<b>Niveles</b>
W32	60	2.33	350	Sótano 2 - Nivel 2
W32	60	1.33	280	Nivel 3 - Nivel 6
W32	60	1.33	210	Nivel 7 - Nivel 15
W33	60	2.33	210	Sótano 2 - Nivel 2

W33	60	1.33	280	Nivel 3 - Nivel 6
W33	60	1.33	210	Nivel 7 - Nivel 15
MUROS EJE 4				
Código	Ancho	Área (m <sup>2</sup> )	(kgf/cm <sup>2</sup> )	Niveles
W36	60	2.33	350	Sótano 2 - Nivel 2
W36	60	1.33	280	Nivel 3 - Nivel 6
W36	60	1.33	210	Nivel 7 - Nivel 15
W37	60	2.33	210	Sótano 2 - Nivel 2
W37	60	1.33	280	Nivel 3 - Nivel 6
W37	60	1.33	210	Nivel 7 - Nivel 15
MUROS EJE 5				
Código	Ancho	Área (m <sup>2</sup> )	(kgf/cm <sup>2</sup> )	Niveles
W40	25	24.16	210	Sótano 1 - Sótano 2
W41	25	31.51	210	Sótano 1 - Sótano 2
W42	25	14.85	210	Sótano 1 - Sótano 2
MUROS DE ASCENSOR				
Código	Ancho	Área (m <sup>2</sup> )	(kgf/cm <sup>2</sup> )	Niveles
W14, W23, W28, W24	20	17.88	350	Sótano 2 - Nivel 2
W14, W23, W28, W24	20	17.88	280	Nivel 3 - Nivel 6
W14, W23, W28, W24	20	17.88	210	Nivel 7 - Nivel 15
MUROS DE ESCALERAS				
Código	Ancho	Área (m <sup>2</sup> )	kgf/cm <sup>2</sup>	Niveles
W10, W11, W12, W13, W15, W16, W17, W18, W19, W21, W25, W27, W29, W31	20	36.46	350	Sótano 2 - Nivel 2
W10, W11, W12, W13, W15, W16, W17, W18, W19, W21, W25, W27, W29, W31	20	36.46	280	Nivel 3 - Nivel 6
W10, W11, W12, W13, W15, W16, W17, W18, W19, W21, W25, W27, W29, W31	20	36.46	210	Nivel 7 - Nivel 15

Fuente: Elaboración Propia.

- **Losas**

En la tabla 22 se muestran las características de las losas aligeradas y macizas; como su sección representada en centímetros y la resistencia a la compresión, desde el nivel de inicio hasta el nivel de término.

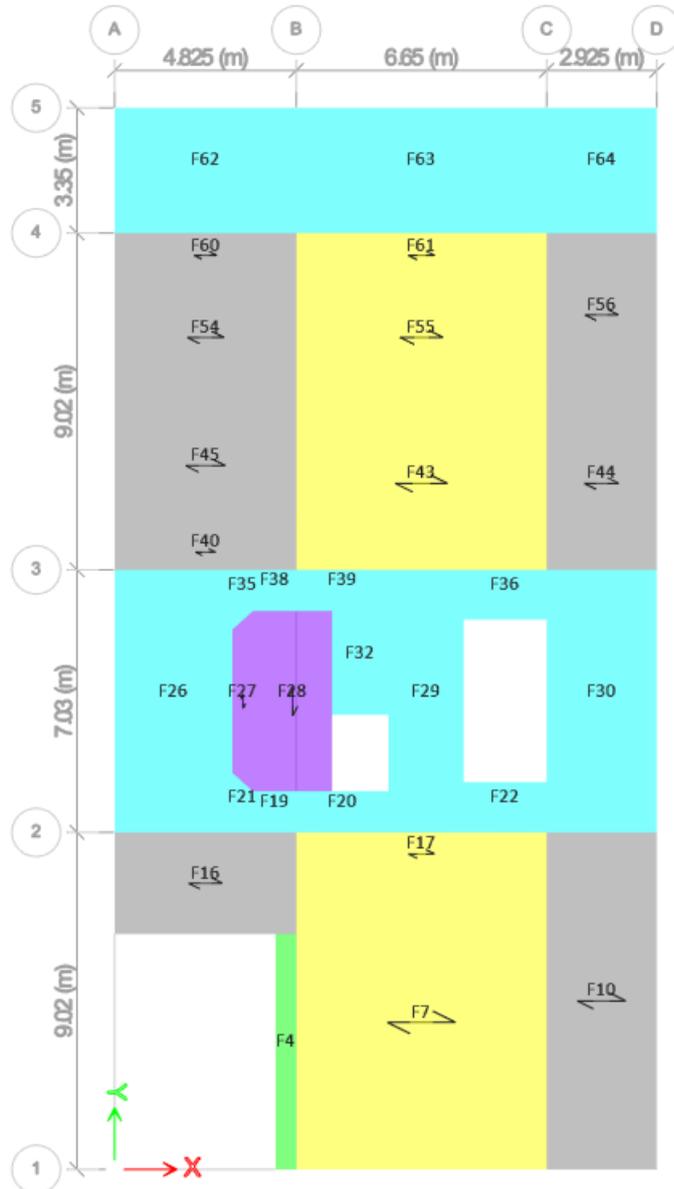


Figura 52. Planta Estructural – Denominación Losas.

**Tabla 9: Características y secciones de las losas.**

LOSAS				
Código	Tipo	Peralte (cm)	(kgf/cm <sup>2</sup> )	Niveles
F3	Aligerada	25	210	Sótano 2 - Nivel 15
F14	Aligerada	25	210	Sótano 2 - Nivel 15
F29	Maciza	20	210	Sótano 2 - Nivel 15
F63	Aligerada	20	210	Sótano 2 - Nivel 15
F16	Aligerado	20	210	Sótano 2 – Sótano 1
F49	Aligerado	25	210	Sótano 2 - Nivel 15
F47	Aligerado	20	210	Sótano 2 - Nivel 15
F20	Maciza	20	210	Sótano 2 - Nivel 15
F22	Maciza	20	210	Sótano 2 - Nivel 15

F32	Maciza	20	210	Sótano 2 - Nivel 15
F36	Maciza	20	210	Sótano 2 - Nivel 15
F39	Maciza	20	210	Sótano 2 - Nivel 15
F27	Losa Escalera	20	210	Sótano 2 - Nivel 15
F28	Losa Escalera	20	210	Sótano 2 - Nivel 15
F62	Aligerada	20	210	Sótano 2 - Sótano 1
F63	Aligerada	25	210	Sótano 2 - Sótano 1
F64	Aligerada	20	210	Sótano 2 - Sótano 1
F34	Aligerada	20	210	Sótano 2 - Sótano 1
F25	Aligerada	20	210	Sótano 2 - Sótano 1
F23	Aligerada	20	210	Sótano 2 - Sótano 1
F18	Aligerada	20	210	Sótano 2 - Sótano 1
F30	Aligerada	20	210	Sótano 2 - Sótano 1
F4	Aligerada	20	210	Sótano 2 - Sótano 1

Fuente: Elaboración Propia.

#### 4.1.3. PARÁMETROS DE CÁLCULO

##### a. Propiedades del material estructural

- **Concreto**

Las propiedades del concreto de resistencia a la compresión axial variarán con relación al nivel por cada entrepiso y elemento estructural de la edificación, considerados por el proyectista.

**Tabla 10: Resistencia a la compresión concreto.**

Elemento	(kgf/cm <sup>2</sup> )	Inicio	Final
Columnas	350	Sótano 2	Nivel 2
	280	Nivel 3	Nivel 6
	210	Nivel 7	Nivel 15
Vigas	210	Sótano 2	Nivel 15
Losas	210	Sótano 2	Nivel 15
Placas	350	Sótano 2	Nivel 2
	280	Nivel 3	Nivel 6
	210	Nivel 7	Nivel 15
Muros de ascensor	350	Sótano 2	Nivel 2
	280	Nivel 3	Nivel 6
	210	Nivel 7	Nivel 15
Muros de Sótano	210	Sótano 2	Sótano 1

Fuente: Elaboración Propia.

- **Acero de refuerzo**

**Tabla 11: Propiedades del acero de refuerzo.**

Resistencia de Fluencia (Fy)	4200 kgf/cm <sup>2</sup>
Norma ASTM A615	Grado 60

Fuente: Elaboración Propia.

**b. Propiedades del diseño sísmico**

- **Peligro sísmico**

Estos factores vienen respaldados por la norma E.030 el cual establece parámetros para darle valor a cada aspecto del proyecto en análisis y se detalla en la siguiente tabla:

**Tabla 12: Características y valores de cada factor.**

Factor	Descripción	Valor
Zonificación (Z)	El Tambo - Huancayo - Junín	0.35
Uso (U)	Edificaciones Comunes	1.00
Amplificación Sísmica (C) C en el eje X C en el eje Y	Según periodo	2.50
Suelo (S)	Suelo Intermedio (S2)	1.15
Periodo (TP y TL)	TP	0.60
	TL	2.00
Reducción (R) en el eje X Reducción (R) en el eje Y	Estructura Muros	6.00

**Fuente: Elaboración Propia.**

- **Cargas**

La asignación de cargas en el proyecto se basó fundamentalmente en la Norma E.020 (Cargas). Cabe recalcar que, el peso para las tabiquerías dependía estrictamente de la altura de entrepiso y el peso específico del material (1800 kgf/m<sup>3</sup>). A continuación, se muestran tablas de carga muerta y viva detallando las características usadas por el proyectista.

**Tabla 13: Peso de las cargas estáticas.**

Carga Muerta	
Tipo	Peso
Losa Aligerada convencional h=20cm	0.30 tonf/m <sup>2</sup>
Losa Aligerada convencional h=25cm	0.35 tonf/m <sup>2</sup>
Losa Maciza h=20cm	2.4 tonf/m <sup>3</sup> x 0.20m = 0.48 tonf/m <sup>2</sup>
Losa Escalera h=25cm	2.4 tonf/m <sup>3</sup> x 0.25m = 0.60 tonf/m <sup>2</sup>
Tabiquería e=0.15m, sobre losa (h=2.60m)	1.8 tonf/m <sup>3</sup> x 2.6m x 0.15m = 0.702 tonf/m
Tabiquería e=0.15m, sobre losa (h=2.20m)	1.8 tonf/m <sup>3</sup> x 2.2m x 0.15m = 0.594 tonf/m
Tabiquería e=0.15m, sobre losa (h=4.70m)	1.8 tonf/m <sup>3</sup> x 4.70m x 0.15m = 1.269 tonf/m
Tabiquería e=0.15m, sobre losa (h=4.30m)	1.8 tonf/m <sup>3</sup> x 4.30m x 0.15m = 1.161 tonf/m
Piso Terminado e=10cm	2 tonf/m <sup>3</sup> x 0.050m = 0.10 tonf/m <sup>2</sup>
Cargas Vigas	
Tipo	Peso

Sobrecarga Departamentos	0.20 tonf/m2
Sobrecarga Estacionamientos	0.25 tonf/m2
Sobrecarga Escaleras	0.20 tonf/m2
Cuarto de maquinas	1.00 tonf/m2
Tipo	Peso

Fuente: Elaboración Propia.

#### 4.1.4. MODELADO ESTRUCTURAL SIN AMS

##### 4.1.4.1. DEFINICIÓN DE PARÁMETROS, PROPIEDADES Y ELEMENTOS EN EL SOFTWARE

- **Definición de materiales**

Para la resistencia a la compresión del concreto se consideró 3 resistencias (210, 280 y 350 kgf/cm<sup>2</sup>) y para la fluencia del acero 4200 kgf/cm<sup>2</sup>.

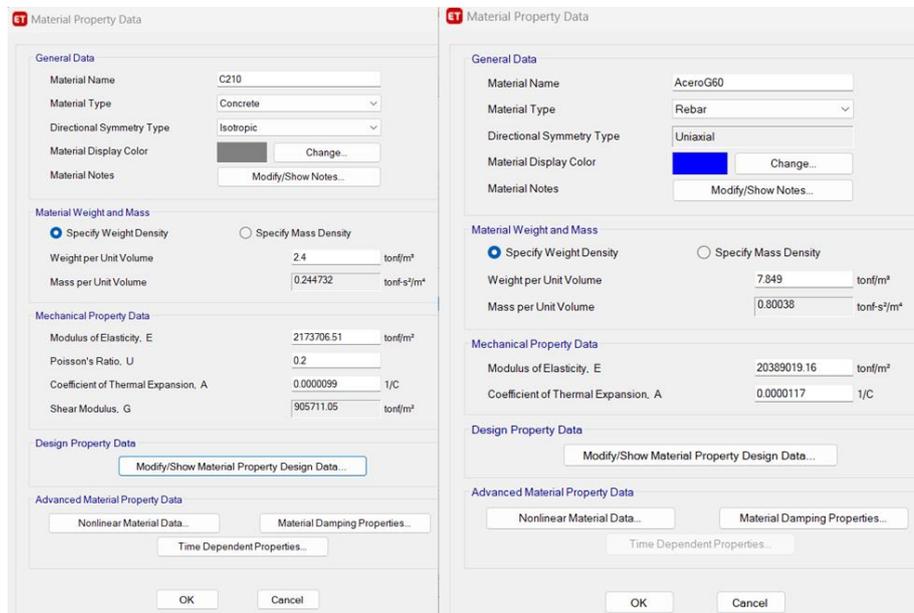


Figura 53. Propiedades del concreto y acero.

- **Definición de elementos**

Se definió todos los elementos que compondrá la estructura como vigas tanto peraltadas como chatas, columnas, muros y losas. Para lo cual se aplicó que para vigas y columnas se modelará tipo frame, placas tipo shell, losas aligeradas y macizas tipo membrana.

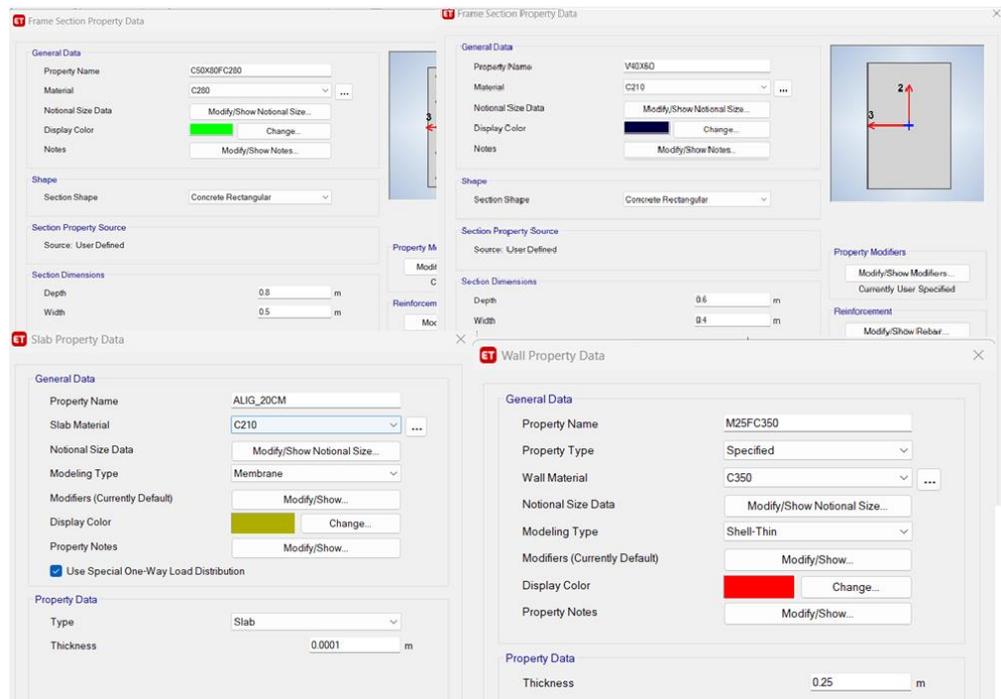


Figura 54. Definición de columnas, vigas, losas y muros

- **Definición de cargas**

Para la definición de cargas tomamos como referencia una losa que esta entre los ejes A, B y 3, 4 el cual viene definido por cargas muertas de piso terminado de 100 kgf/m<sup>2</sup> y 300 kgf/cm<sup>2</sup>, y una carga viva de sobrecarga para viviendas de 200 kgf/m<sup>2</sup>.

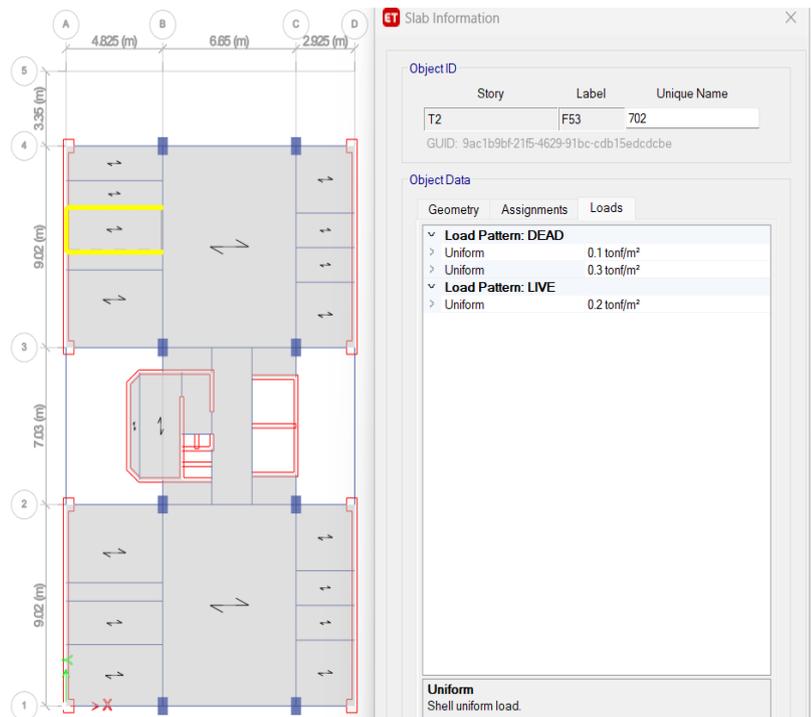


Figura 55. Asignación de cargas a una losa aligerada de 20cm.

#### 4.1.4.2. MODELADO DE LA ESTRUCTURA

El modelado está representado por color de objeto y en relación con cada nivel de acuerdo con los materiales utilizados conforme su ubicación de entrepiso.

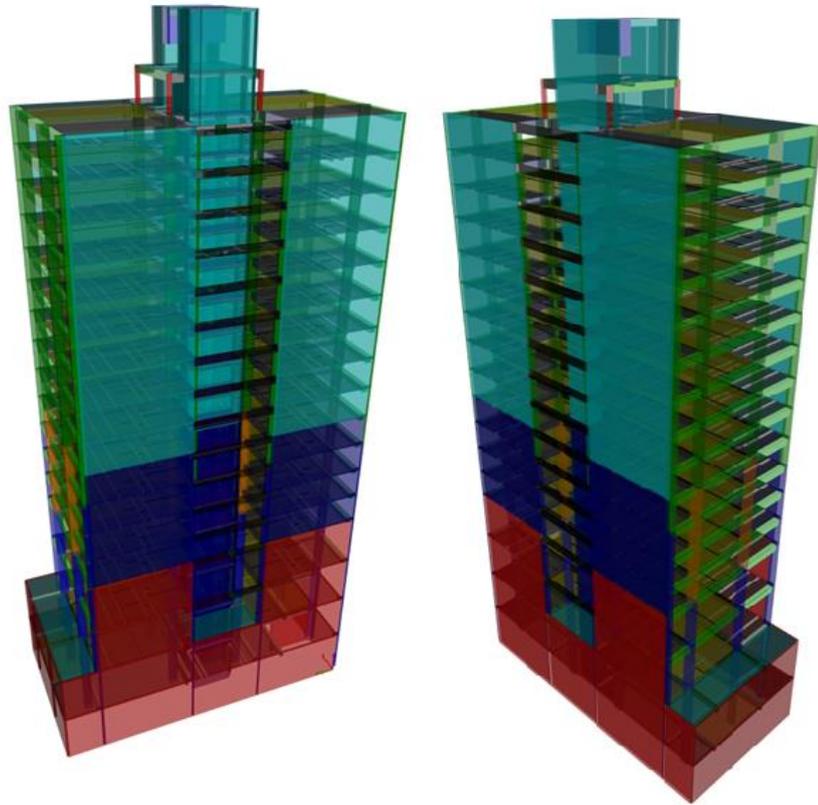


Figura 56. Vistas de modelado de la estructura.

#### 4.1.5. ANÁLISIS ESTÁTICO

##### a. Peso sísmico

Para el peso total de la edificación utilizaremos el 100% de la carga muerta + 25% de la carga viva de los entrepisos estipulado en la norma de diseño sismorresistente E.030.

**Tabla 14: Peso de la edificación por entrepiso**

<b>PESO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN</b>		
<b>Piso</b>	<b>Diafragma</b>	<b>Masa (tonf-s<sup>2</sup>/m)</b>
NIVEL 17	D1	5.9676
NIVEL 16	D1	10.38555
NIVEL 15	D1	31.13942
NIVEL 14	D1	43.98658
NIVEL 13	D1	43.98658
NIVEL 12	D1	43.98658
NIVEL 11	D1	43.98658

NIVEL 10	D1	43.98658
NIVEL 9	D1	43.98658
NIVEL 8	D1	43.98658
NIVEL 7	D1	43.98658
NIVEL 6	D1	43.98658
NIVEL 5	D1	43.98658
NIVEL 4	D1	43.98658
NIVEL 3	D1	43.98658
NIVEL 2	D1	49.9479
NIVEL 1	D1	63.69262
SÓTANO 1	D1	66.59192
SÓTANO 2	D1	63.20773
Masa total de la edificación (Ms) =		688.97205

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 28 se aprecia la carga acumulada por cada entrepiso de la edificación sin la consideración de los sótanos. Además, para el cálculo del peso sísmico se empleará la siguiente formula:

$$Peso\ Sísmico = Masa\ acumulada\ de\ la\ estructura\ x\ gravedad \quad (4.1.1)$$

$$Ps = 688.97\ tonf - \frac{s^2}{m} \times 9.81 \frac{m}{s^2} = 6758.80\ tonf \quad (4.1.2)$$

#### b. Masa participativa modal, periodos y frecuencia de vibración

Los modos de vibración se aplican 3 por nivel, los cuales para la estructura serian un total de 45 modos. En la siguiente tabla se muestran los primero 10 periodos traslacionales y rotacionales de la estructura en la cuales la masa participativa se alcanza el 90% tal y como la norma E.030 nos establece.

Tabla 15: Periodo, frecuencia y masa participativa full 3d.

Modo	Periodo (s)	Frecuencia (ciclo/s)	Masa Participativa X-X	Masa Participativa Y-Y
1	1.529	0.654	0.7633	0.0000
2	0.782	1.278	0.7634	0.1662
3	0.689	1.452	0.7634	0.7295
4	0.407	2.454	0.9022	0.7295
5	0.199	5.032	0.9022	0.7347
6	0.186	5.368	0.9448	0.7349
7	0.172	5.801	0.9448	0.8945
8	0.111	8.974	0.9645	0.8945
9	0.093	10.786	0.9645	0.8946
10	0.08	12.524	0.9646	0.9396

Fuente: Elaboración propia.

**c. Sistema estructural**

Según la norma E.030, para definir el sistema estructural, se menciona que el sistema es de muros siempre y cuando los muros absorban más del 70% de fuerza cortante en la base de la estructura, para lo cual se hallara la fuerza cortante basal dinámica que nos da el etabsV18 y las fuerzas cortantes que toman los muros en la base de la estructura es decir techo 01, para casos de sismo en direcciones X e Y con excentricidades positivas y negativas representados como (SISXXMY+, SISXXMY-, SISYYMX+, SISYYMX-)

**Tabla 16: Fuerza cortante estructura en la base etabsV18**

NIVEL	FUERZA	VX	VY
T1	Base	444.926	18.271
T1	Base	446.375	11.066
T1	Base	2.950	851.747
T1	Base	5.361	700.851

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 17: Fuerza cortante de los muros en la base etabsV18**

NIVEL	FUERZA	V2	V3
T1	Base	17.926	397.134
T1	Base	10.914	398.034
T1	Base	830.977	2.681
T1	Base	683.613	4.075

Fuente: Elaboración propia.

Para determinar el porcentaje que se lleva los muros dividiremos las cortantes de X e Y.

$$V_{x\_My+} = \frac{397.13}{444.93} = 89 \%$$

$$V_{x\_My-} = \frac{398.03}{446.38} = 89 \%$$

$$V_{y\_Mx+} = \frac{830.98}{851.75} = 98 \%$$

$$V_{y\_Mx-} = \frac{683.61}{700.85} = 98 \%$$

Por lo tanto, los muros se llevan en la dirección XX 89% y la dirección YY 98% lo cual hace que el sistema estructural sea de muros estructurales representado con un  $R_{x,y}=6$  según la norma E.030.

#### 4.1.6. IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL

##### a. Altura - Rigidez y extrema rigidez – Piso blando

- **Rigidez**

La norma E.030 castiga esta irregularidad con un factor de  $I_a=0.75$  siempre y cuando se cumpla las siguientes condiciones:

$$Rigidez\ Lateral = Rigidez_i < 70\%(Rigidez_{i+1}) \quad (4.1.3)$$

$$Rigidez_i < 80\% \left( \frac{Rigidez_{i+1} + Rigidez_{i+2} + Rigidez_{i+3}}{3} \right) \quad (4.1.4)$$

- **Extrema rigidez**

La norma E.030 castiga esta irregularidad con un factor de  $I_a=0.50$  siempre y cuando se cumpla las siguientes condiciones:

$$Rigidez\ Lateral = Rigidez_i < 60\%(Rigidez_{i+1}) \quad (4.1.5)$$

$$Rigidez_i < 70\% \left( \frac{Rigidez_{i+1} + Rigidez_{i+2} + Rigidez_{i+3}}{3} \right) \quad (4.1.6)$$

**Tabla 18: Piso blando X-X**

Nivel	Rigidez (K) (tonf/m)	Rigidez		Extrema Rigidez	
		70% K(i+1)	80% (Kprom)	60% K(i+1)	70% (Kprom)
T17	3422.89				
T16	10424.17				
T15	24466.24				
T14	38255.53	156.36%		156.36%	
T13	47941.35	125.32%		125.32%	
T12	54446.25	113.57%	147.60%	113.57%	147.60%
T11	59097.46	108.54%	126.06%	108.54%	126.06%
T10	62677.32	106.06%	116.44%	106.06%	116.44%
T9	65947.51	105.22%	112.27%	105.22%	112.27%
T8	69345.12	105.15%	110.82%	105.15%	110.82%

T7	73445.18	105.91%	111.30%	105.91%	111.30%
T6	78574.86	106.98%	112.93%	106.98%	112.93%
T5	84709.23	107.81%	114.80%	107.81%	114.80%
T4	91955.64	108.55%	116.53%	108.55%	116.53%
T3	102149.49	111.09%	120.06%	111.09%	120.06%
T2	77605.23	75.97%	83.50%	75.97%	83.50%
T1	115169.59	170.36%	132.02%	148.40%	127.16%

Fuente: Elaboración propia

Tabla 19: Piso blando Y-Y

Nivel	Rigidez (K) (tonf/m)	Rigidez		Extrema Rigidez	
		70% K(i+1)	80% (Kprom)	60% K(i+1)	70% (Kprom)
T17	8831.23				
T16	28493.58				
T15	70638.90				
T14	119944.48	169.80%		156.37%	
T13	160713.75	133.99%		125.35%	
T12	194697.70	121.15%	166.27%	113.60%	147.66%
T11	224299.97	115.20%	141.56%	108.58%	126.13%
T10	250105.11	111.50%	129.43%	106.09%	116.51%
T9	275032.70	109.97%	123.31%	105.25%	112.34%
T8	300182.99	109.14%	120.16%	105.18%	110.88%
T7	327490.33	109.10%	119.04%	105.93%	111.35%
T6	362217.99	110.60%	120.38%	106.99%	112.95%
T5	398276.99	109.96%	120.70%	107.81%	114.81%
T4	441782.35	110.92%	121.82%	108.53%	116.51%
T3	501921.86	113.61%	125.24%	111.10%	120.07%
T2	362807.65	72.28%	81.11%	66.16%	72.72%
T1	593894.68	163.69%	136.37%	170.69%	132.26%

Fuente: Elaboración propia

Podemos afirmar que no presenta irregularidad de rigidez - piso blando tanto en la dirección x-x como y-y pues los niveles logran superar el 60% y 70% de rigidez lateral del entrepiso inmediato superior.

#### b. Altura - Resistencia y extrema resistencia – Piso débil

- **Resistencia**

La norma E.030 castiga esta irregularidad con un factor de  $I_a=0.75$  siempre y cuando se cumpla la siguiente condición:

$$Fuerza\ cortante_i < 80\% (Fuerza\ Cortante_{i+1}) \quad (4.1.7)$$

- **Extrema resistencia**

La norma E.030 castiga esta irregularidad con un factor de  $I_a=0.50$  siempre y cuando se cumpla la siguiente condición:

$$Fuerza\ cortante_i < 65\% (Fuerza\ Cortante_{i+1}) \quad (4.1.8)$$

**Tabla 20: Piso Débil X-X.**

Nivel	VX (tonf)	Resistencia 80% K(i+1)		Extrema Resistencia 65% K(i+1)	
		(tonf)	Condición	(tonf)	Condición
T17	17.580				
T16	38.134				
T15	86.775				
T14	141.823	69.42	REGULAR	56.40	REGULAR
T13	185.171	113.46	REGULAR	92.19	REGULAR
T12	219.444	148.14	REGULAR	120.36	REGULAR
T11	247.012	175.55	REGULAR	142.64	REGULAR
T10	270.033	197.61	REGULAR	160.56	REGULAR
T9	290.473	216.03	REGULAR	175.52	REGULAR
T8	309.937	232.38	REGULAR	188.81	REGULAR
T7	329.537	247.95	REGULAR	201.46	REGULAR
T6	349.799	263.63	REGULAR	214.20	REGULAR
T5	370.683	279.84	REGULAR	227.37	REGULAR
T4	391.592	296.55	REGULAR	240.94	REGULAR
T3	411.500	313.27	REGULAR	254.54	REGULAR
T2	431.712	329.20	REGULAR	267.47	REGULAR
T1	444.926	345.37	REGULAR	280.61	REGULAR

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 21: Piso Débil Y-Y.**

Nivel	VX (tonf)	Resistencia 80% K(i+1)		Extrema Resistencia 65% K(i+1)	
		(tonf)	Condición	(tonf)	Condición
T17	24.694				
T16	56.165				
T15	135.611				
T14	236.324	108.49	REGULAR	88.15	REGULAR
T13	325.011	189.06	REGULAR	153.61	REGULAR
T12	403.456	260.01	REGULAR	211.26	REGULAR
T11	473.195	322.76	REGULAR	262.25	REGULAR
T10	535.505	378.56	REGULAR	307.58	REGULAR
T9	591.382	428.40	REGULAR	348.08	REGULAR
T8	641.569	473.11	REGULAR	384.40	REGULAR
T7	686.580	513.26	REGULAR	417.02	REGULAR
T6	726.671	549.26	REGULAR	446.28	REGULAR

T5	761.984	581.34	REGULAR	472.34	REGULAR
T4	792.279	609.59	REGULAR	495.29	REGULAR
T3	817.161	633.82	REGULAR	514.98	REGULAR
T2	838.989	653.73	REGULAR	531.15	REGULAR
T1	851.748	671.19	REGULAR	545.34	REGULAR

Fuente: Elaboración propia.

Podemos afirmar que, la estructura es regular a piso débil tanto a resistencia y extrema resistencia pues no supera el 80% de la resistencia frente a la fuerza cortante del entrepiso inmediato superior en ambas direcciones.

### c. Altura - Masa o peso

Esta irregularidad se cumple siempre y cuando el peso de un piso es mayor en 1.5 veces más que sus entrepisos adyacentes, el cual será castigado con un factor de  $I_a=0.90$ .

Tabla 22: Masa o peso estructura

Piso	Masa (tonf)	Masa 1.5*Masa(i+1)		Masa 1.5*Masa(i-1)	
		(tonf)	Condición	(tonf)	Condición
T17	58.542				
T16	101.882				
T15	305.478			647.26	REGULAR
T14	431.508	458.22	REGULAR	647.26	REGULAR
T13	431.508	647.26	REGULAR	647.26	REGULAR
T12	431.508	647.26	REGULAR	647.26	REGULAR
T11	431.508	647.26	REGULAR	647.26	REGULAR
T10	431.508	647.26	REGULAR	647.26	REGULAR
T9	431.508	647.26	REGULAR	647.26	REGULAR
T8	431.508	647.26	REGULAR	647.26	REGULAR
T7	431.508	647.26	REGULAR	647.26	REGULAR
T6	431.508	647.26	REGULAR	647.26	REGULAR
T5	431.508	647.26	REGULAR	647.26	REGULAR
T4	431.508	647.26	REGULAR	647.26	REGULAR
T3	431.508	647.26	REGULAR	734.98	REGULAR
T2	489.989	647.26	REGULAR	937.24	REGULAR
T1	624.825	734.98	REGULAR		

Fuente: Elaboración propia

Podemos afirmar que, la estructura es regular a masa o peso pues los entrepisos adyacentes a cualquier piso analizado no supera en 1.5 veces en masa.

#### d. Altura - Geometría vertical

Esta irregularidad se cumple siempre y cuando las dimensiones de las direcciones x e y de un entrepiso son superadas en 1.3 veces dicha dimensión en un entrepiso adyacente, para lo cual se considera un factor de  $I_a=0.90$ .

**Tabla 23: Irregularidad de geometría vertical dirección X e Y.**

IRREGULARIDAD GEOMETRÍA VERTICAL						
Piso	Y-Y	Valor	Condición	X-X	Valor	Condición
	metro	Masa <1.3		metro	Masa <1.3	
T15	25.070			14.400		
T14	25.070	1.00	REGULAR	14.400	1.00	REGULAR
T13	25.070	1.00	REGULAR	14.400	1.00	REGULAR
T12	25.070	1.00	REGULAR	14.400	1.00	REGULAR
T11	25.070	1.00	REGULAR	14.400	1.00	REGULAR
T10	25.070	1.00	REGULAR	14.400	1.00	REGULAR
T9	25.070	1.00	REGULAR	14.400	1.00	REGULAR
T8	25.070	1.00	REGULAR	14.400	1.00	REGULAR
T7	25.070	1.00	REGULAR	14.400	1.00	REGULAR
T6	25.070	1.00	REGULAR	14.400	1.00	REGULAR
T5	25.070	1.00	REGULAR	14.400	1.00	REGULAR
T4	25.070	1.00	REGULAR	14.400	1.00	REGULAR
T3	25.070	1.00	REGULAR	14.400	1.00	REGULAR
T2	25.070	1.00	REGULAR	14.400	1.00	REGULAR
T1	25.070	1.00	REGULAR	14.400	1.00	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Podemos afirmar que, la estructura es regular en geometría vertical en ambas direcciones, ya que las distancias son proporcionales en todos los entrepisos no superan la condición.

#### e. Altura - Discontinuidad en los sistemas resistentes

Al no presentar discontinuidad en los elementos estructurales es decir sin variar las dimensiones de estos, se puede decir que no presenta irregularidad de discontinuidad ni extrema discontinuidad en los sistemas resistentes.

#### f. Planta – Torsión y extrema torsión

- **Torsión**

Se presenta este tipo de irregularidad siempre cuando, en cualquiera de las direcciones, las derivas máximas de un entrepiso superan en 1.3 veces las

derivas promedio del mismo entrepiso. Para lo cual se exige utilizar un  $I_p=0.75$ .

- **Extrema torsión**

Se presenta este tipo de irregularidad siempre cuando, en cualquiera de las direcciones, las derivas máximas de un entrepiso superan en 1.5 veces las derivas promedio del mismo entrepiso. Para lo cual se exige utilizar un  $I_p=0.60$ .

**Tabla 24: Torsión y torsión extrema para la dirección X-X.**

<b>TORSIÓN Y EXTREMA TORSIÓN EN DIRECCIÓN X - X</b>						
<b>Piso</b>	<b>Caso</b>	<b>Max Drift</b>	<b>Avg Drift</b>	<b>Ratio</b>	<b>Torsión</b>	<b>Ext. Torsión</b>
					<b>Ratio &gt;1.3</b>	<b>Ratio &gt;1.5</b>
T17	DXXMY+	0.02249	0.02226	1.010	REGULAR	REGULAR
T16	DXXMY+	0.01614	0.01586	1.017	REGULAR	REGULAR
T15	DXXMY+	0.01645	0.01538	1.070	REGULAR	REGULAR
T14	DXXMY+	0.01723	0.01607	1.072	REGULAR	REGULAR
T13	DXXMY+	0.01796	0.01674	1.073	REGULAR	REGULAR
T12	DXXMY+	0.01875	0.01747	1.073	REGULAR	REGULAR
T11	DXXMY+	0.01945	0.01812	1.073	REGULAR	REGULAR
T10	DXXMY+	0.02005	0.01868	1.073	REGULAR	REGULAR
T9	DXXMY+	0.02050	0.01909	1.073	REGULAR	REGULAR
T8	DXXMY+	0.02080	0.01938	1.073	REGULAR	REGULAR
T7	DXXMY+	0.02088	0.01945	1.073	REGULAR	REGULAR
T6	DXXMY+	0.02070	0.01930	1.072	REGULAR	REGULAR
T5	DXXMY+	0.02033	0.01897	1.072	REGULAR	REGULAR
T4	DXXMY+	0.01977	0.01846	1.071	REGULAR	REGULAR
T3	DXXMY+	0.01868	0.01746	1.069	REGULAR	REGULAR
T2	DXXMY+	0.02949	0.02768	1.065	REGULAR	REGULAR
T1	DXXMY+	0.01799	0.01675	1.074	REGULAR	REGULAR

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 25: Torsión y torsión extrema para la dirección Y-Y.**

<b>TORSIÓN Y EXTREMA TORSIÓN EN DIRECCIÓN Y - Y</b>						
<b>Piso</b>	<b>Caso</b>	<b>Max Drift</b>	<b>Avg Drift</b>	<b>Ratio</b>	<b>Torsión</b>	<b>Ext. Torsión</b>
					<b>Ratio &gt;1.3</b>	<b>Ratio &gt;1.5</b>
T17	DYYMX+	0.01221	0.01212	1.007	REGULAR	REGULAR
T16	DYYMX+	0.00858	0.00855	1.004	REGULAR	REGULAR
T15	DYYMX+	0.00856	0.00832	1.029	REGULAR	REGULAR
T14	DYYMX+	0.00874	0.00854	1.024	REGULAR	REGULAR
T13	DYYMX+	0.00890	0.00877	1.016	REGULAR	REGULAR
T12	DYYMX+	0.00905	0.00898	1.008	REGULAR	REGULAR
T11	DYYMX+	0.00917	0.00915	1.003	REGULAR	REGULAR

T10	DYYMX+	0.00937	0.00928	1.010	REGULAR	REGULAR
T9	DYYMX+	0.00949	0.00932	1.018	REGULAR	REGULAR
T8	DYYMX+	0.00952	0.00927	1.027	REGULAR	REGULAR
T7	DYYMX+	0.00942	0.00909	1.036	REGULAR	REGULAR
T6	DYYMX+	0.00907	0.00870	1.043	REGULAR	REGULAR
T5	DYYMX+	0.00872	0.00829	1.051	REGULAR	REGULAR
T4	DYYMX+	0.00825	0.00777	1.061	REGULAR	REGULAR
T3	DYYMX+	0.00755	0.00706	1.069	REGULAR	REGULAR
T2	DYYMX+	0.01088	0.01003	1.086	REGULAR	REGULAR
T1	DYYMX+	0.00687	0.00622	1.104	REGULAR	REGULAR

**Fuente: Elaboración propia.**

Podemos afirmar que, la estructura es regular en torsión y extrema torsión pues la ratio no supera el 1.3 ni mucho menos el 1.5 que establece la norma E.030.

#### **g. Planta – Esquinas entrantes**

Se tendrá irregularidad por esquinas entrantes siempre y cuando en cualquiera de las direcciones, las dimensiones sean mayores en 20% del total de la dimensión, el cual se exige un  $I_p=0.90$ .

En la figura 55, se detalla las medidas que tienen las esquinas entrantes de la edificación, las dimensiones para la dirección de X son 3m. y 14.65m. y para la dirección Y son de 6.63m. y 25.78m. Estas esquinas entrantes están ubicadas básicamente al centro de la estructura entre los ascensores y escaleras.

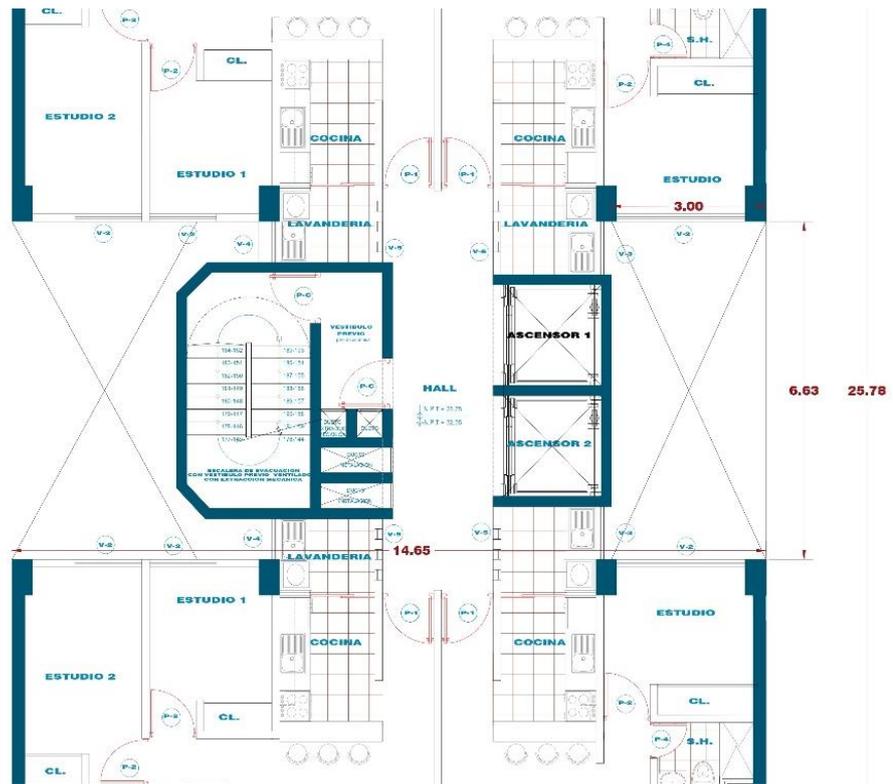


Figura 57. Dimensiones totales y de esquinas entrantes.

Tabla 26: Esquinas entrantes en direcciones x-x e y-y.

ESQUINAS ENTRANTES				
Dirección	Dimensión Total	Esquina Entrante	% Esquina Entrante	Esquina Entrante
X-X	14.65	3.00000	20.48%	IRREGULAR
Y-Y	25.78	6.63000	25.72%	IRREGULAR

Fuente: Elaboración propia.

Podemos afirmar que, la estructura es irregular a esquinas entrantes pues superan el 20% en ambas direcciones, y se usara un factor de  $I_p=0.90$ .

#### h. Planta – Discontinuidad de diafragma

Este tipo de irregularidad se presenta en dos condiciones. Primero, siempre y cuando el porcentaje de vacíos de la estructura supere el 50% del total de área del diafragma de la edificación. Segundo, cuando en cualquier dirección y entrepiso se tenga una sección transversal menor al 25% del total de la sección en la dirección en análisis. Para lo cual deberá ser castigado con un  $I_p=0.85$ .

**Tabla 27: Discontinuidad de diafragma**

<b>DISCONTINUIDAD DE DIAFRAGMA</b>				
<b>Condición</b>	<b>Área Total (m2)</b>	<b>Vacíos Total (m2)</b>	<b>% Vacíos</b>	<b>Discontinuidad de diafragma</b>
1	378.78	44.56	11.76%	REGULAR
2	3.26	0.39	11.97%	IRREGULAR

Fuente: Elaboración propia.

Podemos afirmar que, la estructura es irregular por la segunda condición ya que la estructura presenta en la dirección x-x un porcentaje menor al 25% en área transversal para lo cual se aplicara un  $I_p = 0.85$ .

#### **i. Planta – Sistemas no paralelos**

Inspeccionando los planos estructurales contrastamos que no presenta elementos que no son paralelos y por lo tanto no presentará este tipo de irregularidad.

A continuación, se presenta un resumen de las irregularidades de la edificación en análisis para ambas direcciones y su correspondiente factor de reducción.

**Tabla 28: Resumen de Irregularidades X-X.**

<b>IRREGULARIDADES EN ALTURA X-X</b>		
Irregularidad de Rigidez (Piso Blando)	[0.75]	1
Irregularidad de Rigidez Extrema	[0.50]	1
Irregularidad de Resistencia (Piso Débil)	[0.75]	1
Irregularidad de Extrema Resistencia	[0.50]	1
Irregularidades de Masa o Peso	[0.9]	1
Irregularidad de Geometría Vertical	[0.9]	1
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	[0.8]	1
Discontinuidad Ext. en los sistemas resistentes	[0.6]	1
<b>IRREGULARIDAD EN ALTURA FINAL [Ia] X - X =</b>	<b>Factor</b>	<b>1</b>
<b>IRREGULARIDADES EN PLANTA X - X</b>		
Irregularidad Torsional	[0.75]	1
Irregularidad Torsional Extrema	[0.6]	1
Esquinas entrantes (Cumplir ambas direcciones)	[0.9]	0.9
Discontinuidad en Diafragma	[0.85]	0.85
Sistemas No Paralelos	[0.8]	1
<b>IRREGULARIDAD EN PLANTA FINAL [Ip] X - X =</b>	<b>Factor</b>	<b>0.85</b>

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 29: Resumen de Irregularidades Y-Y.**

<b>IRREGULARIDADES EN ALTURA Y-Y</b>		
Irregularidad de Rigidez (Piso Blando)	[0.75]	1
Irregularidad de Rigidez Extrema	[0.50]	1
Irregularidad de Resistencia (Piso Débil)	[0.75]	1
Irregularidad de Extrema Resistencia	[0.50]	1
Irregularidades de Masa o Peso	[0.9]	1
Irregularidad de Geometría Vertical	[0.9]	1
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	[0.8]	1
Discontinuidad Ext. en los sistemas resistentes	[0.6]	1
IRREGULARIDAD EN ALTURA FINAL [Ia] Y - Y =	Factor	1
<b>IRREGULARIDADES EN PLANTA Y - Y</b>		
Irregularidad Torsional	[0.75]	1
Irregularidad Torsional Extrema	[0.6]	1
Esquinas entrantes (Cumplir ambas direcciones)	[0.9]	0.9
Discontinuidad en Diafragma	[0.85]	1
Sistemas No Paralelos	[0.8]	1
IRREGULARIDAD EN PLANTA FINAL [Ip] Y - Y =	Factor	0.9

**Fuente: Elaboración propia**

Como existe irregularidad tanto en altura como en planta, se trabajará con la irregularidad que más impacto genera en la estructura; la cual es la irregularidad en planta por discontinuidad de diafragma; para lo cual aplicaremos dicho factor de  $I_p=0.85$  tanto para la dirección x-x como y-y. Además, según la norma E.030 el coeficiente de reducción se calculará por los factores de sistema estructural y las irregularidades resultando de la siguiente forma:

$$R_{x,y} = R_o \times I_a \times I_p \quad (4.1.9)$$

Donde:

$R_{x,y}$  = coeficiente de reducción estructural

$R_o$  = factor de sistema estructural

$I_a$  = irregularidad en altura

$I_p$  = irregularidad en planta

$$R_x = 6 \times 1 \times 0.85 = 5.1 \quad (4.1.10)$$

$$R_y = 6 \times 1 \times 0.85 = 5.1 \quad (4.1.11)$$

#### 4.1.7. FUERZA CORTANTE ESTÁTICO

Teniendo claro todos los aspectos y parámetros que nos establece la norma E.030 procedemos a calcular la fuerza cortante en ambas direcciones de análisis. En las siguientes tablas se muestra un resumen de todos los parámetros y condiciones a emplear.

**Tabla 30: Resumen parámetros de análisis.**

Parámetros sísmicos	
C =	variable
Z =	0.35
S =	1.15
Tp =	0.6
TL =	2
U =	1
Rxx =	5.1
Ryy =	5.1
Estructura	Irregular

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 31: Cálculo del parámetro C.**

Dirección	Periodo	Cmin=0.11R	Ci
X	1.521	0.5610	0.986
Y	0.684	0.5610	2.294

Fuente: Elaboración propia.

La fuerza cortante en ambas direcciones es:

$$V_{x,y} = \frac{Z_x U_x C_x S}{R} \times P \quad (4.1.12)$$

Donde:

$Z$  = zonificación

$U$  = uso

$C$  = amplificación sísmica

$S$  = suelo

$P$  = peso de la estructura

$R$  = coeficiente de reducción

$$V_x = \frac{0.35 \times 1.0 \times 1.15 \times 0.986}{5.1} \times P = 0.078 \times 6758.80 = 526.05 \text{ tonf} \quad (4.1.13)$$

$$V_y = \frac{0.35 \times 1.0 \times 1.15 \times 2.29}{5.1} \times P = 0.18104 \times 6758.80 = 1223.43 \text{ tonf} \quad (4.1.14)$$

## 4.1.8. ANÁLISIS DINÁMICO

### 4.1.8.1. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Este análisis incluye las propiedades de la estructura a un nivel dinámico pues considera como una estructura vibra y cuánto contribuye cada modo de vibración en su respuesta, con el objetivo de simular de manera precisa el comportamiento real de la estructura frente a cargas sísmicas. Cabe recalcar, que los modos de vibración serán aplicados 3 por nivel los cuales deberán sumar como mínimo el 90% del total de masa de la estructura.

- **Aceleración espectral**

Según la norma E.030, establece que para ambas direcciones de análisis se debe utilizar un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones representado por:

$$S_a = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times g \quad (4.1.15)$$

Donde:

$Z$  = zonificación

$U$  = uso

$C$  = amplificación sísmica

$S$  = suelo

$g$  = gravedad

$R$  = coeficiente de reducción

Para el análisis en el software se simuló mediante los valores que analizamos previamente, con la excepción de la variación del factor  $R$ , resultándonos la función de la figura 58. Por otro lado, se tuvo consideraciones para el análisis para casos de sismo y derivas que se consideraron de la siguiente manera:

$$\text{Factor etabs Sismo } (SIS_{XX,YY}) = \frac{Z \times U \times S}{R} \times g \quad (4.1.16)$$

$$SIS_{XX} = \frac{0.35 \times 1.15 \times 1}{5.1} \times 9.81 = 0.774$$

$$SIS_{YY} = \frac{0.35 \times 1.15 \times 1}{5.1} \times 9.81 = 0.774$$

$$\text{Factor etabs deriva } (D_{xx,yy}) = R_{X,Y} * SIS_{XX,YY} * 0.85 \quad (4.1.17)$$

$$D_{XX} = 5.1 * 0.774 * 0.85 = 3.3562$$

$$D_{YY} = 5.1 * 0.774 * 0.85 = 3.3562$$

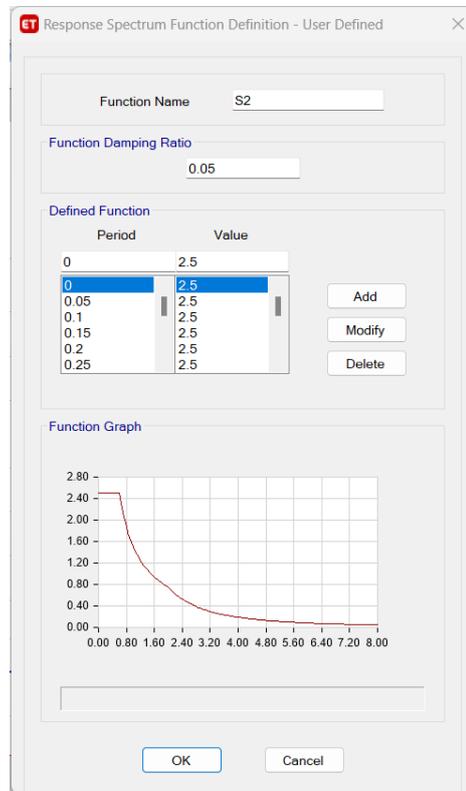


Figura 58. Espectro de Respuesta

#### 4.1.8.2. MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO

Para verificar si cumple o no la condición de desplazamiento, la norma E.030 nos da un rango límite para estructuras de concreto armado el cual viene dado por 0.007. La tabla 48 y 49 representan las derivas tanto elásticas como inelásticas para las direcciones X-X e Y-Y aplicando los casos de deriva con excentricidad positiva y negativa representado como (DXXMY+, DXXMY-, DYYMX+, DYYMY-). Por otro lado, para obtener la deriva inelástica se utilizó la fórmula que nos establece el artículo 31 de la norma E.030, donde se multiplicará por 0.85\*R para estructuras irregulares, donde R toma el valor que se encuentra en la ecuación 4.1.10 y 4.1.11. Además, la verificación del cumplimiento de la norma se efectuó con las derivas inelásticas.

Tabla 32: Derivas dirección X-X

Nivel	Caso	Derivas Elásticas	Derivas Inelásticas (0.85*R)	VERIFICACIÓN
				< 0.007
T17	DXXMY+	0.00130	0.0056	CUMPLE

T17	DXXMY-	0.00130	0.0057	CUMPLE
T16	DXXMY+	0.00133	0.0058	CUMPLE
T16	DXXMY-	0.00133	0.0057	CUMPLE
T15	DXXMY+	0.00136	0.0059	CUMPLE
T15	DXXMY-	0.00133	0.0057	CUMPLE
T14	DXXMY+	0.00142	0.0062	CUMPLE
T14	DXXMY-	0.00139	0.0060	CUMPLE
T13	DXXMY+	0.00148	0.0064	CUMPLE
T13	DXXMY-	0.00144	0.0063	CUMPLE
T12	DXXMY+	0.00154	0.0067	CUMPLE
T12	DXXMY-	0.00151	0.0065	CUMPLE
T11	DXXMY+	0.00160	0.0069	CUMPLE
T11	DXXMY-	0.00156	0.0068	CUMPLE
T10	DXXMY+	0.00165	0.0072	NO CUMPLE
T10	DXXMY-	0.00165	0.0072	NO CUMPLE
T09	DXXMY+	0.00169	0.0073	NO CUMPLE
T09	DXXMY-	0.00165	0.0071	NO CUMPLE
T08	DXXMY+	0.00171	0.0074	NO CUMPLE
T08	DXXMY-	0.00167	0.0072	NO CUMPLE
T07	DXXMY+	0.00172	0.0075	NO CUMPLE
T07	DXXMY-	0.00168	0.0073	NO CUMPLE
T06	DXXMY+	0.00170	0.0074	NO CUMPLE
T06	DXXMY-	0.00166	0.0072	NO CUMPLE
T05	DXXMY+	0.00168	0.0073	NO CUMPLE
T05	DXXMY-	0.00163	0.0071	NO CUMPLE
T04	DXXMY+	0.00163	0.0071	NO CUMPLE
T04	DXXMY-	0.00159	0.0069	CUMPLE
T03	DXXMY+	0.00154	0.0067	CUMPLE
T03	DXXMY-	0.00150	0.0065	CUMPLE
T02	DXXMY+	0.00139	0.0060	CUMPLE
T02	DXXMY-	0.00136	0.0059	CUMPLE
T01	DXXMY+	0.00085	0.0037	CUMPLE
T01	DXXMY-	0.00082	0.0035	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 33: Derivas dirección Y-Y

Nivel	Caso	Derivas Elásticas	Derivas Inelásticas (0.85*R)	VERIFICACIÓN
				< 0.007
T17	DYYMX+	0.0007	0.0031	CUMPLE
T17	DYYMX-	0.0006	0.0026	CUMPLE
T16	DYYMX+	0.0007	0.0031	CUMPLE
T16	DYYMX-	0.0006	0.0026	CUMPLE
T15	DYYMX+	0.0007	0.0031	CUMPLE
T15	DYYMX-	0.0006	0.0027	CUMPLE

T14	DYYMX+	0.0007	0.0031	CUMPLE
T14	DYYMX-	0.0006	0.0028	CUMPLE
T13	DYYMX+	0.0007	0.0032	CUMPLE
T13	DYYMX-	0.0007	0.0029	CUMPLE
T12	DYYMX+	0.0007	0.0032	CUMPLE
T12	DYYMX-	0.0007	0.0029	CUMPLE
T11	DYYMX+	0.0008	0.0033	CUMPLE
T11	DYYMX-	0.0007	0.0030	CUMPLE
T10	DYYMX+	0.0008	0.0033	CUMPLE
T10	DYYMX-	0.0007	0.0031	CUMPLE
T09	DYYMX+	0.0008	0.0034	CUMPLE
T09	DYYMX-	0.0007	0.0032	CUMPLE
T08	DYYMX+	0.0008	0.0034	CUMPLE
T08	DYYMX-	0.0007	0.0032	CUMPLE
T07	DYYMX+	0.0008	0.0034	CUMPLE
T07	DYYMX-	0.0007	0.0032	CUMPLE
T06	DYYMX+	0.0007	0.0032	CUMPLE
T06	DYYMX-	0.0007	0.0031	CUMPLE
T05	DYYMX+	0.0007	0.0031	CUMPLE
T05	DYYMX-	0.0007	0.0030	CUMPLE
T04	DYYMX+	0.0007	0.0029	CUMPLE
T04	DYYMX-	0.0007	0.0028	CUMPLE
T03	DYYMX+	0.0006	0.0027	CUMPLE
T03	DYYMX-	0.0006	0.0026	CUMPLE
T02	DYYMX+	0.0005	0.0022	CUMPLE
T02	DYYMX-	0.0005	0.0022	CUMPLE
T01	DYYMX+	0.0003	0.0014	CUMPLE
T01	DYYMX-	0.0003	0.0014	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

Podemos apreciar que las derivas desde el entrepiso 4 al 10 no cumplen para la dirección X-X tanto para excentricidades positivas y negativas, resultando un límite de distorsión máximo en el entrepiso 7 de 0.0075, lo cual nos hace deducir que es efectivamente necesario emplear el AMS para poder reducir estas derivas y cumplir con la norma E.030. Por otro lado, en la dirección y-y la deriva máxima se encuentra en 0.0034 que se da en el entrepiso 8 resultando por debajo de lo establecido en la norma, lo cual es esperado pues en dicha dirección se tiene una alta concentración de muros.

#### 4.1.8.3. FUERZA CORTANTE DINÁMICA

Para este cálculo, la norma E.030 nos establece que si la estructura es irregular debe aplicarse el 90% al cortante estático y se debe escoger el cortante de diseño en relación con el máximo valor de la cortante dinámica y mínima para fines de

diseño. La siguiente tabla muestra un resumen de las cortantes para los casos modales con excentricidades positivas y negativas (MX+, MX-, MY+, MY-).

**Tabla 34: Cálculo de cortantes.**

Caso	Sentido	C	V estática	V dinámica (Etabs)	V min	90% V estático	V diseño	Factor
MY+	X-X	0.986	526.05	444.93	299.2	473.45	473.45	1.064
MY-	X-X	0.986	526.05	446.38	299.2	473.45	473.45	1.061
MX+	Y-Y	2.294	1223.4	851.75	299.2	1101.09	1101.09	1.293
MX-	Y-Y	2.294	1223.4	700.85	299.2	1101.09	1101.09	1.571

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.1.8.4. DESPLAZAMIENTO LATERALES DE ENTREPISO

A continuación, se presenta los máximos desplazamientos laterales elásticos e inelásticos de entrepiso tanto para dirección x-x e y-y. Cabe recalcar que, estos desplazamientos están aplicados a casos de sismo en X-X con excentricidad positiva y negativa representado como (SISXXMY+, SISXXMY-) y para Y-Y (SISYYMX+, SISYYMX-). Además, cabe mencionar que los pisos de T17 y T16 son techos adicionales para el tema de ascensores, cuarto de máquinas y techo de escaleras.

**Tabla 35: Desplazamientos de entrepiso X-X.**

DIRECCIÓN X-X			
EXCENTRICIDAD POSITIVA			
Piso	Caso	Elásticos X-X (cm)	Inelásticos X-X (cm)
T17	SISXXMY+	7.223	31.314
T16	SISXXMY+	6.767	29.333
T15	SISXXMY+	6.739	29.213
T14	SISXXMY+	6.376	27.639
T13	SISXXMY+	5.997	25.997
T12	SISXXMY+	5.603	24.288
T11	SISXXMY+	5.191	22.501
T10	SISXXMY+	4.761	20.640
T9	SISXXMY+	4.316	18.709
T8	SISXXMY+	3.858	16.722
T7	SISXXMY+	3.389	14.692
T6	SISXXMY+	2.916	12.640
T5	SISXXMY+	2.444	10.594
T4	SISXXMY+	1.979	8.577
T3	SISXXMY+	1.525	6.609
T2	SISXXMY+	1.095	4.746

T1	SISXXMY+	0.415	1.799
EXCENRICIDAD NEGATIVA			
Piso	Caso	Elásticos X-X (cm)	Inelásticos X-X (cm)
T17	SISXXMY-	7.204	31.228
T16	SISXXMY-	6.726	29.160
T15	SISXXMY-	6.568	28.473
T14	SISXXMY-	6.213	26.935
T13	SISXXMY-	5.844	25.333
T12	SISXXMY-	5.459	23.666
T11	SISXXMY-	5.057	21.922
T10	SISXXMY-	4.638	20.107
T9	SISXXMY-	4.204	18.224
T8	SISXXMY-	3.757	16.287
T7	SISXXMY-	3.300	14.307
T6	SISXXMY-	2.839	12.308
T5	SISXXMY-	2.380	10.315
T4	SISXXMY-	1.926	8.350
T3	SISXXMY-	1.484	6.432
T2	SISXXMY-	1.065	4.616
T1	SISXXMY-	0.400	1.736

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 36: Desplazamientos de entrepiso Y-Y.

DIRECCIÓN Y-Y			
EXCENRICIDAD POSITIVA			
Piso	Caso	Elásticos Y-Y (cm)	Inelásticos Y-Y (cm)
T17	SISYYMX+	3.466	15.027
T16	SISYYMX+	3.191	13.834
T15	SISYYMX+	3.041	13.182
T14	SISYYMX+	2.856	12.379
T13	SISYYMX+	2.664	11.550
T12	SISYYMX+	2.467	10.692
T11	SISYYMX+	2.262	9.807
T10	SISYYMX+	2.052	8.895
T9	SISYYMX+	1.837	7.962
T8	SISYYMX+	1.619	7.017
T7	SISYYMX+	1.400	6.068
T6	SISYYMX+	1.183	5.129
T5	SISYYMX+	0.974	4.224
T4	SISYYMX+	0.774	3.353
T3	SISYYMX+	0.584	2.529
T2	SISYYMX+	0.409	1.775

T1	SISYYMX+	0.158	0.687
<b>EXCENRICIDAD NEGATIVA</b>			
<b>Piso</b>	<b>Caso</b>	<b>Elásticos Y-Y (cm)</b>	<b>Inelásticos Y-Y (cm)</b>
T17	SISYYMX-	2.957	12.816
T16	SISYYMX-	2.740	11.877
T15	SISYYMX-	2.854	12.372
T14	SISYYMX-	2.690	11.659
T13	SISYYMX-	2.518	10.915
T12	SISYYMX-	2.339	10.139
T11	SISYYMX-	2.153	9.331
T10	SISYYMX-	1.959	8.493
T9	SISYYMX-	1.760	7.629
T8	SISYYMX-	1.557	6.748
T7	SISYYMX-	1.351	5.857
T6	SISYYMX-	1.146	4.970
T5	SISYYMX-	0.948	4.109
T4	SISYYMX-	0.756	3.277
T3	SISYYMX-	0.573	2.483
T2	SISYYMX-	0.404	1.753
T1	SISYYMX-	0.157	0.682

**Fuente: Elaboración propia.**

Se puede apreciar que los máximos desplazamientos elásticos resultan en el último nivel que es el 15 en ambas direcciones con mayor incidencia en la dirección x-x para ambas excentricidades. Además, podemos decir que los techos 16 y 17 presentan desplazamientos máximos de 7.22cm y 3.466cm en direcciones x-x e y-y, pero al ser techos de escaleras y ascensores no se analizará por ser pequeños diafragmas.

#### **4.1.9. PARÁMETROS Y DISEÑO DEL AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA**

##### **4.1.9.1. PARÁMETROS DEL AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA**

Para poder establecer los parámetros de diseño del amortiguador debemos tener en claro el método que nos establece el autor Sadek et. al., donde menciona que se debe considerar el peso y masa del amortiguador, carga máxima de compresión, rigidez lateral del amortiguador y el coeficiente de amortiguamiento.

- **Peso y masa**

La masa que tomará la estructura del AMS representará el 1% del total de la masa para no sobrecargar a la estructura para lo cual se representará de la siguiente manera:

$$Peso_{AMS} = \mu \times Masa \text{ de la Estructura} \quad (4.1.16)$$

Donde:

$\mu$  = relación de masas de la estructura

$$P_{AMS} = 0.01 \times 6758.80 \text{ tonf} = 67.59 \text{ tonf} \quad (4.1.17)$$

$$Masa_{AMS} = \frac{P_{AMS}}{gravedad} \quad (4.1.18)$$

$$m_{AMS} = \frac{67.59 \text{ tonf}}{9.81 \frac{m}{s^2}} = 6.89 \frac{tonfs^2}{m} \quad (4.1.19)$$

Como se dividirá en dos AMS el peso será de 33.785 tonf. cada uno.

- **Carga máxima de compresión**

La carga máxima que podrá soportar los aisladores será calculada mediante la siguiente ecuación:

$$P_{tx,y,z} = \% \text{ Modo 1 de masa participativa} \times P_{AMS} \quad (4.1.20)$$

Donde:

$P_{tx,y,z}$  = carga máxima de soporte

$P_{AMS \ X,Y,Z}$  = peso amortiguador de masa sintonizada

**Tabla 37: Tabla de periodos traslacional y rotacional**

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ
1	1.529	0.7633	0	0
2	0.782	0.00004992	0.1662	0.578
3	0.689	7.974E-06	0.5633	0

Fuente: Elaboración propia

$$P_{tx} = 0.7633 \times 33.79 \text{ tonf} = 25.79 \text{ tonf}$$

$$P_{ty} = 0.5633 \times 33.79 \text{ tonf} = 19.04 \text{ tonf}$$

$$P_{tz} = 0.578 \times 33.79 \text{ tonf} = 19.53 \text{ tonf}$$

- **Rigidez del AMS**

La rigidez total del amortiguador engloba la sumatoria total de las rigideces de los apoyos (aisladores elastoméricos) en las que se ubicará el AMS. Las siguientes ecuaciones hallan la rigidez que cada aislador tendrá; además, para hallar la rigidez total del AMS, dependerá exclusivamente del número de aisladores elastoméricos que se considere en el diseño del AMS. Cabe recalcar que para la presente investigación se está considerando 4 apoyos elastoméricos. Rigidez de cada aislador del AMS:

$$K_{Aislador\ AMS\ X,Y,Z} = \frac{4\pi^2 \times P_t}{T^2 \times g} \quad (4.1.21)$$

Donde:

$K_{Aislador\ AMS\ X,Y,Z}$  = rigidez de aislador

$T$  = periodo

$g$  = gravedad

$P_t$  = carga máxima de soporte

$\pi$  = valor “pi”

$$K_{Aislador\ AMS\ X} = \frac{4\pi^2 \times 25.79\ tonf}{1.529^2\ seg^2 \times 9.81\ \frac{m}{s^2}} = 44.39\ \frac{tonf}{m}$$

$$K_{Aislador\ AMS\ Y} = \frac{4\pi^2 \times 19.04\ tonf}{0.689^2\ seg^2 \times 9.81\ \frac{m}{s^2}} = 161.37\ \frac{tonf}{m}$$

$$K_{Aislador\ AMS\ Z} = \frac{4\pi^2 \times 19.53\ tonf}{0.782^2\ seg^2 \times 9.81\ \frac{m}{s^2}} = 128.52\ \frac{tonf}{m}$$

Rigidez total del AMS:

$$K_{Total\ AMS\ X,Y,Z} = K_{Aislador\ AMS\ X} \times 4 \quad (4.1.22)$$

$$K_{Total\ AMS\ X} = 88.81\ \frac{tonf}{m} \times 4 = 177.61\ \frac{tonf}{m}$$

$$K_{Total\ AMS\ Y} = 88.81\ \frac{tonf}{m} \times 4 = 645.49\ \frac{tonf}{m}$$

$$K_{Total\ AMS\ Z} = 88.81\ \frac{tonf}{m} \times 4 = 514.17\ \frac{tonf}{m}$$

- **Coefficiente de amortiguamiento**

El coeficiente de amortiguamiento se hallará para cada aislador pues estos tienen un amortiguamiento esencial y se adicionará al amortiguamiento de la estructura. Cabe recalcar que el amortiguamiento  $\xi$  a considerar será de 20% y se hallara mediante las siguientes ecuaciones donde  $C_T$  es el coeficiente total de la estructura y  $C$  es el coeficiente de cada aislador.

Amortiguamiento total del AMS:

$$c_{TX,Y,Z} = 2\xi\sqrt{K_{Total\ AMS} \times m_{AMS}} \quad (4.1.23)$$

Donde:

$K_{Total\ AMS\ X,Y,Z}$  = rigidez total del AMS

$m_{AMS}$  = masa del AMS

$\xi$  = relación de amortiguamiento

$$c_{TX} = 2 \times 0.02 \sqrt{177.61 \frac{\text{tonf}}{m} \times 3.44 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}^2}{m}} = 9.89 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}}{m}$$

$$c_{TY} = 2 \times 0.02 \sqrt{645.49 \frac{\text{tonf}}{m} \times 3.44 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}^2}{m}} = 18.86 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}}{m}$$

$$c_{TZ} = 2 \times 0.02 \sqrt{514.17 \frac{\text{tonf}}{m} \times 3.44 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}^2}{m}} = 16.83 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}}{m}$$

Amortiguamiento de cada aislador:

$$c_{x,y,z} = \frac{c_{Tx,y,z}}{4} \quad (4.1.24)$$

Donde:

$c_{Tx,y,z}$  = amortiguamiento total

$$c_x = \frac{9.89 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}}{m}}{4} = 2.47 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}}{m}$$

$$c_y = \frac{18.86 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}}{m}}{4} = 4.72 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}}{m}$$

$$cz = \frac{16.83 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}}{\text{m}}}{4} = 4.21 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}}{\text{m}}$$

#### 4.1.9.2. VERIFICACIÓN DE ELASTÓMERO

- **Grosor de las láminas de elastómero**

El espesor de cada una de las láminas elastoméricas serán de 1cm y no revisaremos si superan el 70% como se establece en el inciso f del ítem 2.2.6.1.

- **Forma del soporte elastomérico**

Consideraremos un diámetro de 50 cm.

$$S_a = \frac{D}{4h_r} \geq 10 \quad (4.1.25)$$

$$S_a = \frac{0.50\text{m}}{4 * 0.01} \geq 10$$

$$S_a = 12.50 \geq 10$$

- **Propiedades de Deformación**

Con respecto al inciso f del ítem 2.2.6.1. utilizaremos el un valor dentro de esos rangos límites.

$$G_a = 0.9\text{MPa} = 91.77 \text{ ton/m}^2$$

- **Esfuerzo de compresión**

Para obtener esta relación tomamos el valor de Pt calculado previamente con un valor de 51.59 tonf y un diámetro de 0.50m y debe cumplir el criterio.

$$\sigma_s \geq \frac{Pt}{\pi r^2} \geq 1120 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (4.1.26)$$

$$\sigma_s \geq \frac{51.59\text{tonf}}{\pi(0.25)^2} = 262.75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \geq 1120 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

- **Altura total y corte**

Consideraremos 20 láminas de elastómeros de 1cm, lo cual engloba una altura total de 20cm y el máximo desplazamiento se da en el último nivel (T15) con 6.7388cm, ya que no

consideraremos los techos de escaleras, cuarto de máquinas ni ascensores para el máximo desplazamiento.

$$h_{rt} \geq 2 * \Delta s \quad (4.1.27)$$

$$20cm \geq 2 * 6.7388cm$$

$$20cm \geq 13.48cm$$

- **Compresión y rotación combinada**

Utilizaremos una rotación máxima de diseño de 0.0015 rad. y los demás datos previamente calculado.

$$\sigma_s \geq 0.75 * G_a * S_a * \left(\frac{\theta_{m\acute{a}x}}{n}\right) \left(\frac{D}{h_r}\right)^2 \quad (4.1.28)$$

$$262.75 \frac{ton}{m^2} \geq 0.75 * 91.77 \frac{ton}{m^2} * 12.50 * \left(\frac{0.0015}{20}\right) \left(\frac{0.50}{0.01}\right)^2$$

$$262.75 \frac{ton}{m^2} \geq 161.314 \frac{ton}{m^2}$$

- **Fatiga por deformación en compresión y corte combinados**

Para este punto debe cumplir ambas reglas por esfuerzo de compresión y fatiga de deformación.

$$\sigma_s \leq 1.66 * G_a * S_a \quad (4.1.29)$$

$$262.75 \frac{ton}{m^2} \leq 1120 \frac{ton}{m^2} \leq 1.66 * 91.77 \frac{ton}{m^2} * 12.50$$

$$262.75 \frac{ton}{m^2} \leq 1120 \frac{ton}{m^2} \leq 1904.22 \frac{ton}{m^2}$$

- **Desplazamiento debido a movimiento lateral, compresión y rotación combinada**

Con todo lo previo calculado se procede a calcular esta exigencia.

$$\sigma_s \leq 2.50 * G_a * S_a * \left(1 - 0.15 \left(\frac{\theta_{m\acute{a}x}}{n}\right) \left(\frac{D}{h_r}\right)^2\right) \quad (4.1.30)$$

$$262.75 \frac{ton}{m^2} \leq 2.50 * 91.77 \frac{ton}{m^2} * 12.50 * \left(1 - 0.15 \left(\frac{0.0015}{20}\right) \left(\frac{0.50m}{0.01m}\right)^2\right)$$

$$262.75 \frac{ton}{m^2} \leq 2787.16 \frac{ton}{m^2}$$

- **Estabilidad ante vuelco**

Evaluamos esta estabilidad determinar la efectividad del elastómero siguiendo con las comprobaciones con los datos previamente hallados.

$$A = \left(\frac{1.92 \left(\frac{h_{rt}}{0.8 * D}\right)}{\sqrt{3}}\right) \quad (4.1.31)$$

$$A = \left(\frac{1.92 \left(\frac{0.20m}{0.8 * 0.50m}\right)}{\sqrt{3}}\right) = 0.55$$

$$B = \left(\frac{2.67}{(S_a + 2) \left(\frac{5}{4}\right)}\right) \quad (4.1.32)$$

$$B = \left(\frac{2.67}{(12.50 + 2) \left(\frac{5}{4}\right)}\right) = 0.15$$

Por lo tanto, hallaremos la comprobación:

$$\sigma_s \leq \frac{G_a * S_a}{A - B} \quad (4.1.33)$$

$$262.75 \frac{ton}{m^2} \leq \frac{91.77 \frac{ton}{m^2} * 12.50}{0.55 - 0.15}$$

$$262.75 \frac{ton}{m^2} \leq 2867.81 \frac{ton}{m^2}$$

- **Mínimo grosor de lámina de acero por compresión**

En cuanto a este punto, consideraremos un esfuerzo de fluencia de láminas de acero brindadas por ASTM A36  $f_y=2531 \text{ kgf/cm}^2$  para culminar con las corroboraciones y definir el diseño final de los elastómeros.

$$h_s \geq \frac{3h_{r\text{máx}}\sigma_s}{F_y} \quad (4.1.34)$$

$$0.01m \geq \frac{3 * 0.01m * 262.75 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}}{25310 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}}$$

$$0.01 m \geq 0.0003114 m$$

Por lo tanto, el grosor queda en 1cm, también por temas de factibilidad en la construcción. Por otro lado, solo se diseñó el elastómero, mas no el refuerzo de acero que tendrá el bloque de macizo puesto que se puede colocar relleno de esferas de acero para lograr el peso requerido de aproximadamente 68tnf.

#### 4.1.9.3. DISEÑO DE AMS

El diseño del AMS viene dado por una estructura de concreto armado, refuerzo de acero y los soportes (aisladores elastoméricos) que sostendrán el bloque de concreto los cuales en conjunto dotarán de masa, rigidez y amortiguamiento a la estructura. Basados en esta premisa, el cálculo de las dimensiones del bloque de concreto del AMS. Ahora bien, utilizaremos el peso específico del concreto ( $2.4 \text{ tonf/m}^3$ ) y las características como largo (L), ancho (A) y una altura (H) asumida de 0.61 metros del bloque con el fin de cumplir la masa requerida del AMS.

$$L \times A \times H \times P_{e\text{concreto}} = 33.79 \text{ tonf} \quad (4.1.35)$$

Donde:

$L$  = largo del bloque de AMS

$A$  = ancho del bloque de AMS

$H$  = altura del bloque de AMS

$$L \times A \times 0.61m \times 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} = 33.79 \text{ tonf}$$

Considerando que nuestro bloque de concreto tendrá dimensiones iguales para el largo y ancho entonces tendremos los siguientes valores:

$$L = 4.825\text{m.}$$

$$A = 4.825\text{m.}$$

$$H = 0.61\text{m.}$$

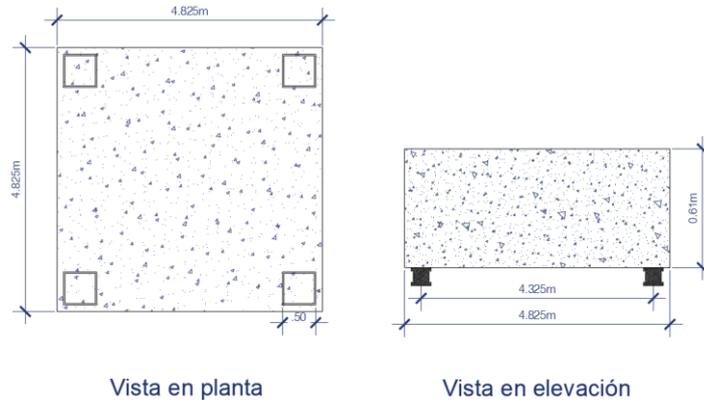


Figura 59. Vista en planta y elevación bloque de concreto AMS.

#### 4.1.10. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL CON AMS

##### 4.1.10.1. DEFINICIÓN DE CARÁCTERÍSTICAS DEL AMS EN ETABS

Para definir las características del AMS tendremos que asignarle una propiedad de enlace (link en el software) del tipo “rubber isolator”, ya que es el material de caucho que se utilizará en los aisladores que irán soportando el bloque de concreto. Además, para definir las propiedades de rigidez y amortiguamiento es necesario conocer que la propiedad del tipo link está en ejes locales y las coordenadas del software se maneja en coordenadas globales para lo cual debemos relacionar estas coordenadas estableciendo los parámetros que siguen en la siguiente figura:

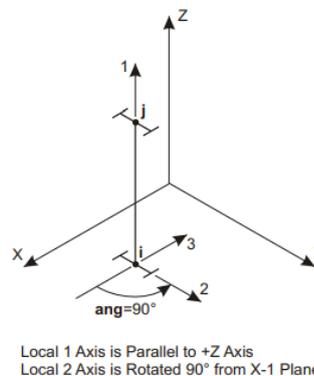


Figura 60. Ejes del tipo link. Tomada de «CSI manual reference», por CSI Anaylys Reference Manual, 2019.

La figura 58 muestra los ejes del tipo link, los cuales relacionan a la traslación en el eje local U1 o UZ, traslación en eje local U2 o UX y traslación en el eje local U3 o UY. Además, las rotaciones seguirán la misma concepción, de R1 o RZ, R2 o RX y R3 o RY. Por otro lado, para obtener la rigidez de rotación R1, necesitamos calcular la rigidez efectiva relacionando las distancias del centro de masa del AMS al centro de masa del aislador en direcciones x e y, multiplicado por la rigidez de cada aislador.

$$\text{Rigidez rotacional} = K_{\text{Aislador AMS RZ}} * (X^2 + Y^2) \quad (4.1.36)$$

Donde:

$K_{\text{Aislador AMS Z}}$  = largo del bloque de AMS

X = ancho medido respecto a la ubicación de elastómero

Y = largo medido respecto a la ubicación de elastómero

$$\begin{aligned} \text{Rigidez rotacional óptima} &= 128.54 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \times (2.263^2 + 2.263^2) \\ &= 1315.99 \text{ tonf/m} \end{aligned}$$

$$\text{Amortiguamiento óptimo por Den Hartog} = 0.06$$

En la siguiente tabla y figuras se muestra un resumen de los parámetros a utilizar para el AMS y el proceso en el software.

**Tabla 38: Resumen de parámetros del AMS**

Dirección		Rigidez Efectiva (tonf/m)	Amortiguamiento (tonf.s/m)
U1	UZ	128.54	4.21
U2	UX	44.40	2.47
U3	UY	161.37	4.72
R1	RZ	1315.99	0.06

Fuente: Elaboración propia

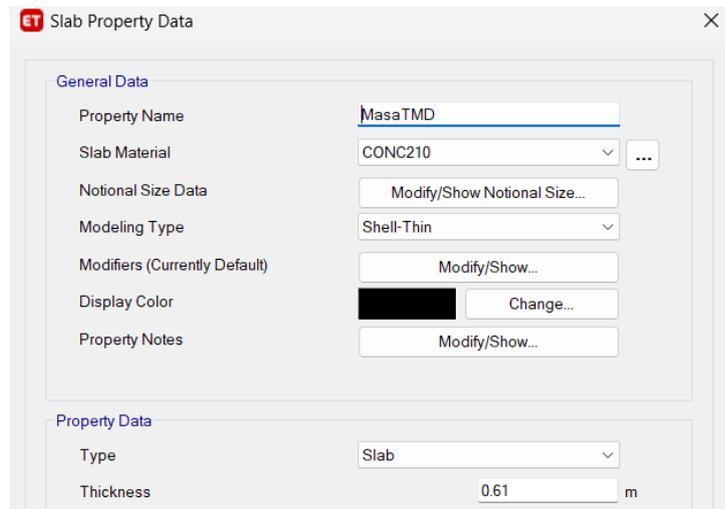


Figura 61. Definición de la losa del bloque de concreto.

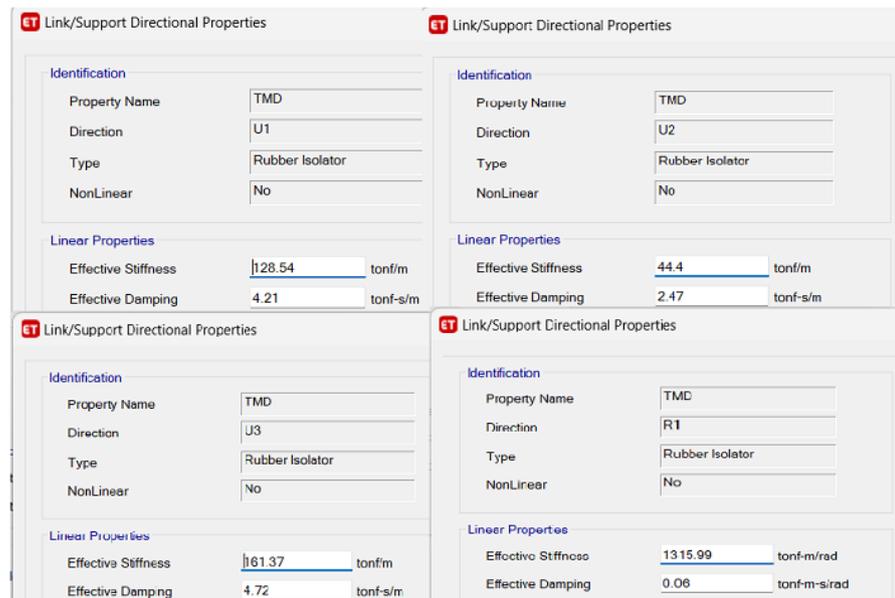


Figura 62. Definición del parámetro, rigidez y amortiguamiento.

#### 4.1.10.2. UBICACIÓN DEL AMS

Para poder determinar óptima ubicación del AMS en el techo de la estructura se tuvo un aspecto importante para tener en cuenta como; las vigas principales que soportarán los 4 aisladores que sostendrán al bloque de concreto para lo cual se tomó medidas establecidas de los ejes de la edificación. Además, se hizo 10 pruebas con diferentes medidas del bloque de concreto como largo, ancho y altura e incluso dividiendo el bloque en dos AMS, para así evaluar su efectividad. Por otro lado, también se tuvo en consideración emplear porcentajes de peso de 1 y 2% del AMS. En las siguientes figuras se muestra las ubicaciones de los AMS en

los distintos casos, y su representación en cuanto a las derivas máximas de cada dirección x-x e y-y.

- **CASO 1:** Bloque de concreto de medidas, 4.825m en el eje “X”, 4.825m en el eje “Y” y 1.3m de altura del bloque.

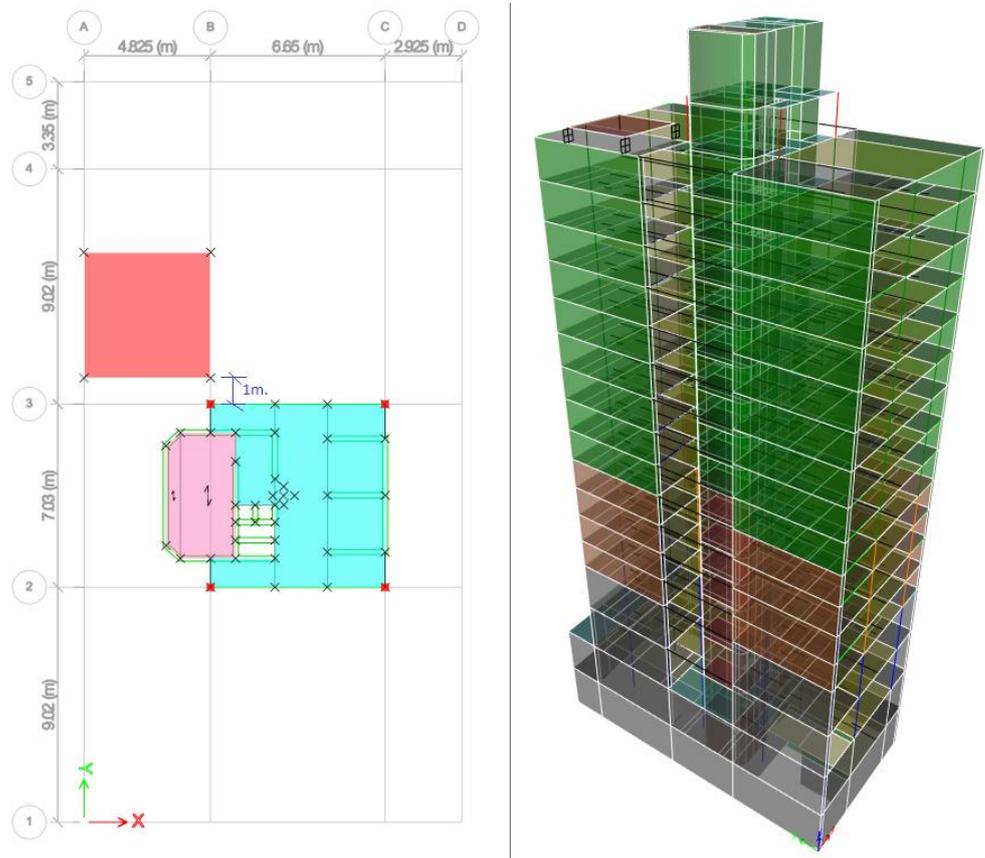


Figura 63. Ubicación del AMS entre ejes A, B y 3, 4 a 1 m. del eje 3

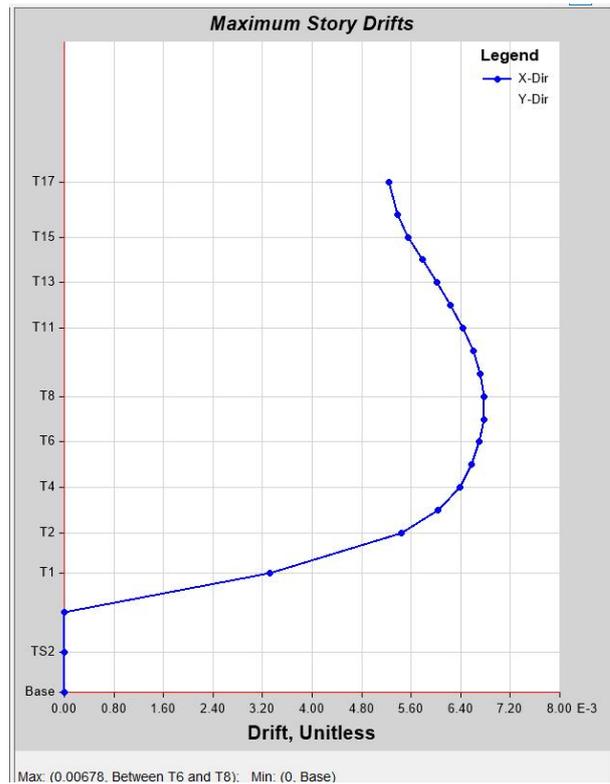


Figura 64. Máximas derivas inelásticas X-X caso 1.

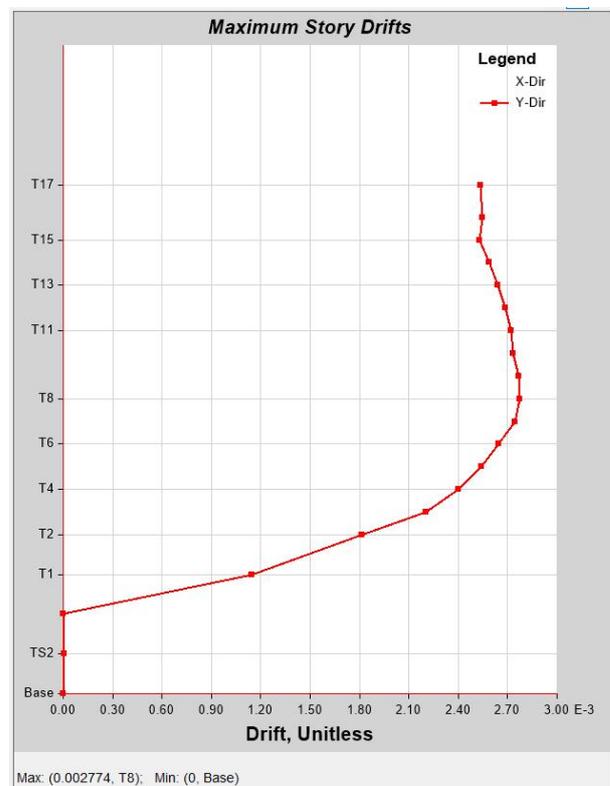


Figura 65. Máximas derivas inelásticas Y-Y caso 1.

- **CASO 2:** Bloque de concreto de 6.65m en el eje “X”, 3m en el eje “Y” y 1.8m de altura.

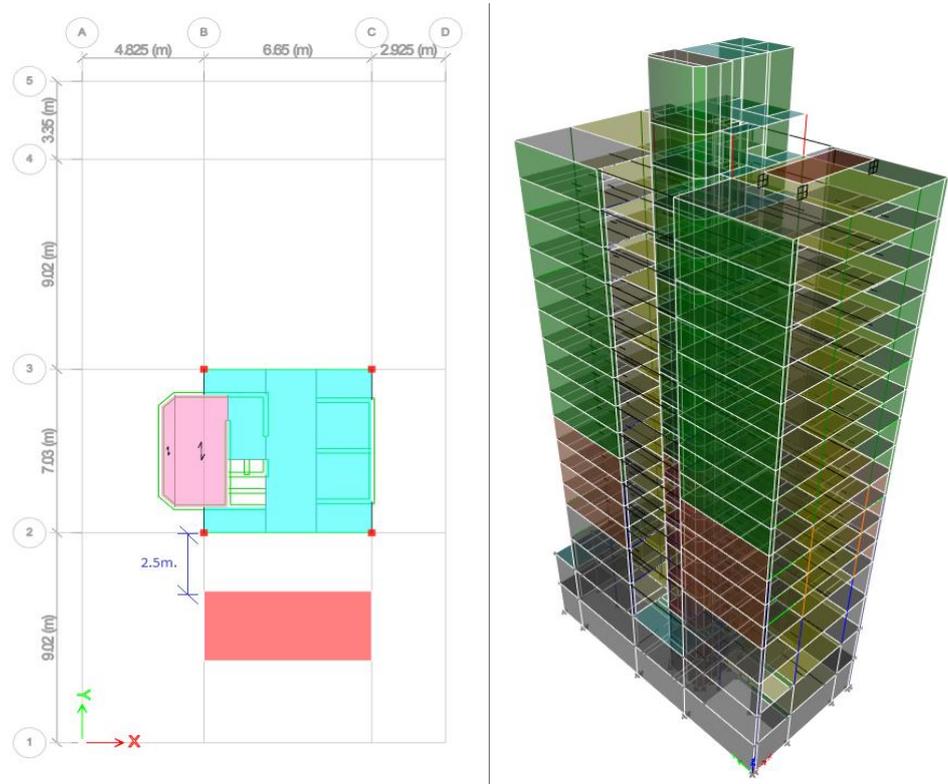


Figura 66. Ubicación del AMS entre ejes B, C y 1, 2 a -2.5 m. del eje 2

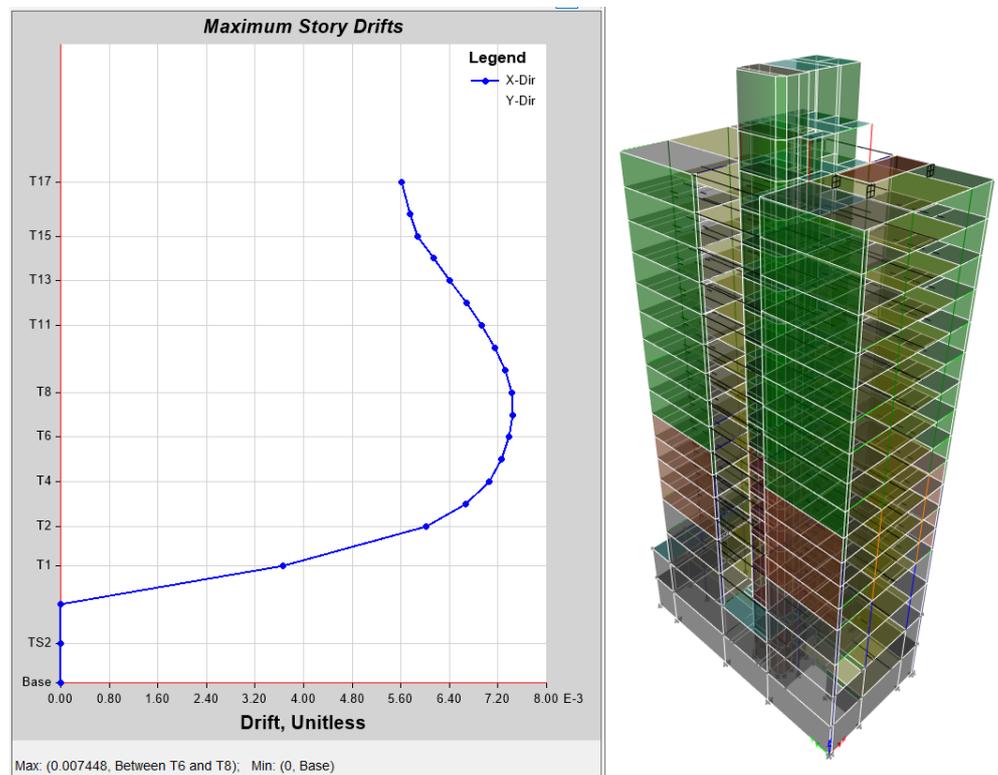


Figura 67. Máximas derivas inelásticas X-X caso 2.

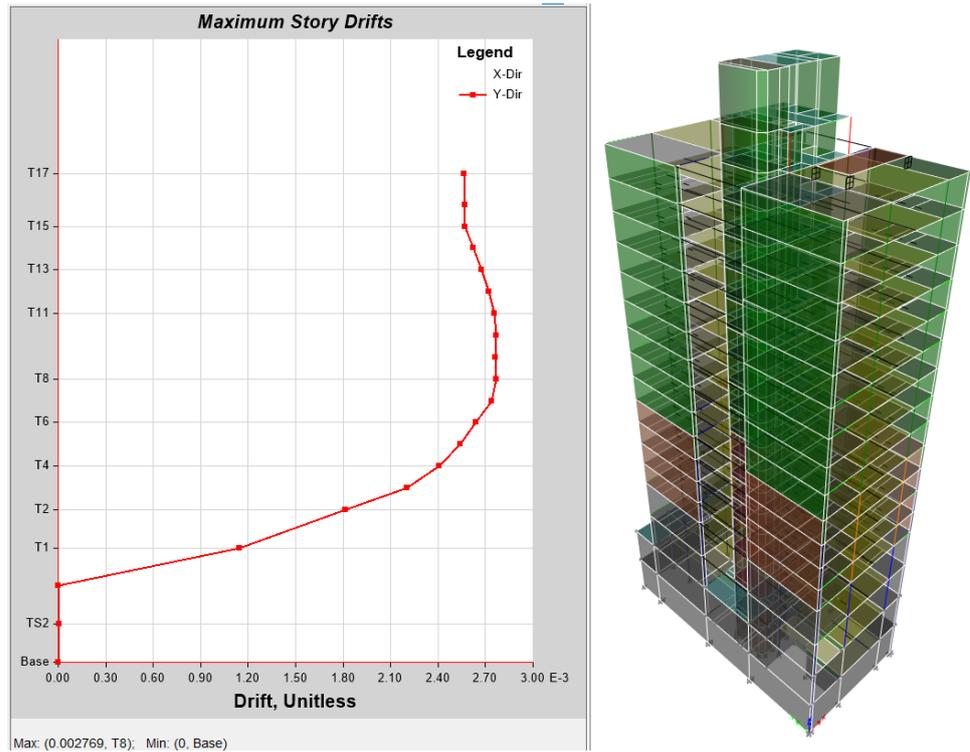


Figura 68. Máximas derivas inelásticas Y-Y caso 2.

- **CASO 3:** Bloque de concreto de 4.825m en el eje “X”, 4.825m en el eje “Y” y 1.8m de altura.

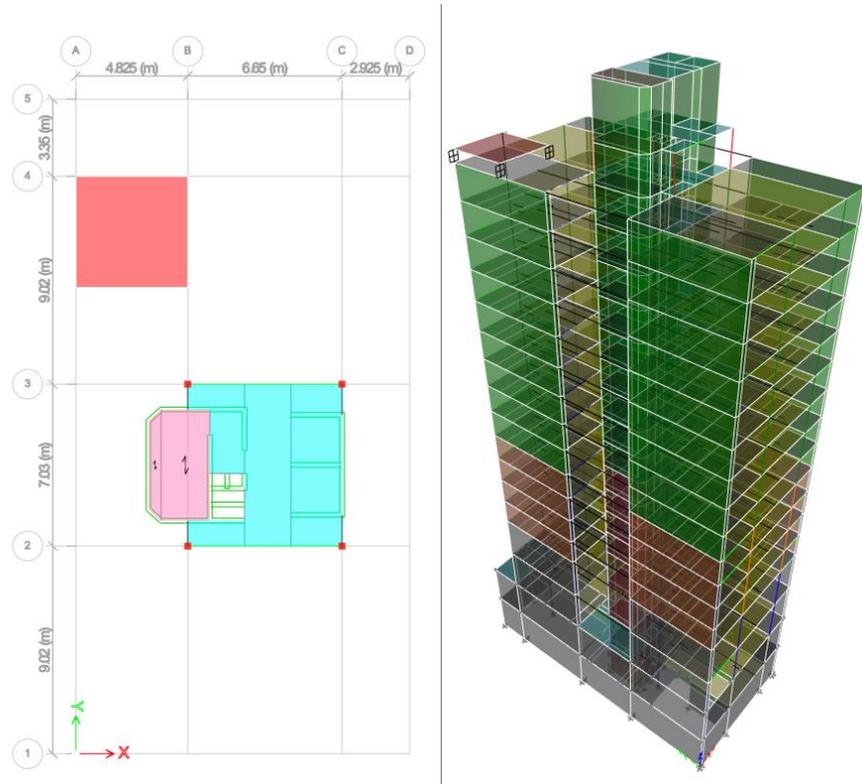


Figura 69. Ubicación del AMS entre ejes A, B y 3, 4.

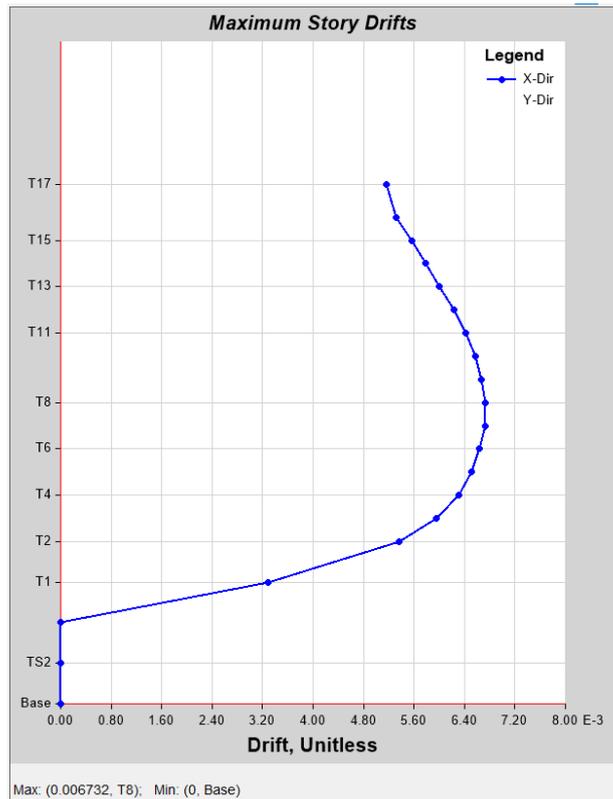


Figura 70. Máximas derivas inelásticas X-X caso 3.

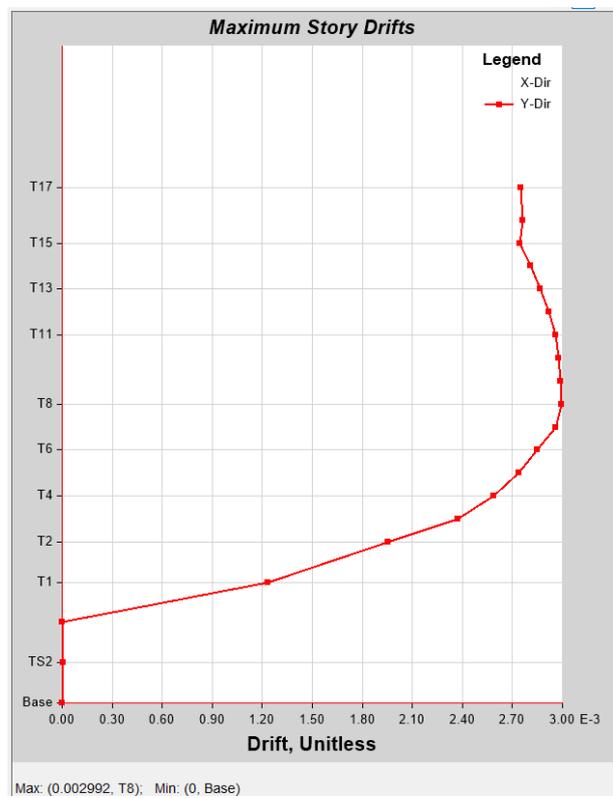


Figura 71. Máximas derivas inelásticas Y-Y caso 3.

- **CASO 4:** Bloque de concreto de 2.925m en el eje “X”, 5.5m en el eje “Y” y 1.8m de altura.

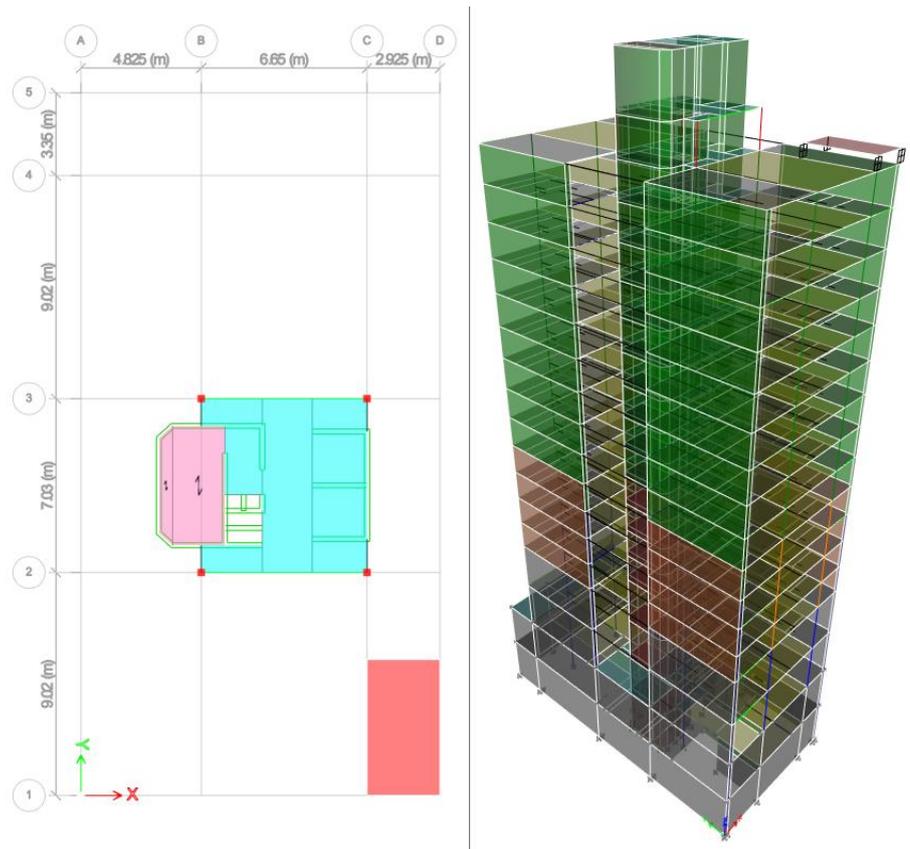


Figura 72. Ubicación del AMS entre ejes C, D y 1, 2.

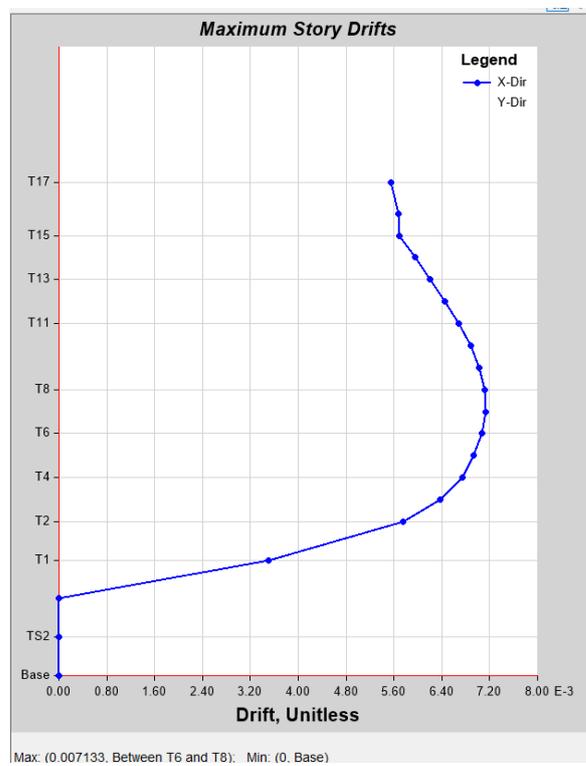


Figura 73. Máximas derivas inelásticas X-X caso 4.

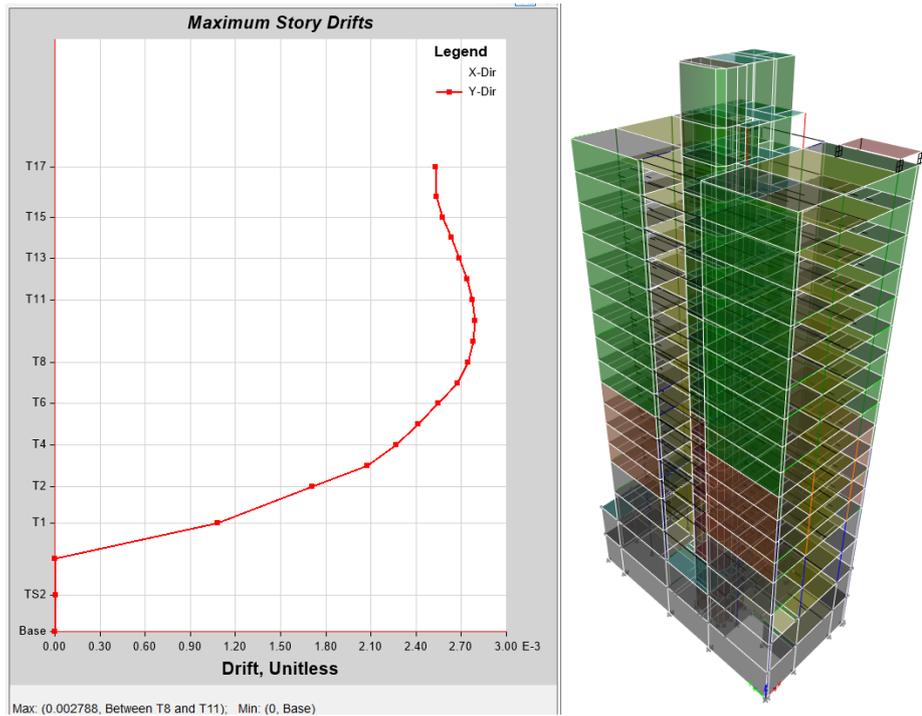


Figura 74. Máximas derivas inelásticas Y-Y caso 4.

- **CASO 5:** Bloque de concreto de 4.825m en el eje “X”, 4.825m en el eje “Y” y 1.8m de altura.

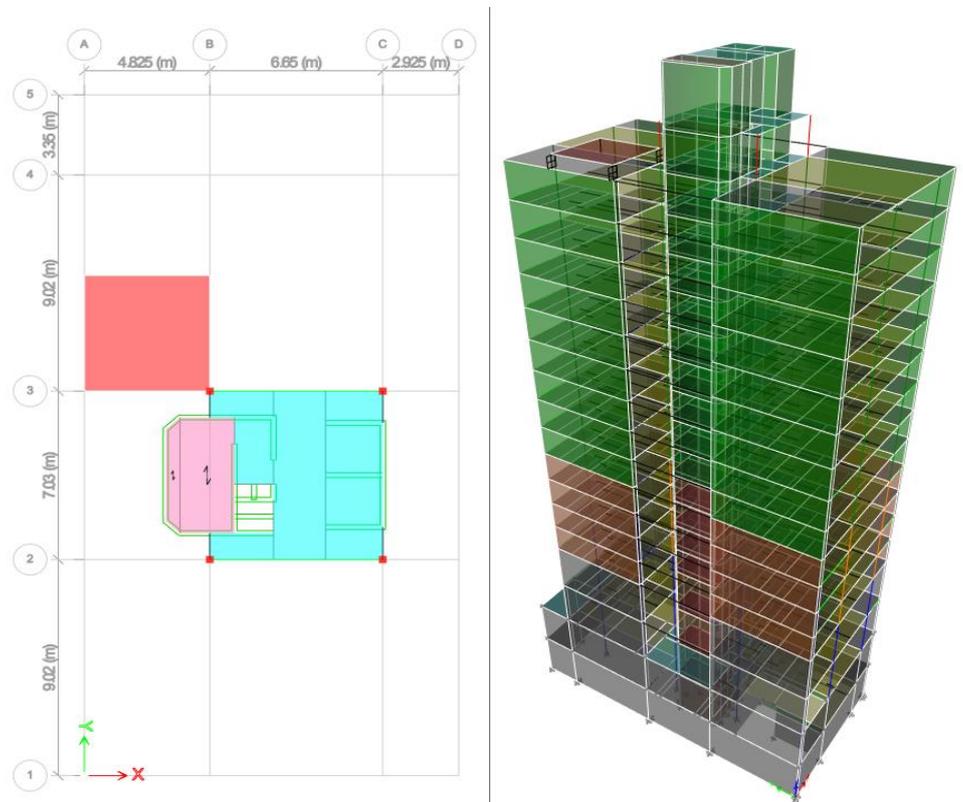


Figura 75. Ubicación del AMS entre ejes A, B y 3, 4.

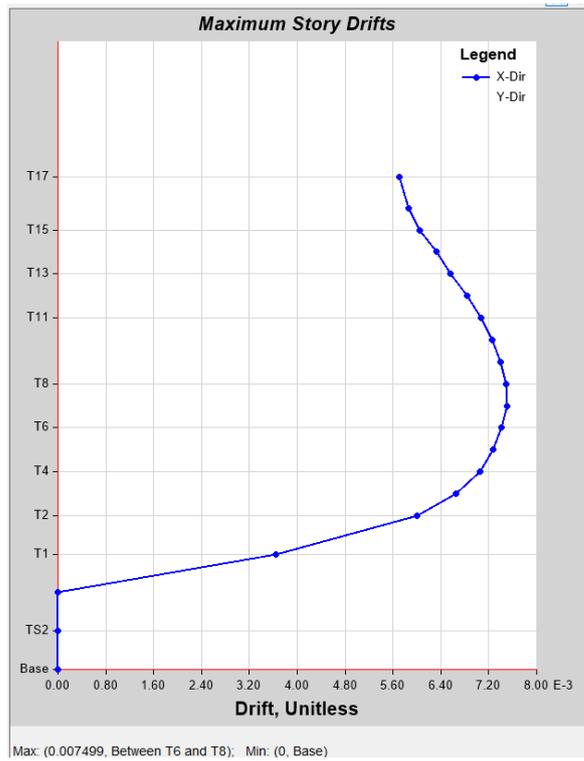


Figura 76. Máximas derivas inelásticas X-X caso 5.

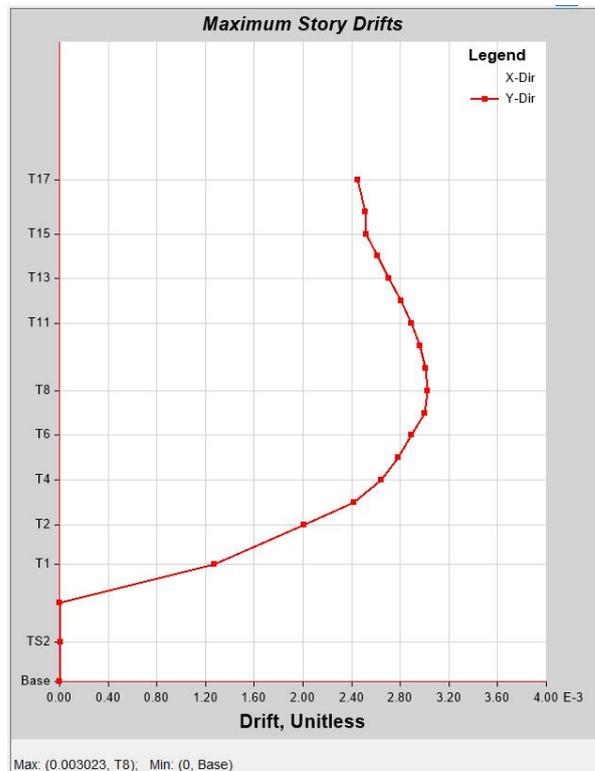


Figura 77. Máximas derivas inelásticas Y-Y caso 5.

- CASO 6:** Bloque de concreto de 4.825m en el eje “X”, 6.5m en el eje “Y” y 1.8m de altura con un porcentaje de masa de AMS del 2% del total de masa de la edificación.

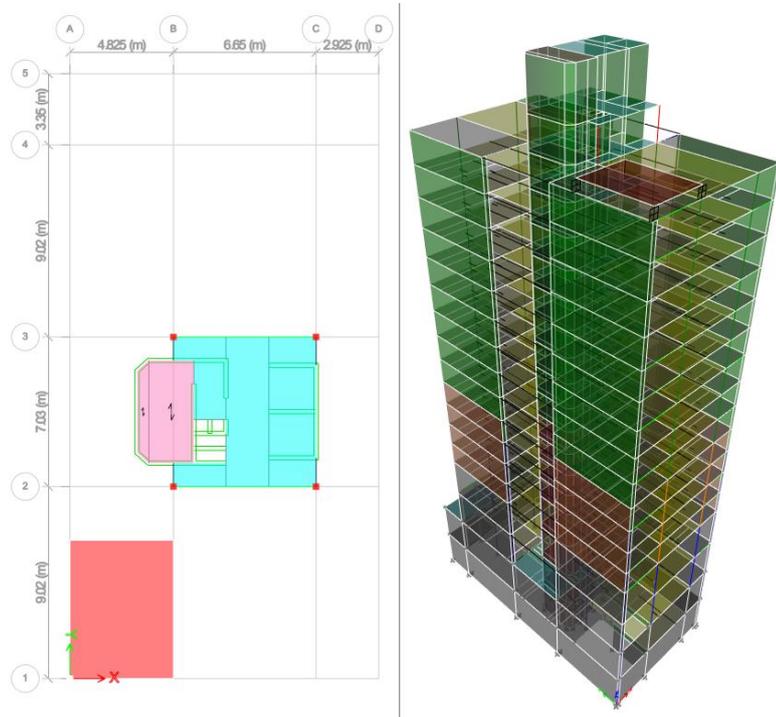


Figura 78. Ubicación del AMS entre ejes A, B y 1, 2.

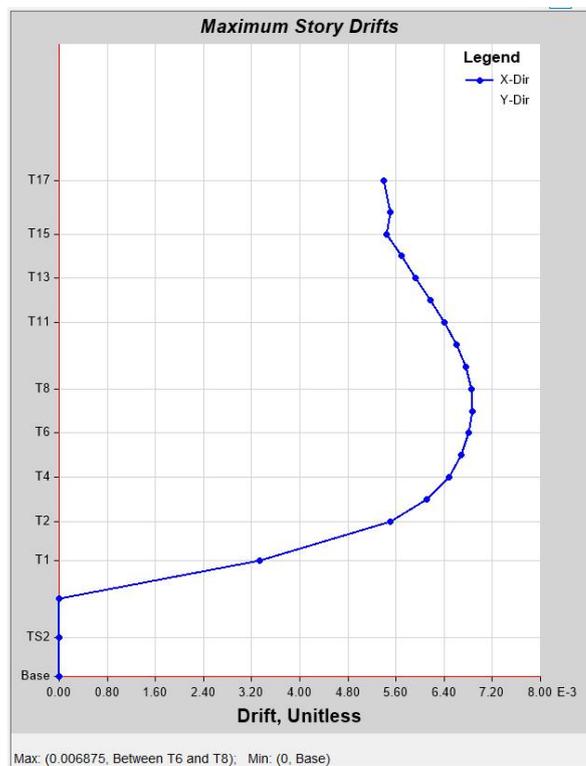


Figura 79. Máximas derivas inelásticas X-X caso 6.

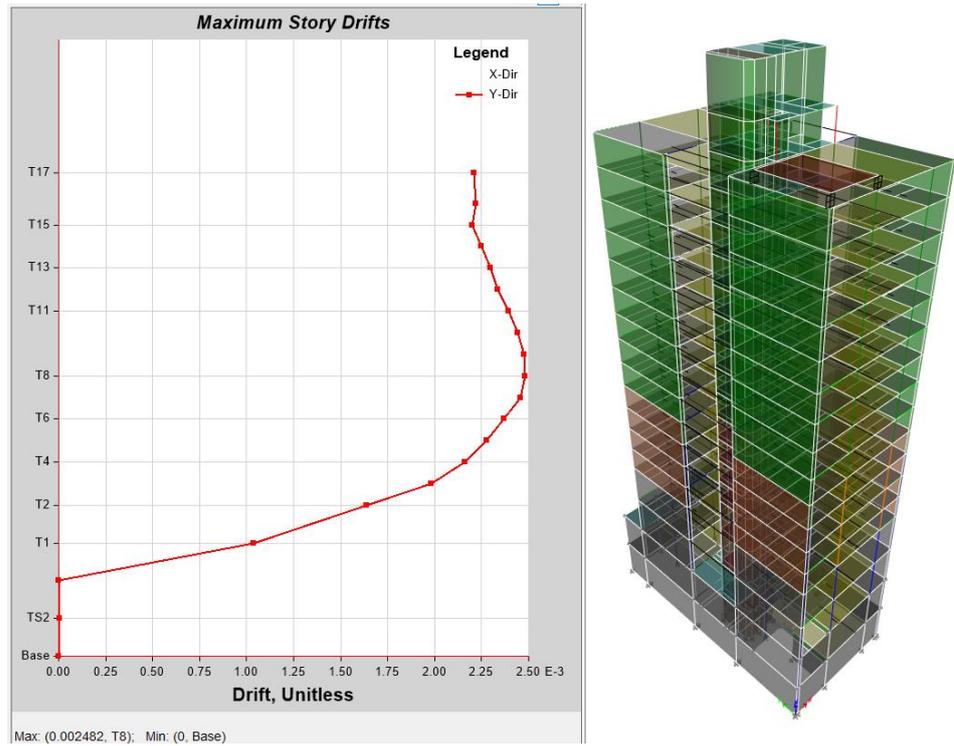


Figura 80. Máximas derivas inelásticas Y-Y caso 6.

- **CASO 7:** Bloque de concreto de 6.65 en el eje “X”, 3m en el eje “Y” y 1.8m de altura con un porcentaje de masa de AMS del 1% del total de masa de la edificación.

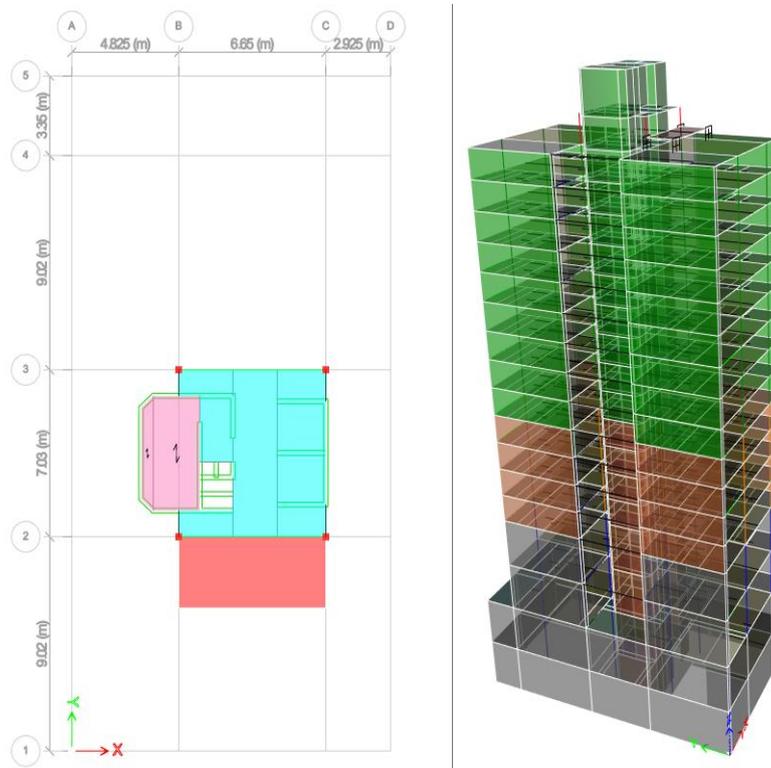


Figura 81. Ubicación del AMS entre ejes B, C y 1, 2.

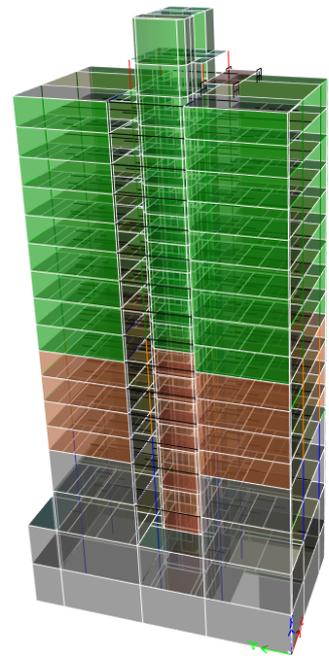
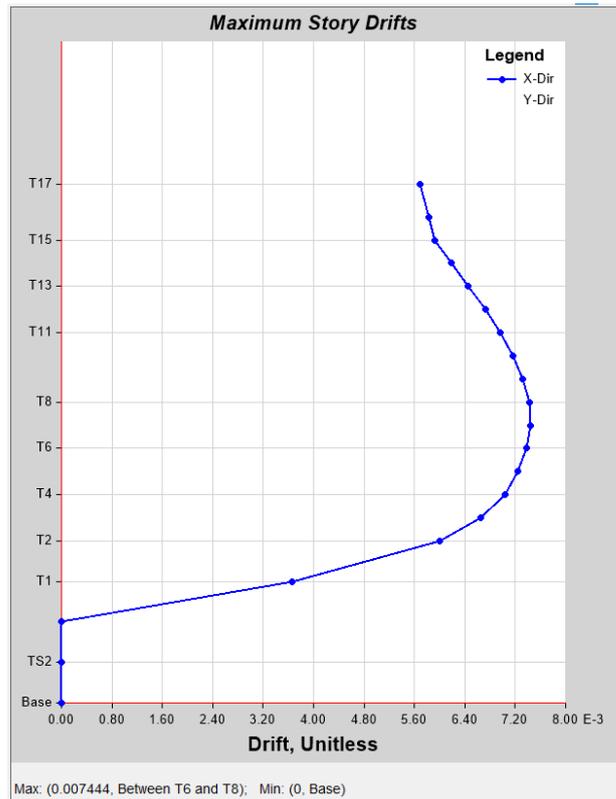


Figura 82. Máximas derivas inelásticas X-X caso 7.

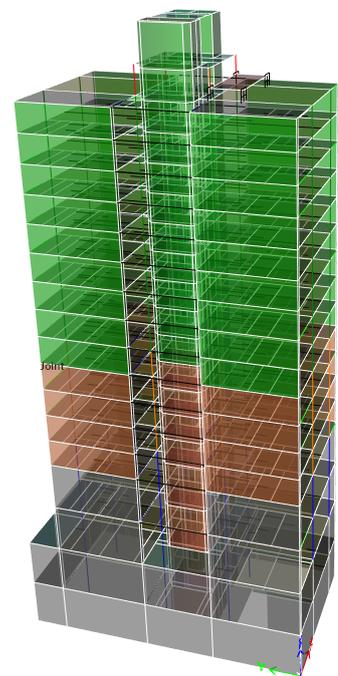
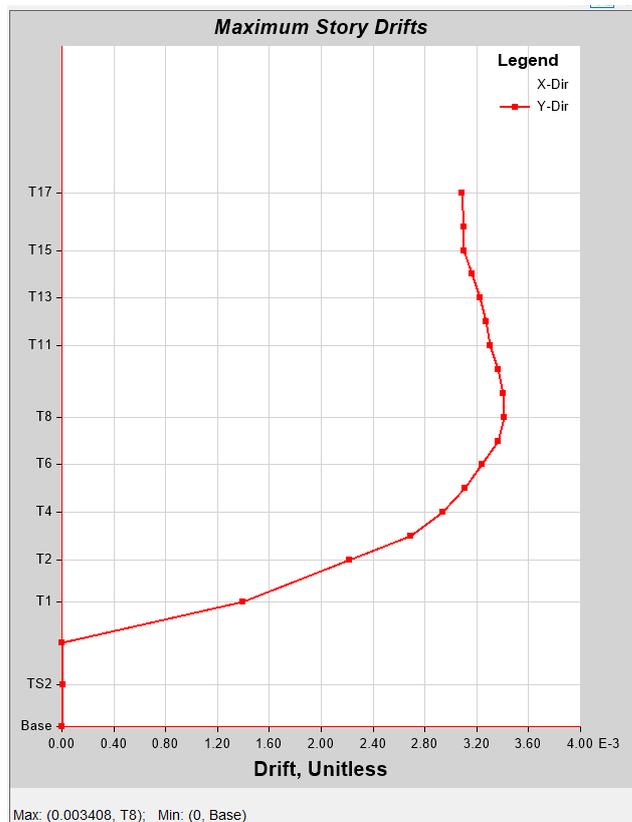


Figura 83. Máximas derivas inelásticas Y-Y caso 7.

- CASO 8:** Bloque de concreto de 4.825m en el eje “X”, 4.825m en el eje “Y” y 1.8m de altura con un porcentaje de masa de AMS del 1% del total de masa de la edificación a 1m paralelo del eje 3.

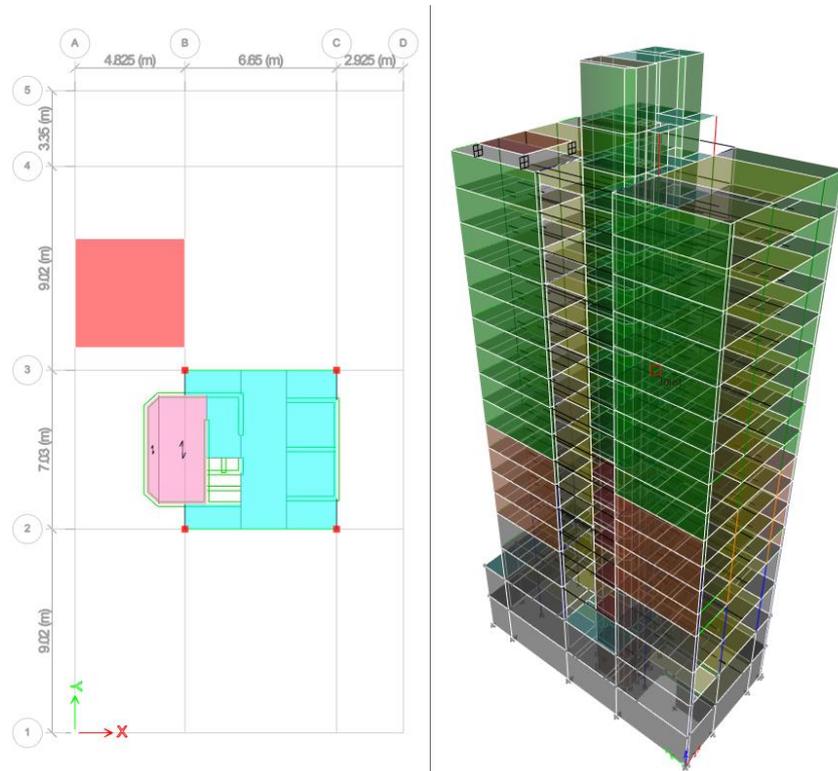


Figura 84. Ubicación del AMS entre ejes A, B y 3, 4 a 1 m. paralelo del eje 3

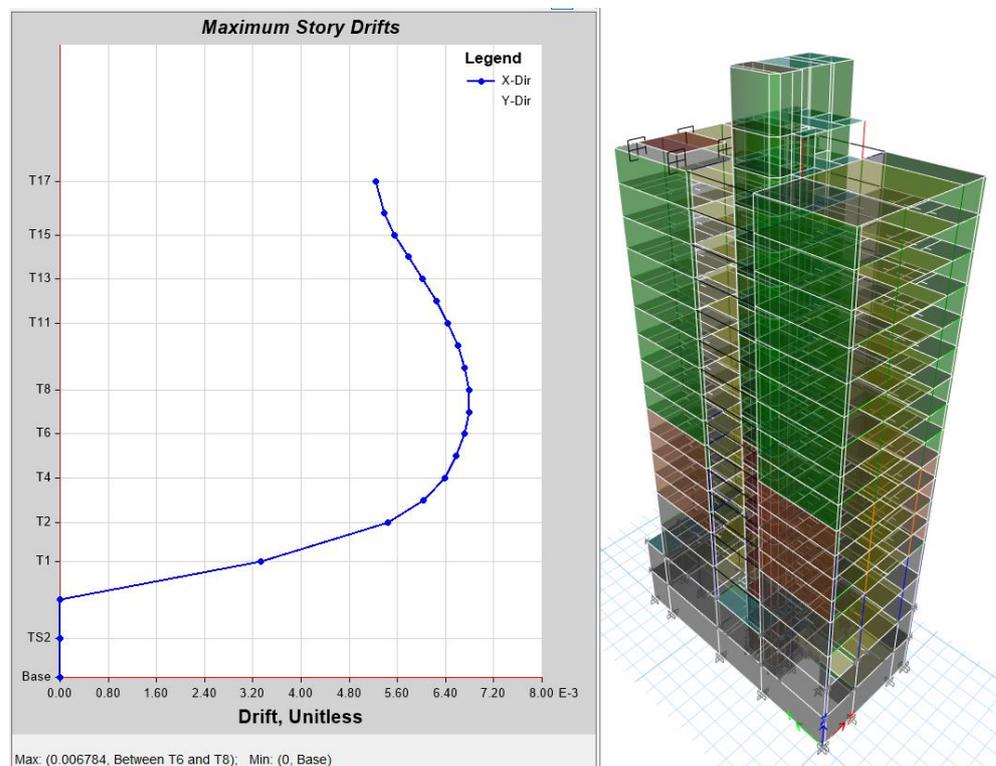


Figura 85. Máximas derivas inelásticas X-X caso 8.

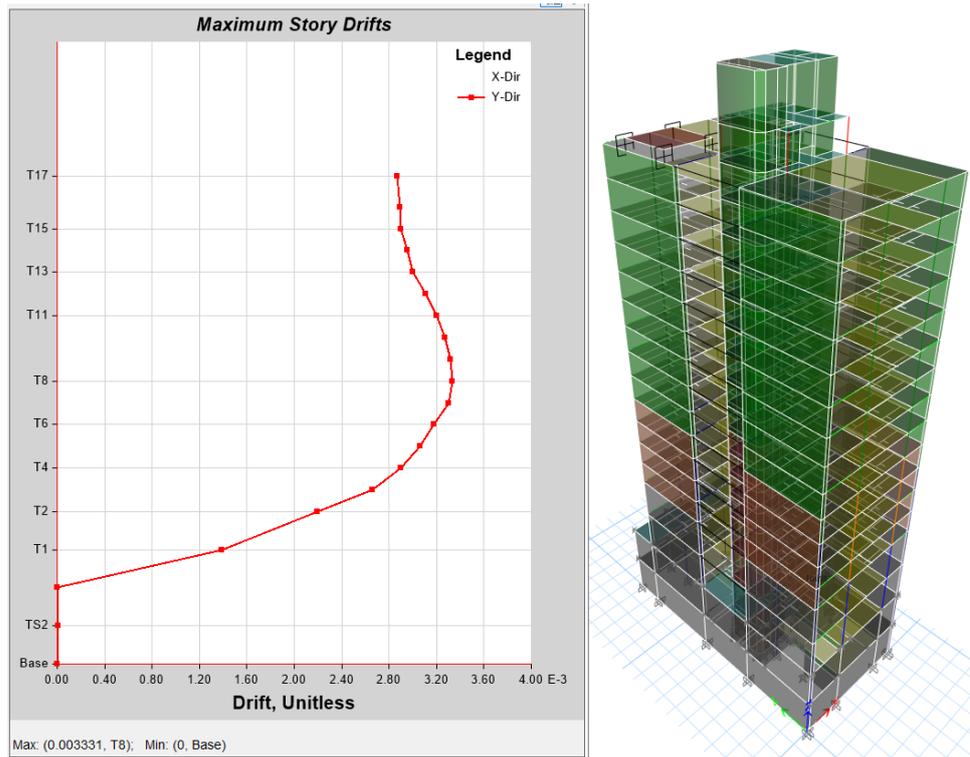


Figura 86. Máximas derivas inelásticas Y-Y caso 8.

- CASO 9:** Bloque de concreto de 2.3m en el eje “X”, 4.55m en el eje “Y” y 1.8m de altura con un porcentaje de masa de AMS del 1% del total de masa de la edificación ubicado encima de los muros del ascensor adaptados a las dimensiones del muro.

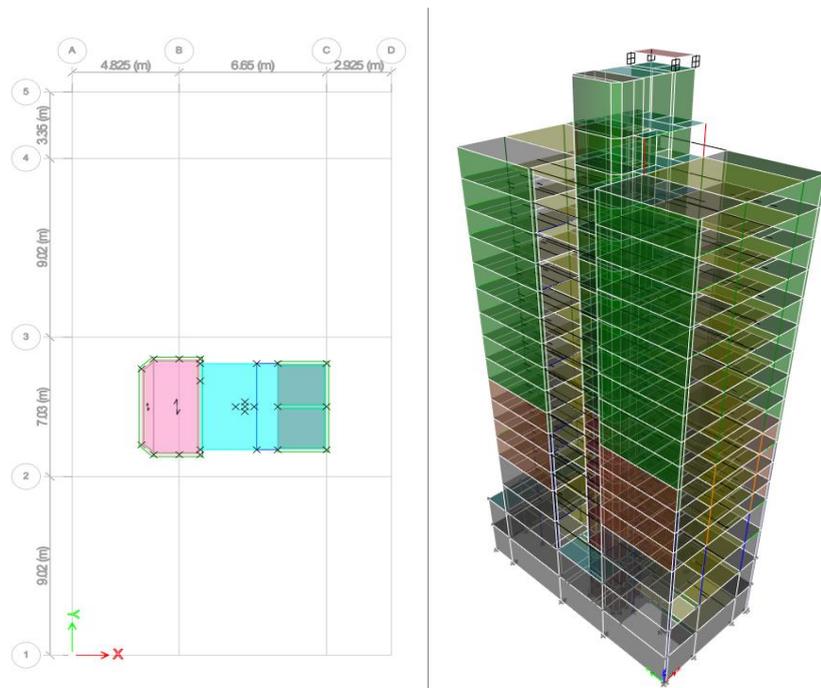


Figura 87. Ubicación del AMS encima del ascensor.

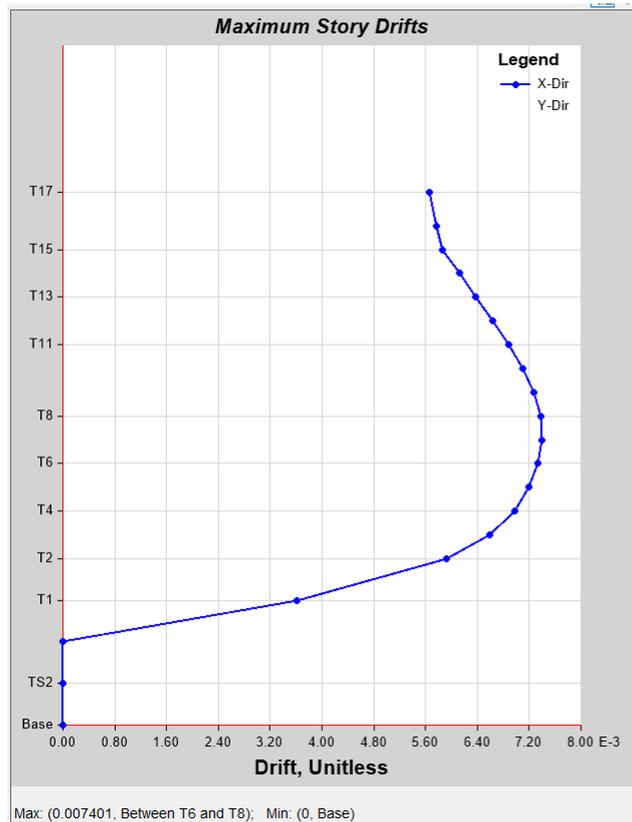


Figura 88. Máximas derivas inelásticas X-X caso 9.

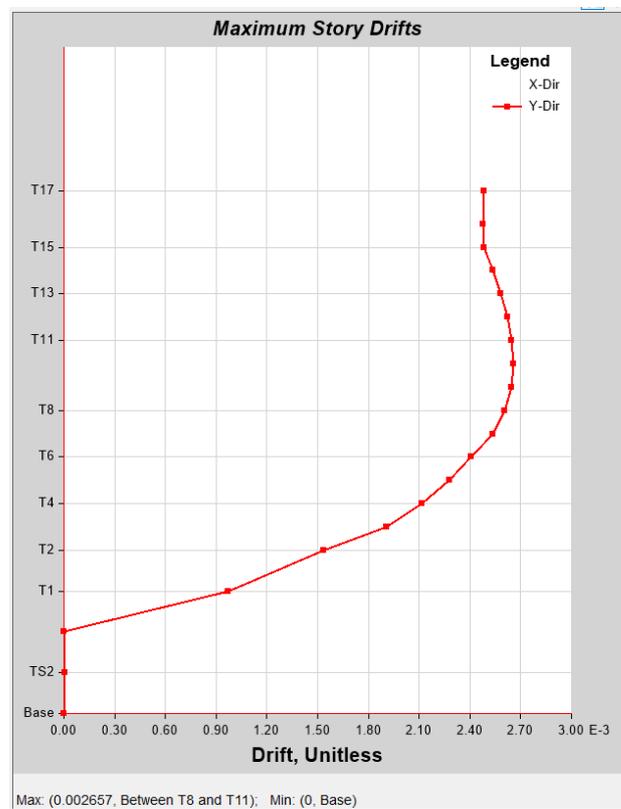


Figura 89. Máximas derivas inelásticas Y-Y caso 9.

- CASO 10:** Dos bloques de concreto de 4.825m en el eje “X”, 4.825m en el eje “Y” y 0.61m de altura con un porcentaje de masa de AMS del 1% del total de masa de la edificación a 1m paralelo del eje 3 y eje 2.

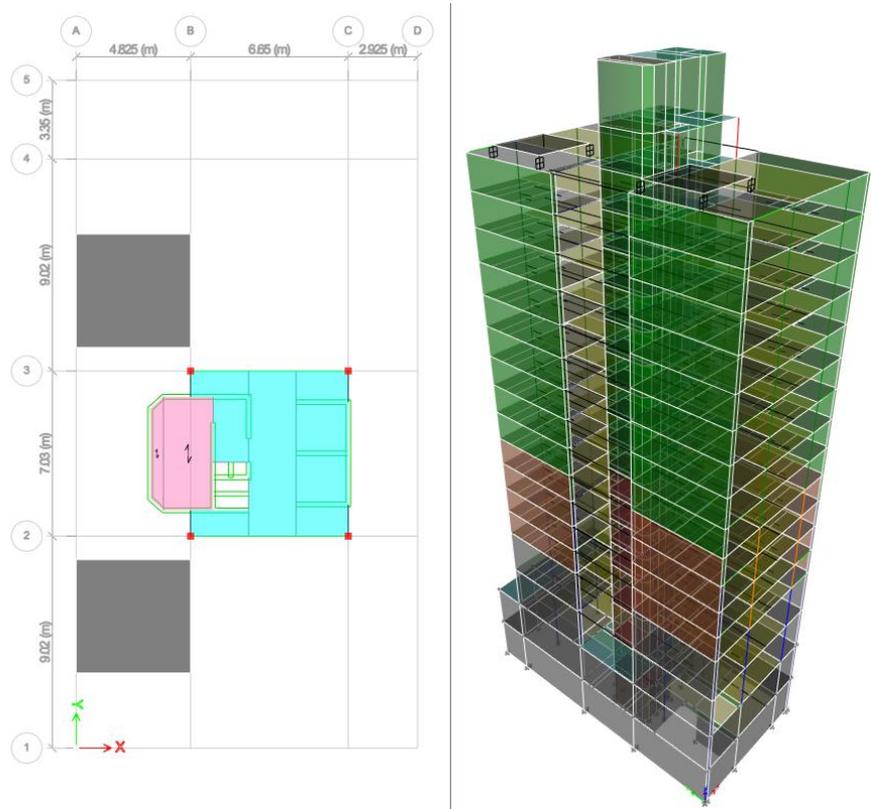


Figura 90. Ubicación de 2 AMS a 1m del eje 2 y 3.

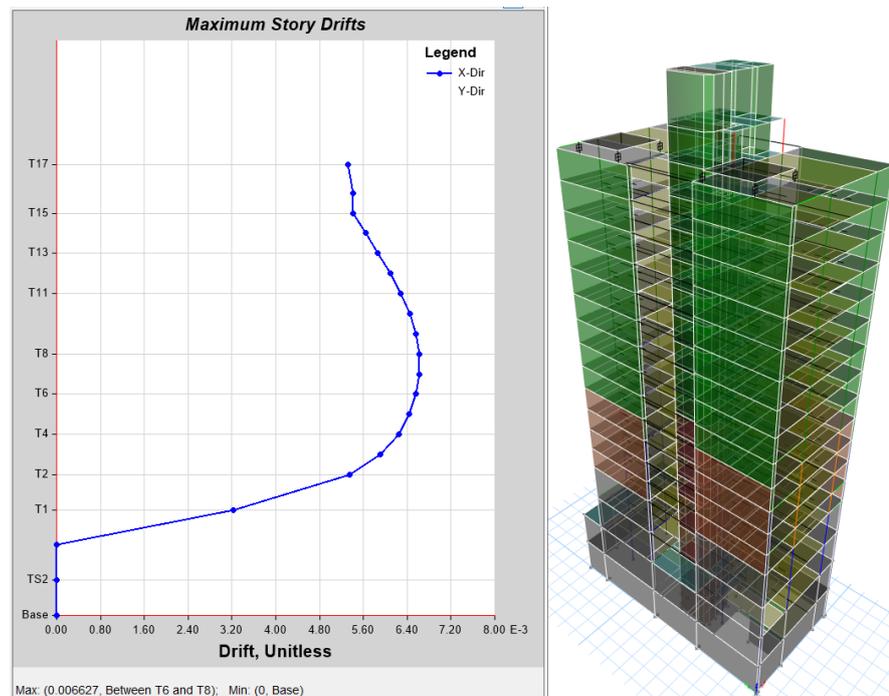


Figura 91. Máximas derivas inelásticas X-X caso 10.

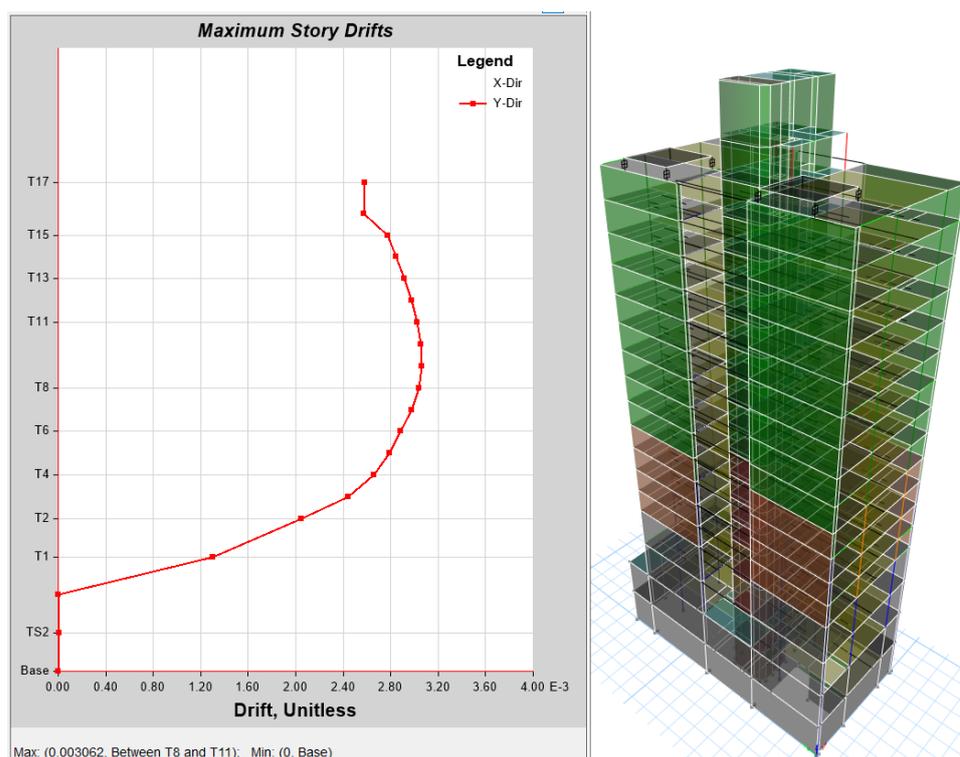


Figura 92. Máximas derivas inelásticas Y-Y caso 10.

De todo lo expuesto previamente, en las siguientes tablas y figuras se hará una comparativa con relación al porcentaje de incidencia de reducción de deriva máxima 0.007 para definir el caso óptimo.

**Tabla 39: Resumen de casos y comparativa para su elección**

CASOS	Derivas máximas x-x	Norma E.030 <0.007	% incidencia	Derivas máximas y-y	Norma E.030 <0.007	% incidencia
CASO 1	0.00678	OK	3%	0.002774	OK	60%
CASO 2	0.007448	NO	-6%	0.002769	OK	60%
CASO 3	0.006732	OK	4%	0.002992	OK	57%
CASO 4	0.007133	NO	-2%	0.002788	OK	60%
CASO 5	0.007499	NO	-7%	0.003023	OK	57%
CASO 6	0.006875	OK	2%	0.002482	OK	65%
CASO 7	0.00744	NO	-6%	0.003408	OK	51%
CASO 8	0.006784	OK	3%	0.003331	OK	52%
CASO 9	0.007401	NO	-6%	0.003125	OK	55%
CASO 10	0.006627	OK	5%	0.003062	OK	56%

Fuente: Elaboración propia

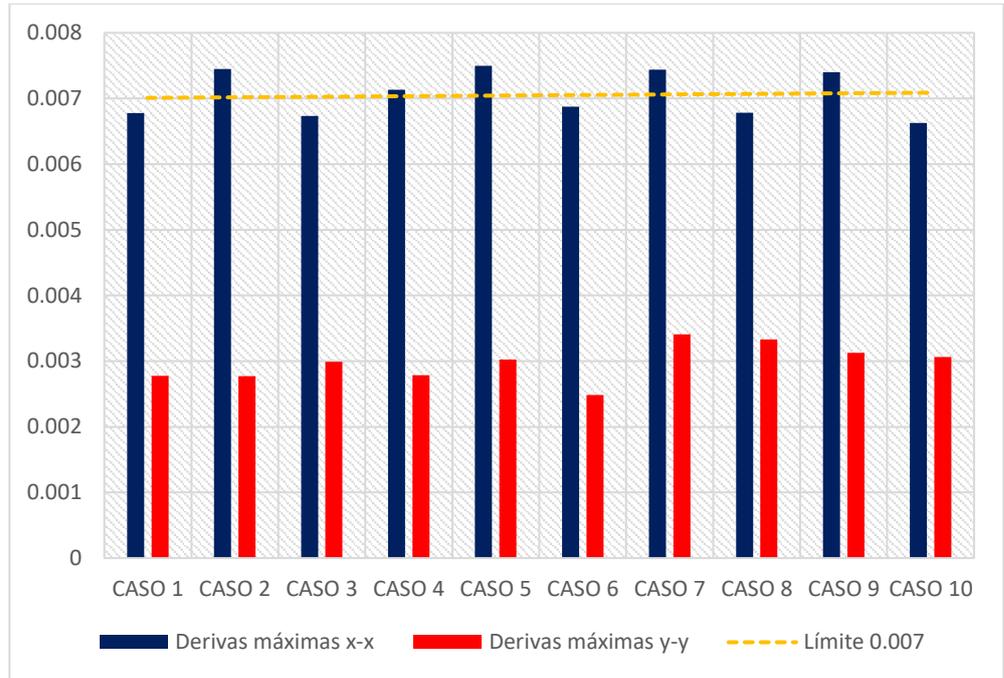


Figura 93. Representación de casos con derivas máximas

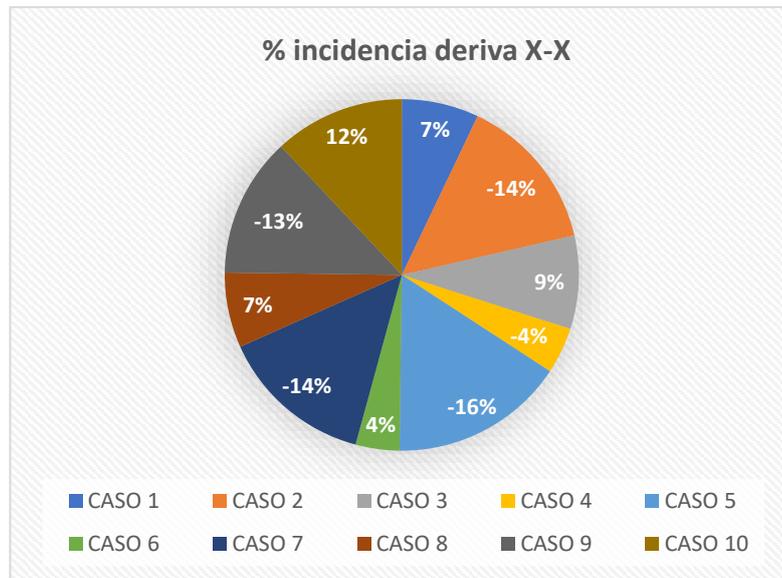


Figura 94. Representación de incidencia de casos

De las figuras de derivas inelásticas con AMS, podemos concluir que con respecto a las ubicaciones el caso 10 es el óptimo, ya que obtenemos mejores reducciones tanto para direcciones X como Y. No obstante, los casos 1, 3, 6 y 8 también aseguran una reducción, pero ésta es mínima con respecto al caso 10. Ahora, al ser el caso 10 el óptimo, a continuación, sigue todos los resultados y análisis en base a este caso.

## 4.2. RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

### 4.2.1. DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE ENTREPISO CON AMS

En las siguientes tablas y figuras se presenta los desplazamientos laterales elásticos e inelásticos máximos de entrepiso con y sin AMS, analizados para casos de sismo en las direcciones X e Y, las nomenclaturas de las excentricidades tanto positivas y negativas van de la siguiente forma (MX+, MX-, MY+, MY-). Por otro lado, para determinar los desplazamientos inelásticos se siguió el parámetro que exige la norma E.030 en el artículo 31 donde  $0.85 \cdot R$  para estructuras irregulares, en la cual “R” fue calculado previamente en las ecuaciones 4.1.10 y 4.1.11 para ambas direcciones. Además, se puede apreciar el porcentaje de variación, producto de la comparativa entre el desplazamiento elástico del uso y no uso del AMS. Cabe recalcar, que para determinar este porcentaje de variación se empleó la siguiente fórmula:

$$\Delta = \frac{V_2 - V_1}{V_1} \times 100 \quad (4.2.1)$$

Donde:

$V_1$  : Valor presente

$V_2$  : Valor pasado

Entonces para el nivel T15 aplicaremos esta variación como sigue:

$$\Delta = \frac{29.213 - 26.793}{26.793} \times 100 = 9.03\%$$

Por otro lado, para el desplazamiento inelástico del techo 15:

$$0.85 * 5.1 * 6.739 \text{cm} = 29.213 \text{ cm.}$$

**Tabla 40: Desplazamientos laterales máximos X-X.**

EXCENTRICIDAD POSITIVA						
Piso	Caso	Elásticos sin AMS X-X (cm)	Inelásticos sin AMS X-X (cm)	Elásticos con AMS X-X (cm)	Inelásticos con AMS X-X (cm)	% Variación
T17	SISXXMY+	7.223	31.314	6.658	28.863	8.49%
T16	SISXXMY+	6.767	29.333	13.549	58.735	-50.06%
T15	SISXXMY+	6.739	29.213	6.181	26.793	9.03%
T14	SISXXMY+	6.376	27.639	5.840	25.315	9.18%
T13	SISXXMY+	5.997	25.997	5.486	23.781	9.32%
T12	SISXXMY+	5.603	24.288	5.119	22.190	9.46%

<b>T11</b>	SISXXMY+	5.191	22.501	4.737	20.534	9.58%
<b>T10</b>	SISXXMY+	4.761	20.640	4.341	18.817	9.69%
<b>T9</b>	SISXXMY+	4.316	18.709	3.932	17.044	9.77%
<b>T8</b>	SISXXMY+	3.858	16.722	3.512	15.226	9.83%
<b>T7</b>	SISXXMY+	3.389	14.692	3.085	13.373	9.86%
<b>T6</b>	SISXXMY+	2.916	12.640	2.654	11.504	9.87%
<b>T5</b>	SISXXMY+	2.444	10.594	2.225	9.644	9.86%
<b>T4</b>	SISXXMY+	1.979	8.577	1.801	7.809	9.83%
<b>T3</b>	SISXXMY+	1.525	6.609	1.389	6.020	9.79%
<b>T2</b>	SISXXMY+	1.095	4.746	0.998	4.324	9.74%
<b>T1</b>	SISXXMY+	0.415	1.799	0.378	1.640	9.66%
<b>EXCENTRICIDAD NEGATIVA</b>						
<b>Piso</b>	<b>Caso</b>	<b>Elásticos sin AMS X-X (cm)</b>	<b>Inelásticos sin AMS X-X (cm)</b>	<b>Elásticos con AMS X-X (cm)</b>	<b>Inelásticos con AMS X-X (cm)</b>	<b>% Variación</b>
<b>T17</b>	SISXXMY-	7.204	31.228	6.626	28.722	8.72%
<b>T16</b>	SISXXMY-	6.726	29.160	13.373	57.972	-49.70%
<b>T15</b>	SISXXMY-	6.568	28.473	6.013	26.066	9.23%
<b>T14</b>	SISXXMY-	6.213	26.935	5.680	24.625	9.38%
<b>T13</b>	SISXXMY-	5.844	25.333	5.336	23.130	9.52%
<b>T12</b>	SISXXMY-	5.459	23.666	4.978	21.580	9.66%
<b>T11</b>	SISXXMY-	5.057	21.922	4.606	19.968	9.79%
<b>T10</b>	SISXXMY-	4.638	20.107	4.221	18.296	9.90%
<b>T9</b>	SISXXMY-	4.204	18.224	3.822	16.570	9.98%
<b>T8</b>	SISXXMY-	3.757	16.287	3.414	14.801	10.04%
<b>T7</b>	SISXXMY-	3.300	14.307	2.999	12.999	10.07%
<b>T6</b>	SISXXMY-	2.839	12.308	2.579	11.182	10.07%
<b>T5</b>	SISXXMY-	2.380	10.315	2.162	9.373	10.06%
<b>T4</b>	SISXXMY-	1.926	8.350	1.751	7.590	10.02%
<b>T3</b>	SISXXMY-	1.484	6.432	1.349	5.849	9.98%
<b>T2</b>	SISXXMY-	1.065	4.616	0.969	4.200	9.92%
<b>T1</b>	SISXXMY-	0.400	1.736	0.365	1.580	9.83%

**Fuente: Elaboración propia.**

En los siguientes gráficos se mostrará la comparativa de los desplazamientos inelásticos en X-X para excentricidades positivas y negativas; además, también se muestra el desplazamiento en planta.

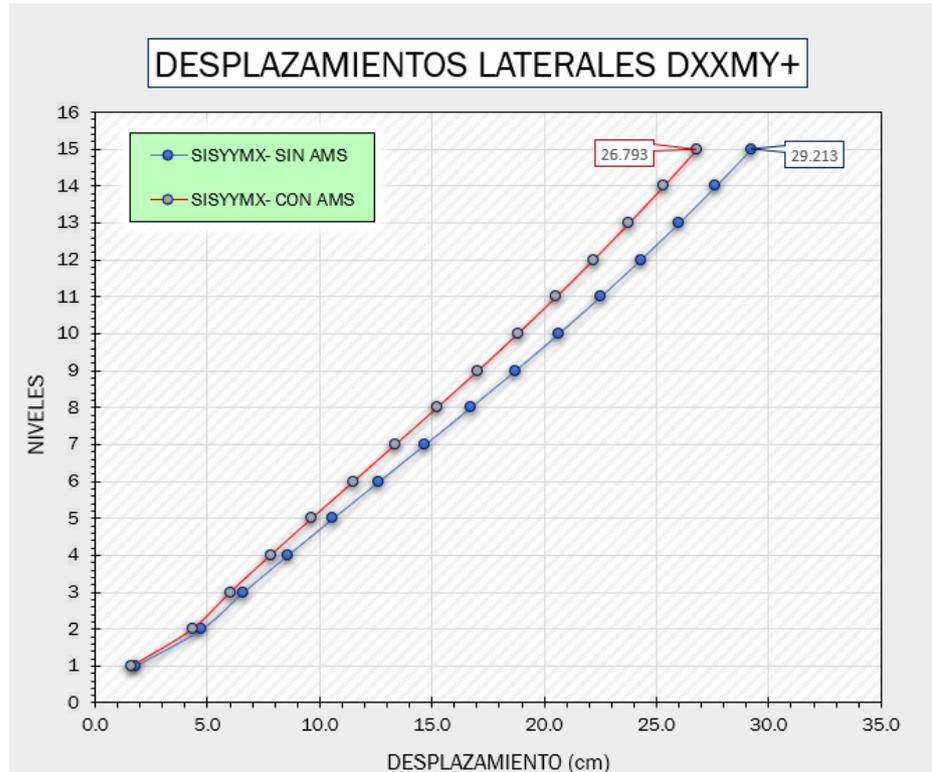


Figura 95. Desplazamientos inelásticos X-X excentricidad positiva.

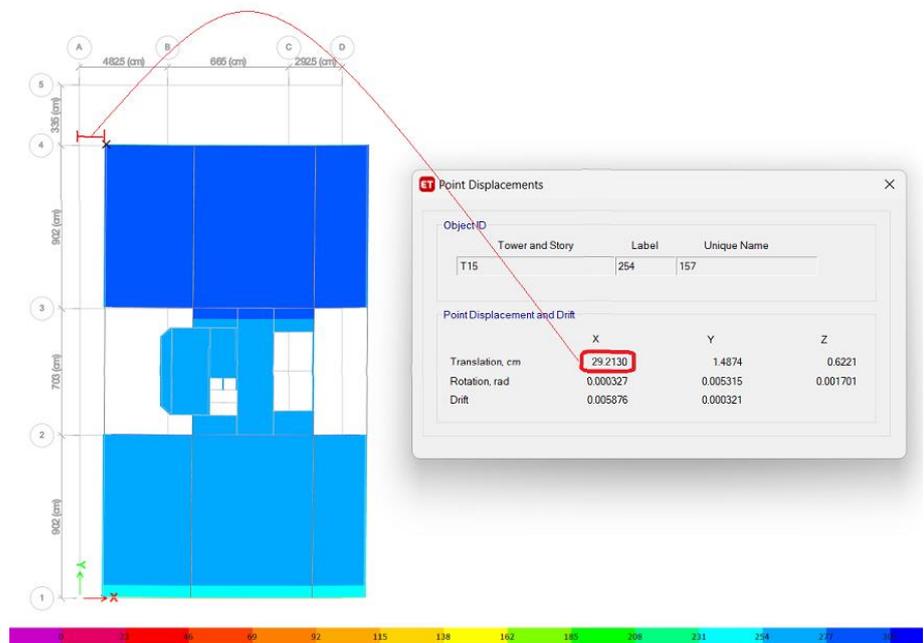


Figura 96. Desplazamientos inelásticos X-X en planta sin AMS excentricidad positiva.

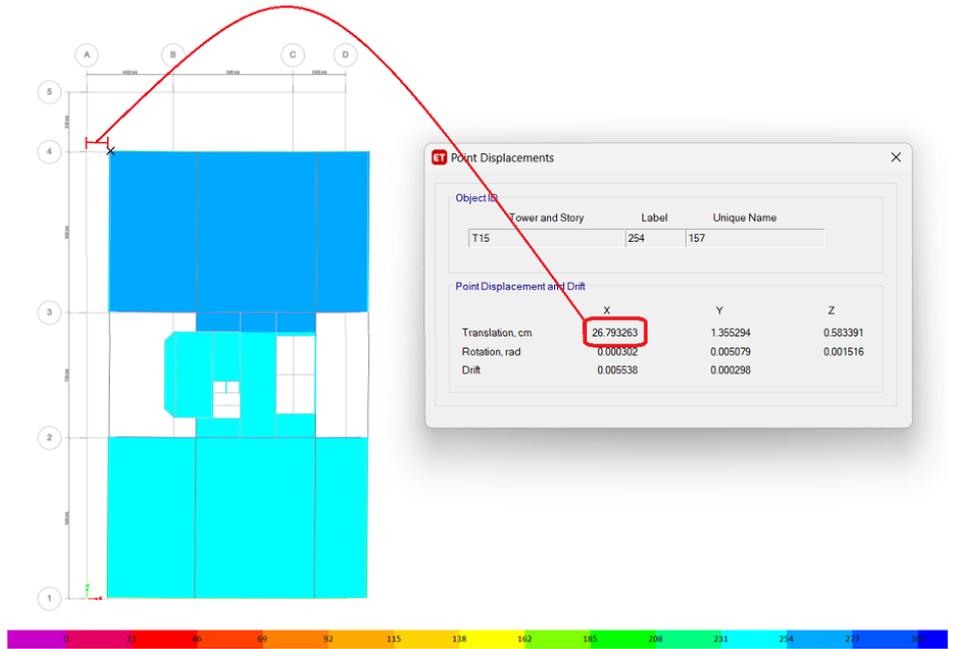


Figura 97. Desplazamientos inelásticos X-X en planta con AMS excentricidad positiva.

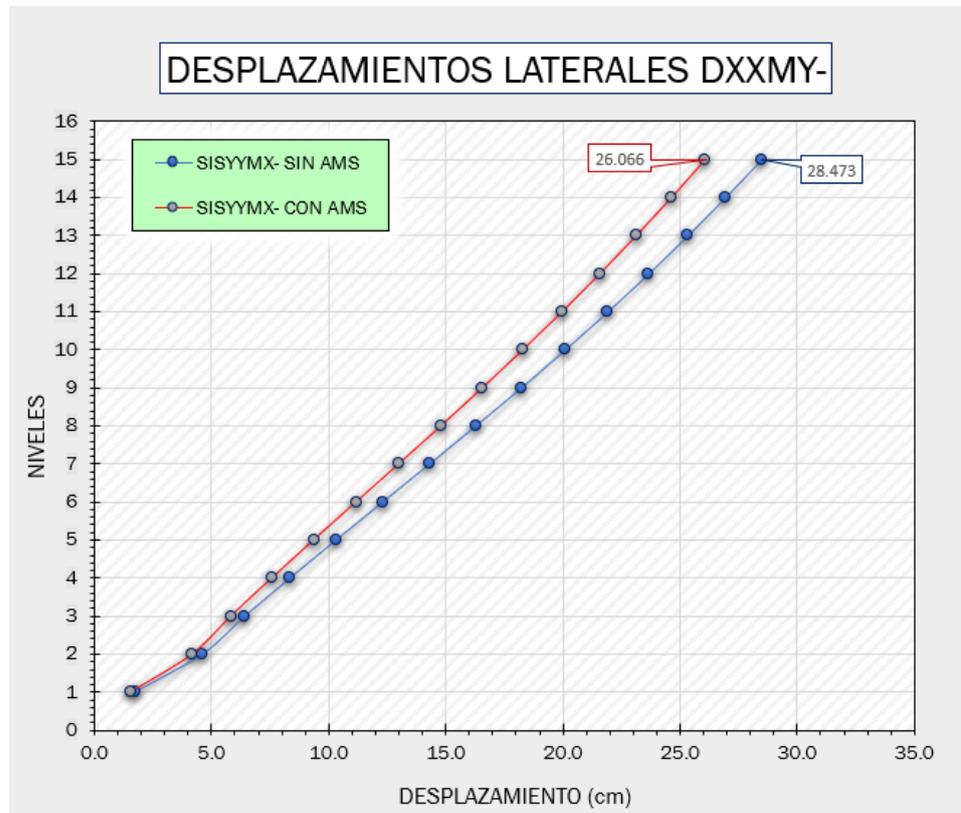


Figura 98. Desplazamientos inelásticos X-X excentricidad negativa

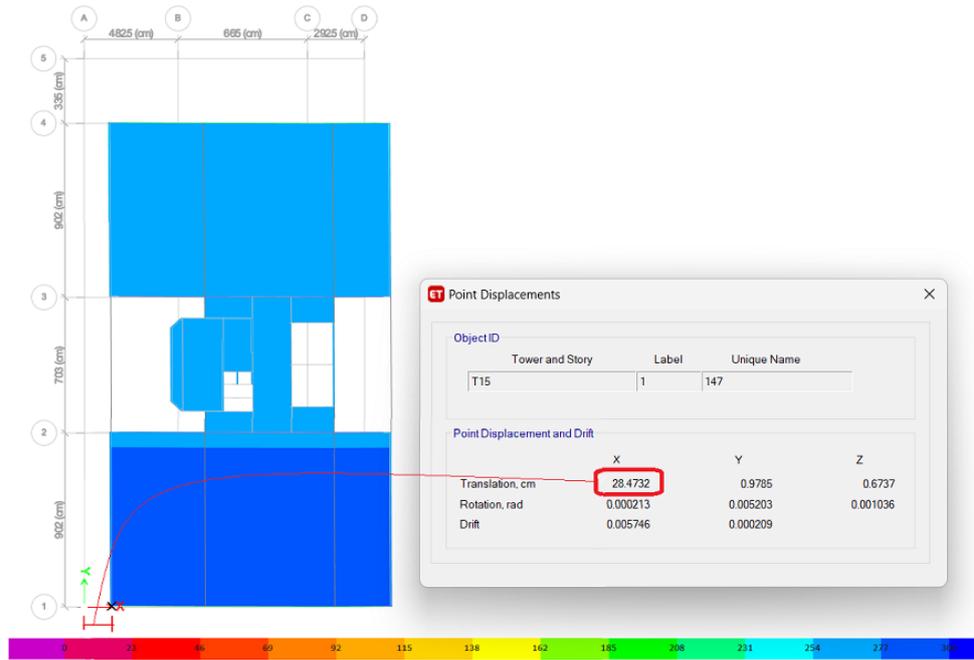


Figura 99. Desplazamientos inelásticos en planta X-X sin AMS excentricidad negativa.

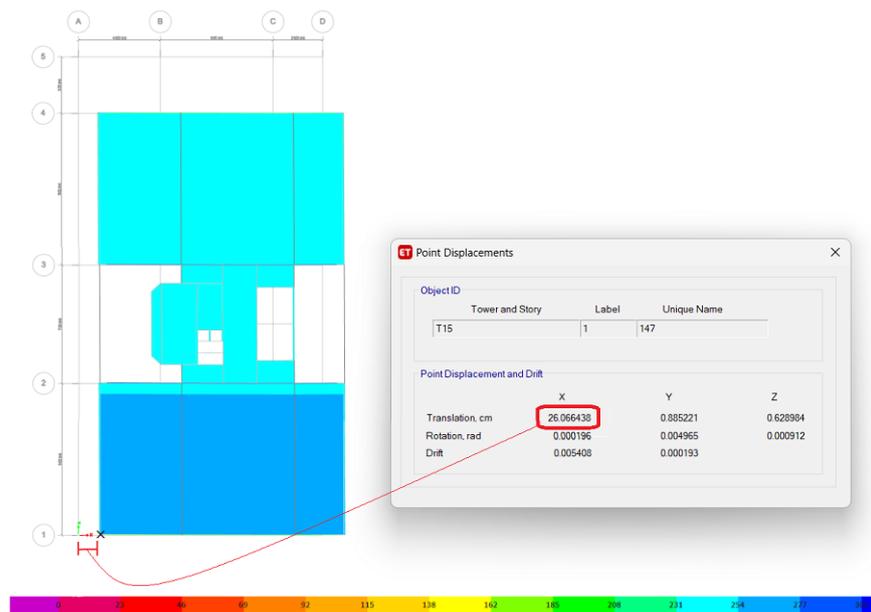


Figura 100. Desplazamientos inelásticos X-X en planta con AMS excentricidad negativa.

Las figuras 95 y 98 muestran la representación de una comparativa de los desplazamientos máximos en los 15 entrepisos con y sin la incorporación de AMS, representado en línea de color rojo el uso del AMS y color azul sin AMS. Además, vale decir que los desplazamientos laterales máximos más favorables se dieron en el entrepiso 15, donde para una excentricidad positiva se redujo de 29.213cm. a 26.793cm. y para excentricidad negativa de 28.473cm. a 26.066cm.

**Tabla 41: Desplazamientos laterales máximos de entrepiso Y-Y.**

<b>EXCENTRICIDAD POSITIVA</b>						
<b>Piso</b>	<b>Caso</b>	<b>Elásticos sin AMS Y-Y (cm)</b>	<b>Inelásticos sin AMS Y-Y (cm)</b>	<b>Elásticos con AMS Y-Y (cm)</b>	<b>Inelásticos con AMS Y-Y (cm)</b>	<b>% Variación</b>
T17	SISXXMY+	3.466	15.027	3.318	14.383	4.48%
T16	SISXXMY+	3.191	13.834	4.388	19.023	-27.28%
T15	SISXXMY+	3.041	13.182	2.979	12.913	2.09%
T14	SISXXMY+	2.856	12.379	2.799	12.134	2.02%
T13	SISXXMY+	2.664	11.550	2.613	11.328	1.96%
T12	SISXXMY+	2.467	10.692	2.421	10.493	1.90%
T11	SISXXMY+	2.262	9.807	2.221	9.629	1.84%
T10	SISXXMY+	2.052	8.895	2.016	8.739	1.78%
T9	SISXXMY+	1.837	7.962	1.806	7.828	1.71%
T8	SISXXMY+	1.619	7.017	1.592	6.903	1.65%
T7	SISXXMY+	1.400	6.068	1.378	5.974	1.58%
T6	SISXXMY+	1.183	5.129	1.166	5.053	1.51%
T5	SISXXMY+	0.974	4.224	0.961	4.164	1.43%
T4	SISXXMY+	0.774	3.353	0.763	3.309	1.34%
T3	SISXXMY+	0.584	2.529	0.576	2.498	1.25%
T2	SISXXMY+	0.409	1.775	0.405	1.755	1.12%
T1	SISXXMY+	0.158	0.687	0.157	0.680	1.03%
<b>EXCENTRICIDAD NEGATIVA</b>						
<b>Piso</b>	<b>Caso</b>	<b>Elásticos sin AMS Y-Y (cm)</b>	<b>Inelásticos sin AMS Y-Y (cm)</b>	<b>Elásticos con AMS Y-Y (cm)</b>	<b>Inelásticos con AMS Y-Y (cm)</b>	<b>% Variación</b>
T17	SISXXMY-	2.957	12.816	2.838	12.301	4.19%
T16	SISXXMY-	2.740	11.877	3.994	17.312	-31.39%
T15	SISXXMY-	2.854	12.372	2.714	11.763	5.18%
T14	SISXXMY-	2.690	11.659	2.536	10.994	6.05%
T13	SISXXMY-	2.518	10.915	2.357	10.220	6.81%
T12	SISXXMY-	2.339	10.139	2.190	9.493	6.81%
T11	SISXXMY-	2.153	9.331	2.015	8.736	6.81%
T10	SISXXMY-	1.959	8.493	1.834	7.951	6.81%
T9	SISXXMY-	1.760	7.629	1.648	7.143	6.81%
T8	SISXXMY-	1.557	6.748	1.457	6.318	6.80%
T7	SISXXMY-	1.351	5.857	1.265	5.485	6.79%
T6	SISXXMY-	1.146	4.970	1.074	4.655	6.77%
T5	SISXXMY-	0.948	4.109	0.888	3.850	6.75%
T4	SISXXMY-	0.756	3.277	0.708	3.071	6.72%
T3	SISXXMY-	0.573	2.483	0.537	2.327	6.69%
T2	SISXXMY-	0.404	1.753	0.379	1.643	6.66%
T1	SISXXMY-	0.157	0.682	0.148	0.639	6.62%

Fuente: Elaboración propia.

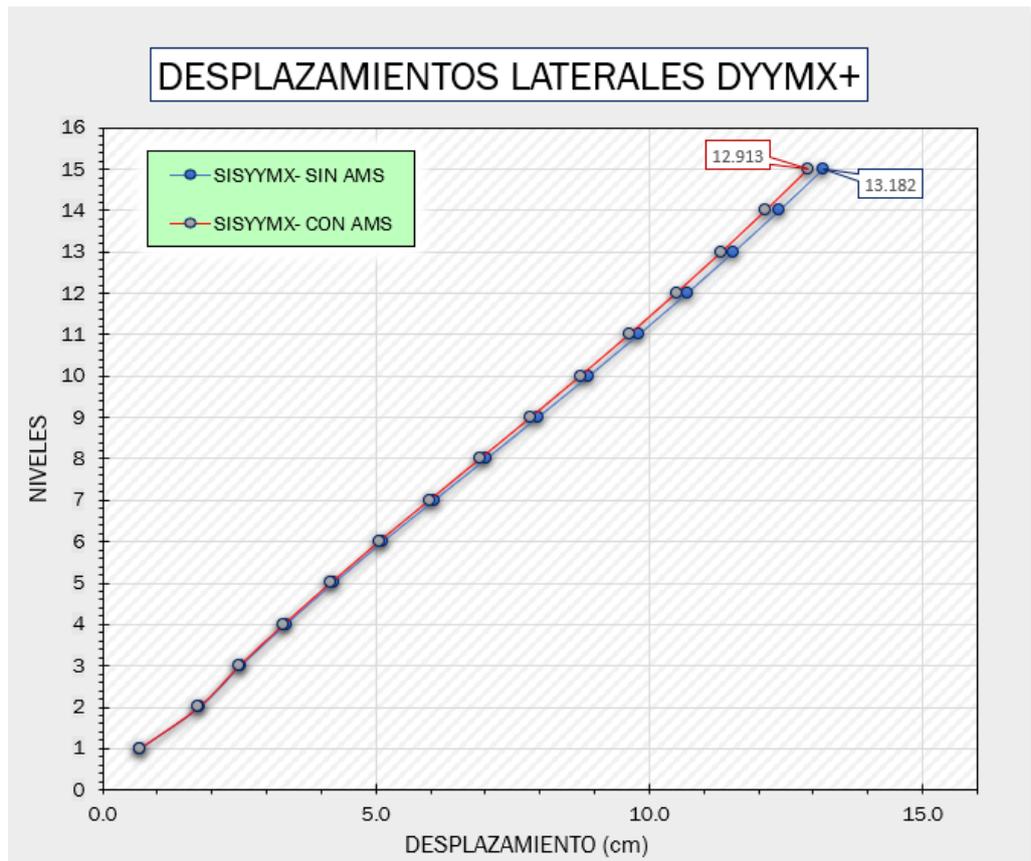


Figura 101.Desplazamientos inelásticos Y-Y excentricidad positiva

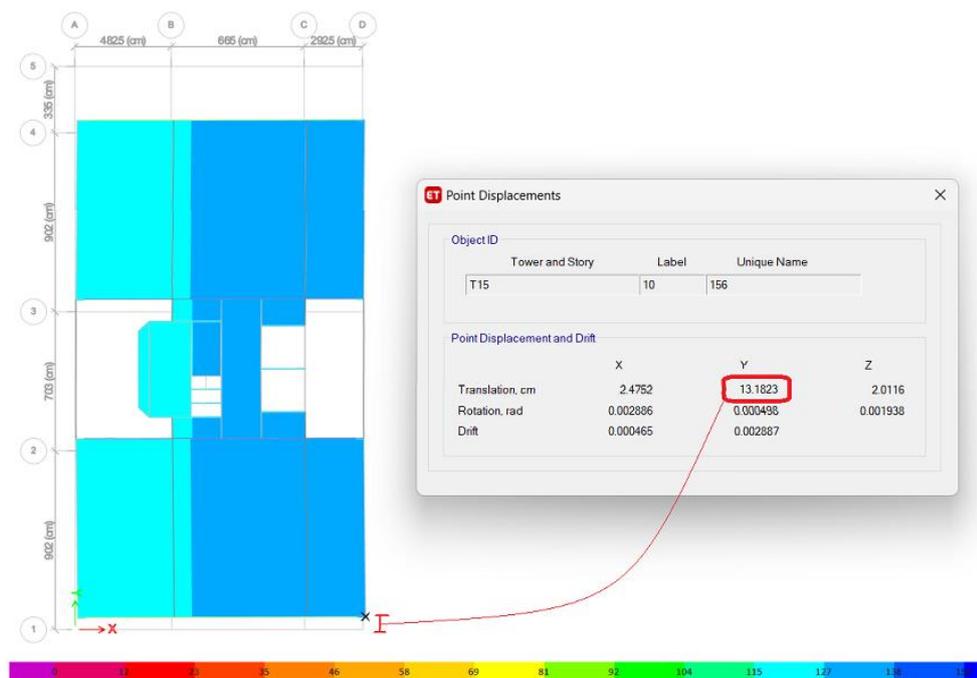


Figura 102.Desplazamientos inelásticos en planta sin AMS Y-Y excentricidad positiva.

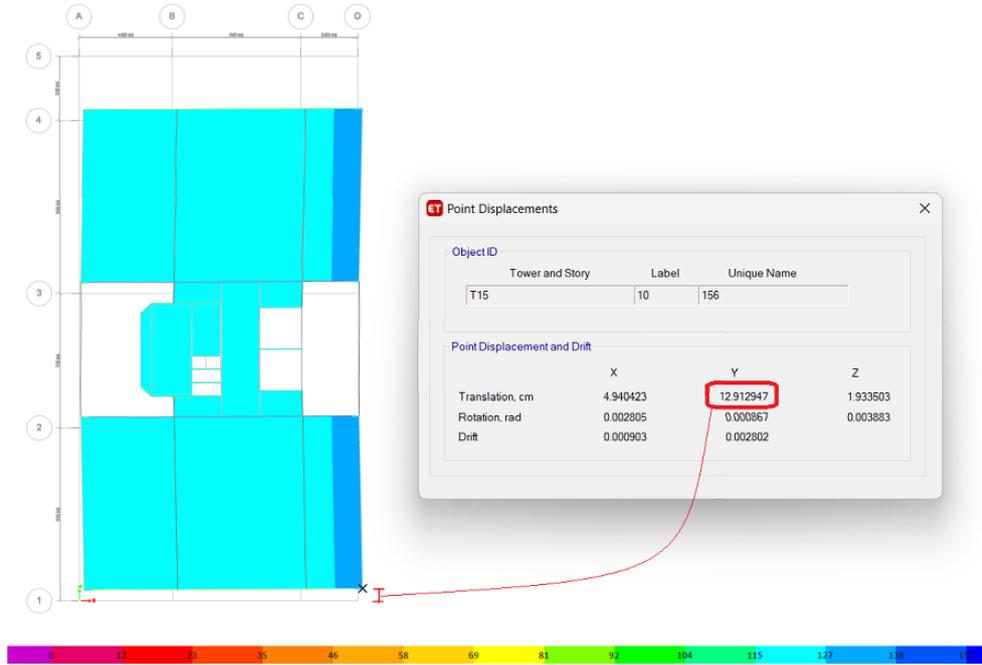


Figura 103.Desplazamientos inelásticos en planta con AMS Y-Y excentricidad negativa.

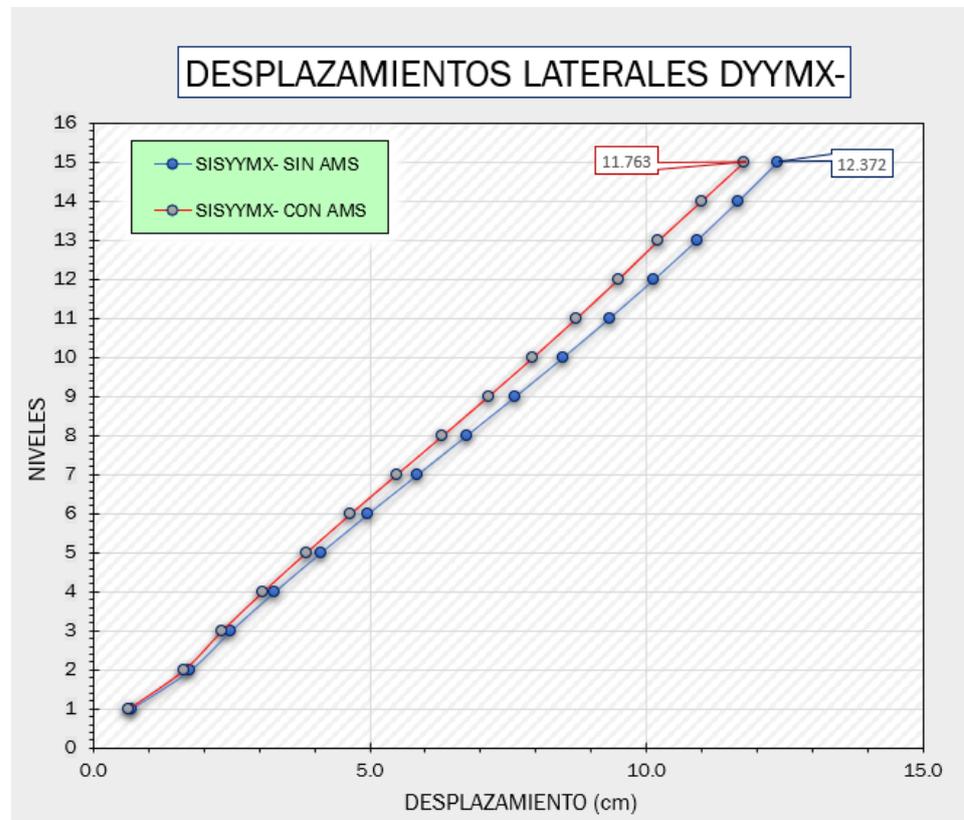


Figura 104.Desplazamientos inelásticos Y-Y excentricidad negativa.

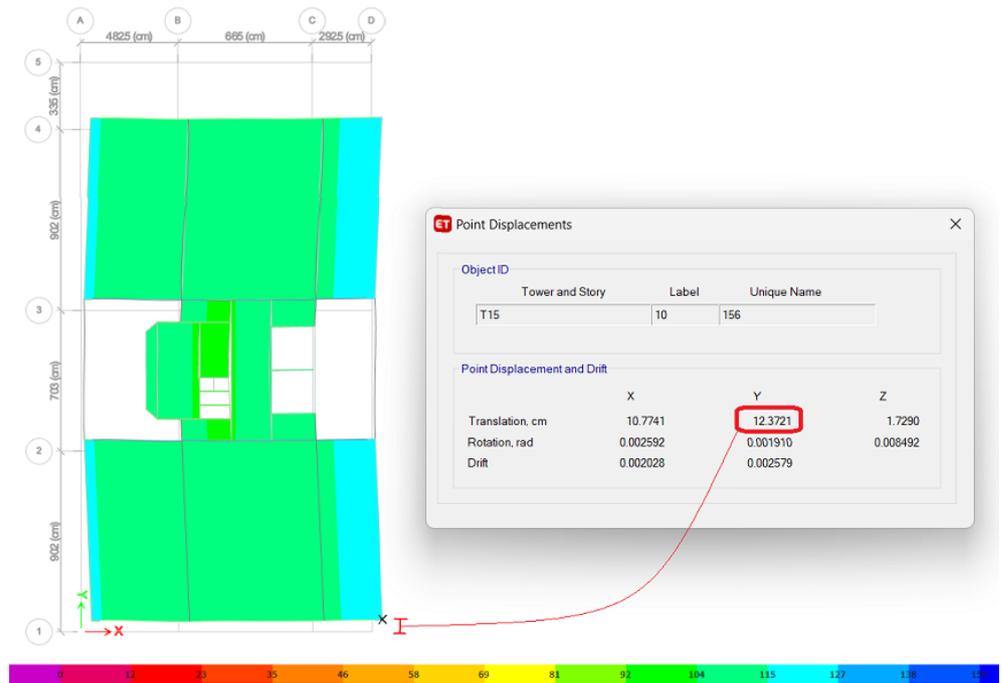


Figura 105.Desplazamientos inelásticos Y-Y en planta sin AMS excentricidad negativa.

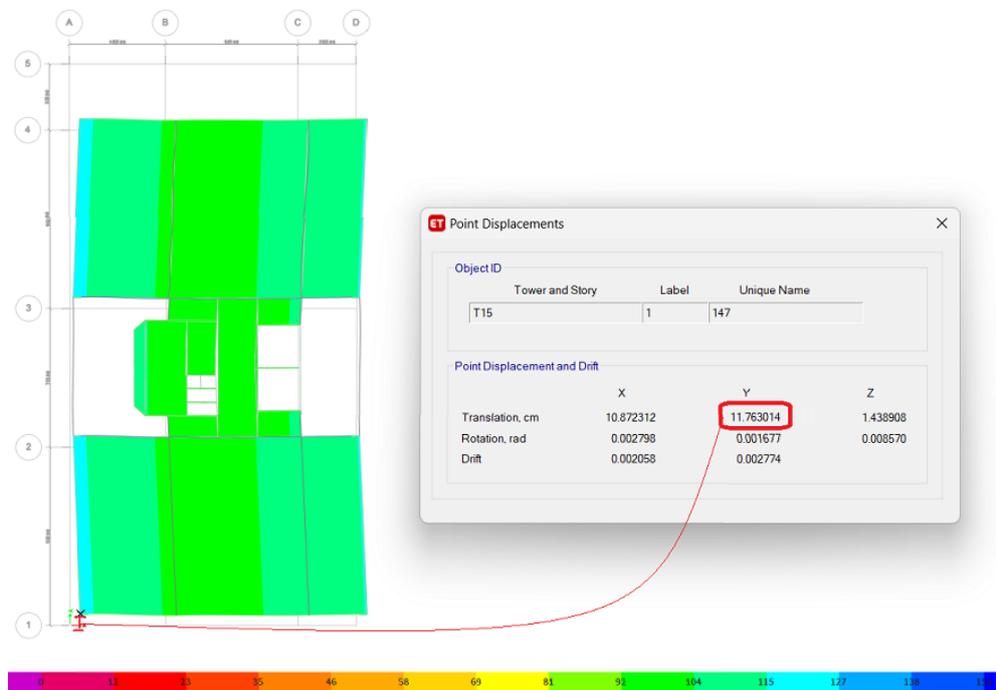


Figura 106.Desplazamientos inelásticos Y-Y en planta con AMS excentricidad negativa.

En las figuras 101 y 104 se puede apreciar la comparativa para la dirección Y, donde se dieron también reducciones, para una excentricidad positiva de 13.182 cm. a 12.913

cm. y para una excentricidad negativa de 12.372 cm. a 11.763 cm. de con excentricidad positiva 3.04 cm. En cuanto a las figuras 96, 97, 99, 100, 102, 103, 105 y 106 se puede apreciar los puntos en el entrepiso 15 donde se están suscitando estos desplazamientos máximos. Además, están representados en una escala de colores con límites de desplazamientos que van desde 5 mm. a 300 mm. los cuales sirven de referencia para ubicar los valores de desplazamientos que tenemos en centímetros y ubicarlos de acuerdo con cada color. Por último, estos resultados reflejan para la dirección x-x una reducción favorable con excentricidad negativa.

Además, es necesario mencionar que los niveles 16 y 17 son de uso de cuarto de máquinas y ascensor, motivo por el cual el área esta libre en sus extremos donde se localiza el amortiguador de masa sintonizada. Por otro lado, en los pisos inferiores a éstos, el desplazamiento máximo se da en el entrepiso 6, resultando para la dirección x-x una reducción de 9.87% con excentricidad positiva y de 10.07% para una excentricidad negativa; en cambio, para la dirección y-y en el entrepiso 15 con una reducción de 2.09% con excentricidad positiva y de 6.81% para una excentricidad negativa en el entrepiso 13.

#### **4.2.2. INFLUENCIA EN LA RESPUESTA DINÁMICA CON Y SIN AMS**

##### **4.2.2.1. MASA PARTICIPATIVA MODAL, PERIODOS Y FRECUENCIA DE VIBRACIÓN**

La representación de los modos de vibración se presenta a continuación de los primeros 15 periodos y frecuencias con y sin la implementación del amortiguador de masa sintonizada.

**Tabla 42: Modos de participación modal, periodos y frecuencias**

<b>Modo</b>	<b>Periodo sin AMS (s)</b>	<b>Periodo con AMS (s)</b>	<b>Frecuencia sin AMS (ciclo/s)</b>	<b>Frecuencia con AMS (ciclo/s)</b>
1	1.529	1.579	0.654	0.633
2	0.782	1.22	1.278	0.82
3	0.689	1.178	1.452	0.849
4	0.407	0.796	2.454	1.256
5	0.199	0.694	5.032	1.44
6	0.186	0.462	5.368	2.167
7	0.172	0.45	5.801	2.221
8	0.111	0.407	8.974	2.457
9	0.093	0.261	10.786	3.832
10	0.08	0.261	12.524	3.833
11	0.077	0.198	13.024	5.04
12	0.058	0.186	17.225	5.366

13	0.058	0.172	17.248	5.807
14	0.054	0.111	18.509	8.973
15	0.046	0.093	21.586	10.781

Fuente: Elaboración propia.

Se puede apreciar que los periodos aumentan con la implementación del AMS y están próximos al factor C de desplazamiento lo que conllevaría una reducción en la velocidad y aceleraciones de la estructura. Además, podemos apreciar que las frecuencias disminuyen con AMS, cuanto mayor sea la frecuencia sin AMS.

#### 4.2.2.2. ACELERACIÓN DE ENTREPISO CON Y SIN AMS

En las siguientes tablas y figuras se presenta las aceleraciones máximas de entrepiso y la representación en variación de porcentaje para casos de sismo X e Y con excentricidades negativas y positivas. Además, se muestran la respuesta a las aceleraciones de entrepiso tanto para las direcciones X-X como Y-Y con excentricidades positivas y negativas, las cuales se muestran en los gráficos con línea azul la curva sin AMS y línea roja curva con AMS.

Tabla 43: Aceleraciones máximas de entrepiso dirección x-x.

Piso	EXCENRICIDAD POSITIVA			EXCENRICIDAD NEGATIVA		
	Aceleración sin AMS (cm/s <sup>2</sup> )	Aceleración con AMS (cm/s <sup>2</sup> )	% Variación	Aceleración sin AMS (cm/s <sup>2</sup> )	Aceleración con AMS (cm/s <sup>2</sup> )	% Variación
T17	2.994	2.920	2.53%	2.999	2.924	2.55%
T16	2.093	2.007	4.28%	2.089	2.002	4.34%
T15	1.792	1.695	5.70%	1.749	1.654	5.79%
T14	1.455	1.352	7.59%	1.418	1.316	7.74%
T13	1.222	1.117	9.39%	1.197	1.093	9.49%
T12	1.107	1.007	9.94%	1.092	0.994	9.87%
T11	1.071	0.982	9.12%	1.060	0.973	8.99%
T10	1.091	1.015	7.48%	1.079	1.004	7.39%
T9	1.138	1.075	5.83%	1.123	1.062	5.77%
T8	1.184	1.133	4.54%	1.169	1.119	4.50%
T7	1.210	1.168	3.60%	1.197	1.156	3.56%
T6	1.208	1.174	2.90%	1.197	1.164	2.86%
T5	1.183	1.156	2.34%	1.174	1.148	2.30%
T4	1.147	1.127	1.81%	1.140	1.120	1.78%
T3	1.089	1.074	1.33%	1.082	1.068	1.30%
T2	0.987	0.978	0.92%	0.982	0.974	0.89%
T1	0.723	0.721	0.29%	0.711	0.709	0.28%

Fuente: Elaboración propia.

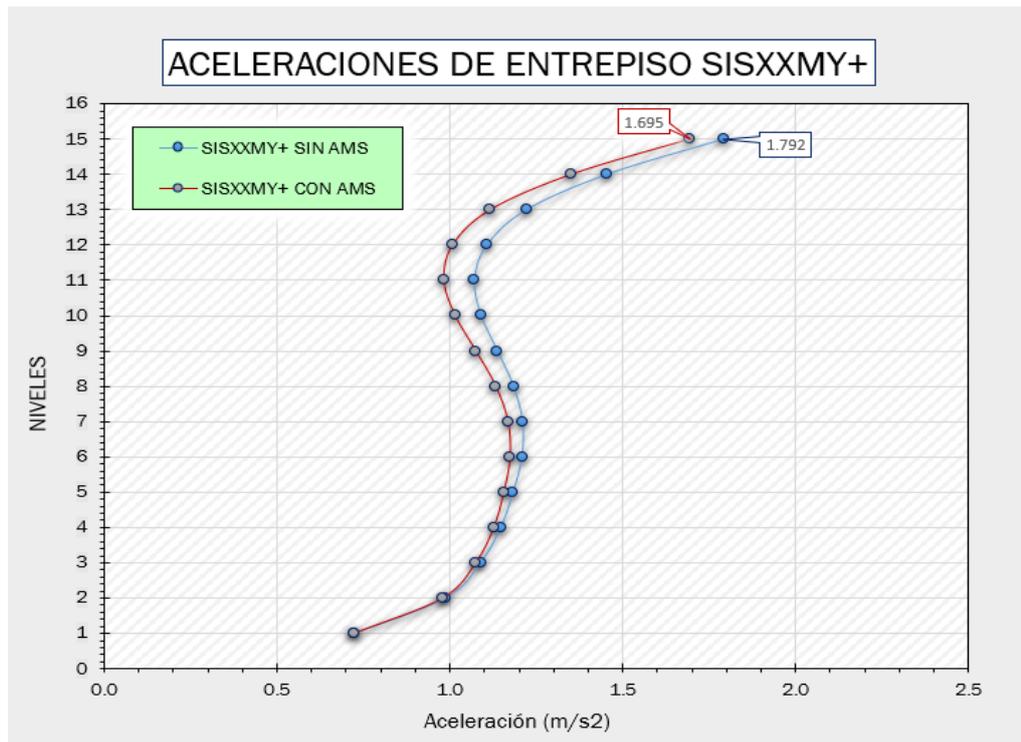


Figura 107. Aceleraciones de entrepiso X-X excentricidad positiva.

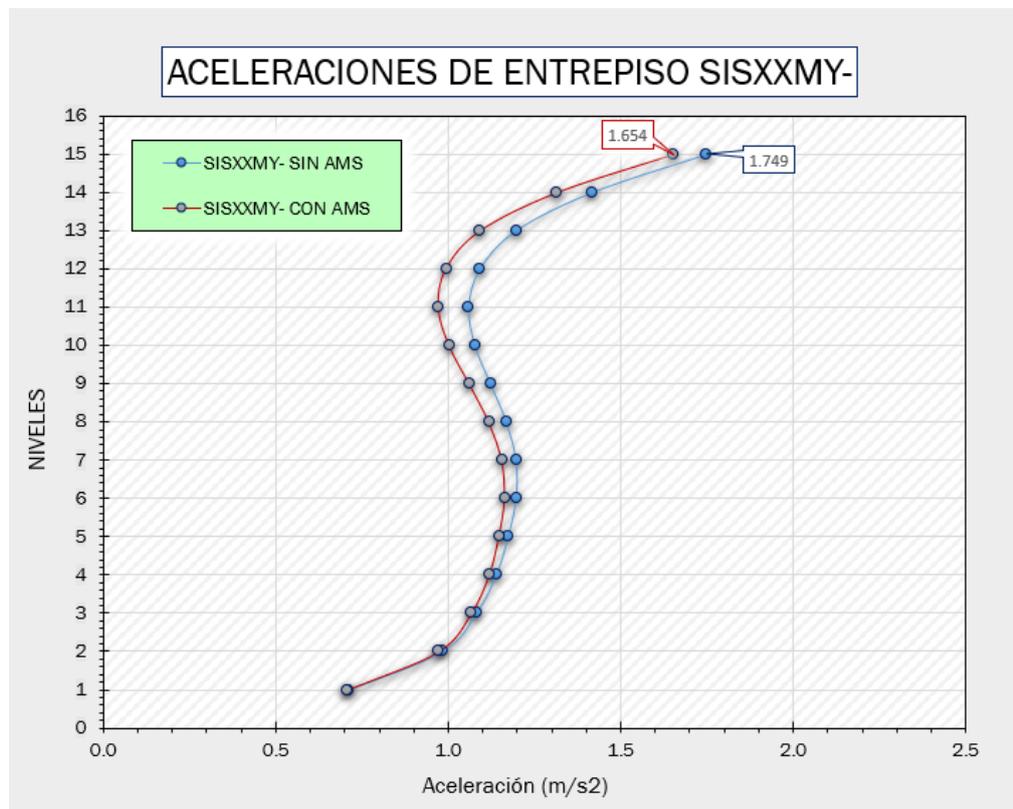


Figura 108. Aceleraciones de entrepiso X-X excentricidad negativa.

**Tabla 44: Aceleraciones de entrepiso dirección y-y.**

Piso	EXCENTRICIDAD POSITIVA			EXCENTRICIDAD NEGATIVA		
	Aceleración sin AMS (cm/s <sup>2</sup> )	Aceleración con AMS (cm/s <sup>2</sup> )	% Variación	Aceleración sin AMS (cm/s <sup>2</sup> )	Aceleración con AMS (cm/s <sup>2</sup> )	% Variación
T17	4.392	4.243	3.51%	4.254	4.117	3.34%
T16	3.194	3.035	5.23%	3.114	2.957	5.29%
T15	2.697	2.587	4.24%	2.951	2.779	6.17%
T14	2.421	2.319	4.43%	2.621	2.452	6.88%
T13	2.202	2.108	4.46%	2.364	2.203	7.31%
T12	2.026	1.941	4.38%	2.178	2.029	7.35%
T11	1.884	1.808	4.19%	2.035	1.901	7.07%
T10	1.767	1.700	3.95%	1.928	1.810	6.52%
T9	1.665	1.606	3.69%	1.845	1.743	5.82%
T8	1.579	1.527	3.38%	1.773	1.688	5.05%
T7	1.527	1.452	5.18%	1.705	1.635	4.29%
T6	1.477	1.403	5.23%	1.629	1.573	3.57%
T5	1.407	1.351	4.11%	1.534	1.491	2.93%
T4	1.311	1.271	3.15%	1.416	1.384	2.35%
T3	1.186	1.159	2.34%	1.270	1.247	1.81%
T2	1.035	1.019	1.60%	1.096	1.081	1.31%
T1	0.771	0.767	0.47%	0.789	0.786	0.47%

Fuente: Elaboración propia.

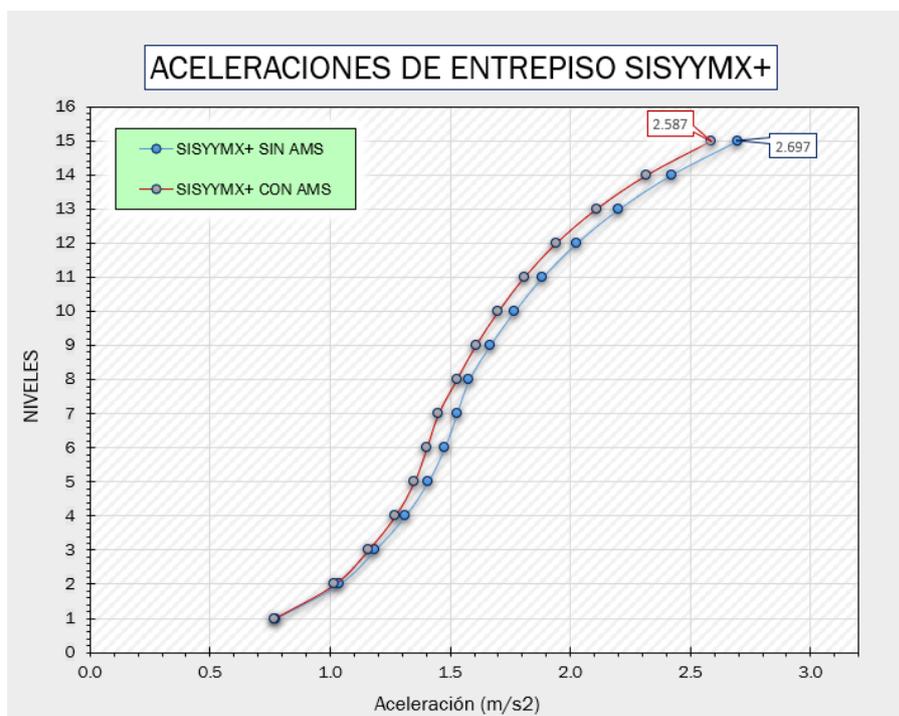


Figura 109. Aceleraciones de entrepiso Y-Y excentricidad positiva.

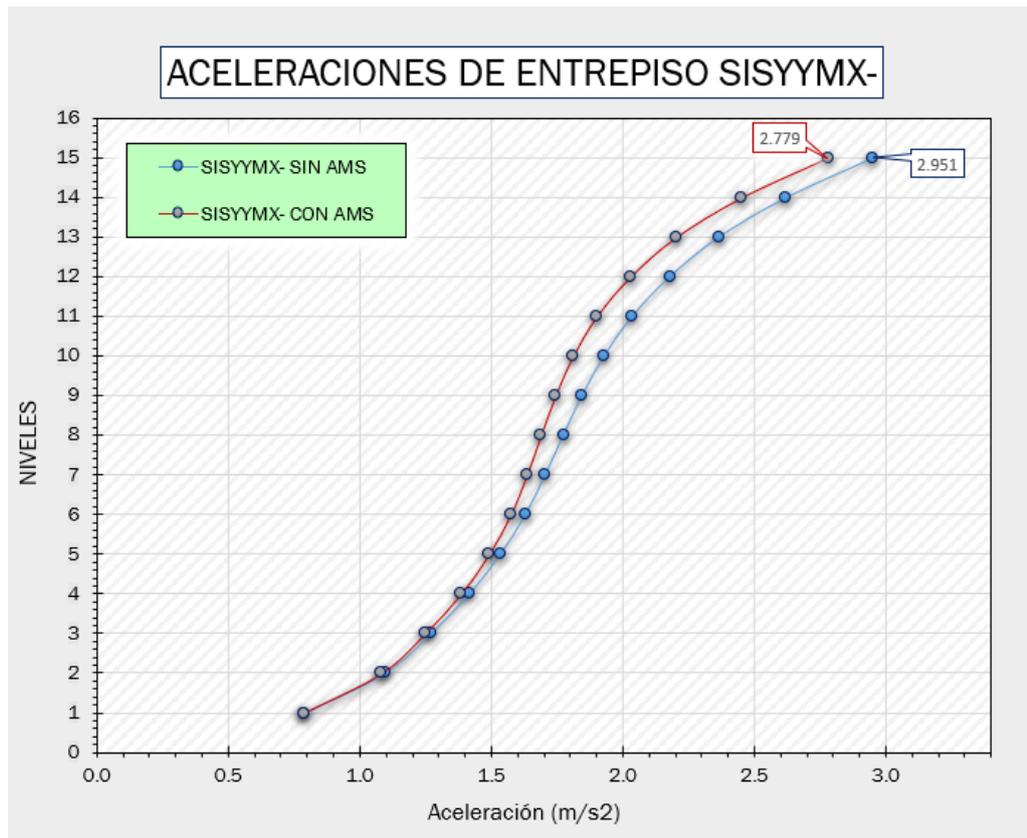


Figura 110. Aceleraciones de entrepiso Y-Y excentricidad negativa.

Se puede apreciar que las aceleraciones disminuyen conforme se adiciona los AMS, en la dirección x-x con una disminución máxima de 9.94% para excentricidad positiva y de 9.87% para excentricidad negativa. Por otro lado, en la dirección y-y de 4.46% para excentricidad positiva y de 7.35% para excentricidad negativa, e incluso podemos afirmar que conforme más alto se ubica el entrepiso, se dará mayores niveles de reducción, en este caso estas reducciones están entre los niveles 12 y 15.

#### 4.2.2.3. MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO CON Y SIN AMS

Con los resultados de los desplazamientos elásticos sin AMS para direcciones X e Y, se hallaron los desplazamientos inelásticos y las derivas elásticas e inelásticas tal cual se muestra en las tablas 45 y 46. Para el cálculo de estos desplazamientos y derivas inelásticas se consideró las expresiones detalladas en el ítem 4.1.8.2, pero para las derivas elásticas se relacionará la diferencia de los desplazamientos elásticos entre la altura de cada entrepiso. A continuación, se detalla el cálculo de algunos entrepisos, el cual sigue la misma metodología de cálculo en los demás.

Desplazamientos inelásticos:

- Para el techo 1:

$$0.41488cm * 0.85 * 5.1 = 1.7985 cm$$

Derivas elásticas:

- Para el techo 1:

Se sabe que la altura de entrepiso de este nivel es de 4.9m

$$\frac{0.41488cm}{490cm} = 0.00084$$

- Para el techo 2:

Se sabe que la altura de entrepiso de este nivel es de 4.9m

$$\frac{(1.09470cm - 0.41488cm)}{490cm} = 0.001387$$

- Para el techo 3:

Se sabe que la altura de entrepiso de este nivel es de 2.8m.

$$\frac{(1.52454cm - 1.09470cm)}{280cm} = 0.001535$$

Derivas inelásticas:

- Para el techo 3:

$$0.001535 * 0.85 * 5.1 = 0.006654$$

**Tabla 45: Resumen distorsiones en dirección X-X sin AMS.**

<b>EXCENRICIDAD POSITIVA</b>					
<b>Nivel</b>	<b>Caso</b>	<b>Desplazamientos Elásticos sin AMS (cm)</b>	<b>Desplazamientos Inelásticos sin AMS (cm)</b>	<b>Derivas Elásticas sin AMS</b>	<b>Derivas Inelásticas sin AMS</b>
T17	SISXXMY+	7.22343	31.313984	0.0013	0.0056
T16	SISXXMY+	6.76645	29.332946	0.0013	0.0058
T15	SISXXMY+	6.73879	29.213033	0.0014	0.0059
T14	SISXXMY+	6.37560	27.638572	0.0014	0.0062
T13	SISXXMY+	5.99698	25.997253	0.0015	0.0064
T12	SISXXMY+	5.60271	24.288036	0.0015	0.0067
T11	SISXXMY+	5.19046	22.500943	0.0016	0.0069
T10	SISXXMY+	4.76107	20.639509	0.0017	0.0072
T09	SISXXMY+	4.31582	18.709314	0.0017	0.0073
T08	SISXXMY+	3.85747	16.722366	0.0017	0.0074
T07	SISXXMY+	3.38907	14.691802	0.0017	0.0075
T06	SISXXMY+	2.91569	12.63968	0.0017	0.0074
T05	SISXXMY+	2.44390	10.594437	0.0017	0.0073
T04	SISXXMY+	1.97851	8.576943	0.0016	0.0071
T03	SISXXMY+	1.52454	6.608962	0.0015	0.0067
T02	SISXXMY+	1.09470	4.745598	0.0014	0.0060
T01	SISXXMY+	0.41488	1.798523	0.0008	0.0037
<b>EXCENRICIDAD NEGATIVA</b>					
T17	SISXXMY-	7.20350	31.227577	0.00130	0.0057
T16	SISXXMY-	6.72644	29.159491	0.00133	0.0057
T15	SISXXMY-	6.56814	28.473231	0.00133	0.0057
T14	SISXXMY-	6.21328	26.934908	0.00139	0.0060
T13	SISXXMY-	5.84384	25.333372	0.00145	0.0063
T12	SISXXMY-	5.45916	23.665745	0.00151	0.0065
T11	SISXXMY-	5.05697	21.922258	0.00156	0.0068
T10	SISXXMY-	4.63811	20.106468	0.00161	0.0070
T9	SISXXMY-	4.20386	18.223948	0.00165	0.0071
T8	SISXXMY-	3.75696	16.286611	0.00167	0.0072
T7	SISXXMY-	3.30036	14.307255	0.00168	0.0073
T6	SISXXMY-	2.83913	12.307764	0.00166	0.0072
T5	SISXXMY-	2.37946	10.315091	0.00163	0.0071
T4	SISXXMY-	1.92618	8.350111	0.00159	0.0069
T3	SISXXMY-	1.48370	6.431912	0.00150	0.0065
T2	SISXXMY-	1.06488	4.616304	0.00136	0.0059
T1	SISXXMY-	0.40035	1.73555	0.00082	0.0035

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 46: Resumen distorsiones en dirección Y-Y sin AMS.**

<b>EXCENRICIDAD POSITIVA</b>					
<b>Nivel</b>	<b>Caso</b>	<b>Desplazamientos Elásticos sin AMS (cm)</b>	<b>Desplazamientos Inelásticos sin AMS (cm)</b>	<b>Derivas Elásticas sin AMS</b>	<b>Derivas Inelásticas sin AMS</b>
T17	SISYYMX+	3.4663	15.026733	0.00070	0.0031
T16	SISYYMX+	3.1913	13.834445	0.00071	0.0031
T15	SISYYMX+	3.0409	13.182301	0.00071	0.0031
T14	SISYYMX+	2.8555	12.378634	0.00072	0.0031
T13	SISYYMX+	2.6643	11.549831	0.00073	0.0032
T12	SISYYMX+	2.4665	10.6924	0.00075	0.0032
T11	SISYYMX+	2.2621	9.806489	0.00076	0.0033
T10	SISYYMX+	2.0518	8.894518	0.00077	0.0033
T9	SISYYMX+	1.8367	7.962043	0.00078	0.0034
T8	SISYYMX+	1.6186	7.016758	0.00078	0.0034
T7	SISYYMX+	1.3998	6.068234	0.00078	0.0034
T6	SISYYMX+	1.1832	5.129096	0.00075	0.0032
T5	SISYYMX+	0.9743	4.223825	0.00072	0.0031
T4	SISYYMX+	0.7735	3.353231	0.00068	0.0029
T3	SISYYMX+	0.5835	2.529298	0.00062	0.0027
T2	SISYYMX+	0.4094	1.774872	0.00051	0.0022
T1	SISYYMX+	0.1584	0.686627	0.00032	0.0014
<b>EXCENRICIDAD NEGATIVA</b>					
T17	SISYYMX-	2.9565	12.816448	0.00060	0.0026
T16	SISYYMX-	2.7398	11.877114	0.00060	0.0026
T15	SISYYMX-	2.8540	12.372069	0.00063	0.0027
T14	SISYYMX-	2.6895	11.659105	0.00065	0.0028
T13	SISYYMX-	2.5179	10.915287	0.00066	0.0029
T12	SISYYMX-	2.3389	10.139421	0.00068	0.0029
T11	SISYYMX-	2.1525	9.331047	0.00070	0.0030
T10	SISYYMX-	1.9591	8.492599	0.00072	0.0031
T09	SISYYMX-	1.7598	7.629034	0.00073	0.0032
T08	SISYYMX-	1.5565	6.747656	0.00074	0.0032
T07	SISYYMX-	1.3511	5.857164	0.00073	0.0032
T06	SISYYMX-	1.1464	4.969725	0.00071	0.0031
T05	SISYYMX-	0.9479	4.109315	0.00069	0.0030
T04	SISYYMX-	0.7559	3.277022	0.00066	0.0028
T03	SISYYMX-	0.5728	2.483084	0.00060	0.0026
T02	SISYYMX-	0.4043	1.752556	0.00050	0.0022
T01	SISYYMX-	0.1572	0.681572	0.00032	0.0014

**Fuente: Elaboración propia.**

Ahora, en la tabla 47, se hizo una comparativa en cuanto a las derivas inelásticas en las direcciones x-x e y-y con y sin la incorporación del amortiguador de masa sintonizada.

También, se refleja el porcentaje de variación y el cumplimiento de las derivas según los parámetros de la norma E.030.

**Tabla 47: Comprobación derivas inelásticas con y sin AMS.**

<b>SISMO DINÁMICO EN DIRECCIÓN X-X PARA CASOS DXXMY+ y DXXMY-</b>								
<b>Nive I</b>	<b>Deriva DXXMY + (0.85*R) sin AMS</b>	<b>Deriva DXXMY + (0.85*R) con AMS</b>	<b>% Variación</b>	<b>&gt;0.007 Norma</b>	<b>Deriva DXXMY- (0.85*R) sin AMS</b>	<b>Deriva DXXMY- (0.85*R) con AMS</b>	<b>% Variación</b>	<b>&gt;0.007 Norma</b>
<b>T17</b>	0.00562	0.00530	6.02%	<b>OK</b>	0.00565	0.00532	6.22%	<b>OK</b>
<b>T16</b>	0.00576	0.00543	6.02%	<b>OK</b>	0.00575	0.00541	6.36%	<b>OK</b>
<b>T15</b>	0.00588	0.00554	6.18%	<b>OK</b>	0.00575	0.00541	6.32%	<b>OK</b>
<b>T14</b>	0.00615	0.00578	6.42%	<b>OK</b>	0.00601	0.00564	6.64%	<b>OK</b>
<b>T13</b>	0.00641	0.00601	6.73%	<b>OK</b>	0.00626	0.00586	6.88%	<b>OK</b>
<b>T12</b>	0.00670	0.00624	7.35%	<b>OK</b>	0.00654	0.00609	7.48%	<b>OK</b>
<b>T11</b>	0.00695	0.00645	7.84%	<b>OK</b>	0.00678	0.00628	7.93%	<b>OK</b>
<b>T10</b>	0.00716	0.00661	8.27%	<b>OK</b>	0.00699	0.00644	8.47%	<b>OK</b>
<b>T09</b>	0.00732	0.00673	8.72%	<b>OK</b>	0.00714	0.00656	8.89%	<b>OK</b>
<b>T08</b>	0.00743	0.00681	9.17%	<b>OK</b>	0.00724	0.00663	9.28%	<b>OK</b>
<b>T07</b>	0.00746	0.00681	9.53%	<b>OK</b>	0.00727	0.00663	9.70%	<b>OK</b>
<b>T06</b>	0.00739	0.00674	9.68%	<b>OK</b>	0.00720	0.00655	9.86%	<b>OK</b>
<b>T05</b>	0.00726	0.00661	9.80%	<b>OK</b>	0.00707	0.00643	9.97%	<b>OK</b>
<b>T04</b>	0.00706	0.00643	9.87%	<b>OK</b>	0.00688	0.00625	10.04%	<b>OK</b>
<b>T03</b>	0.00667	0.00607	9.87%	<b>OK</b>	0.00650	0.00591	10.08%	<b>OK</b>
<b>T02</b>	0.00602	0.00548	9.81%	<b>OK</b>	0.00588	0.00535	9.93%	<b>OK</b>
<b>T01</b>	0.00367	0.00335	9.65%	<b>OK</b>	0.00354	0.00323	9.77%	<b>OK</b>
<b>SISMO DINÁMICO EN DIRECCIÓN Y-Y PARA CASOS DYYMX+ y DYYMX-</b>								
<b>Nive I</b>	<b>Deriva DYYMX + (0.85*R) sin AMS</b>	<b>Deriva DYYMX + (0.85*R) con AMS</b>	<b>% Variación</b>	<b>&gt;0.007 Norma</b>	<b>Deriva DYYMX- (0.85*R) sin AMS</b>	<b>Deriva DYYMX- (0.85*R) con AMS</b>	<b>% Variación</b>	<b>&gt;0.007 Norma</b>
<b>T17</b>	0.00305	0.00287	6.42%	<b>OK</b>	0.00260	0.00258	0.81%	<b>OK</b>
<b>T16</b>	0.00307	0.00289	6.30%	<b>OK</b>	0.00260	0.00257	1.05%	<b>OK</b>
<b>T15</b>	0.00306	0.00290	5.48%	<b>OK</b>	0.00274	0.00277	-1.23%	<b>OK</b>
<b>T14</b>	0.00312	0.00296	5.51%	<b>OK</b>	0.00281	0.00285	-1.33%	<b>OK</b>
<b>T13</b>	0.00318	0.00300	5.89%	<b>OK</b>	0.00288	0.00291	-1.10%	<b>OK</b>
<b>T12</b>	0.00323	0.00311	3.99%	<b>OK</b>	0.00295	0.00298	-0.91%	<b>OK</b>
<b>T11</b>	0.00328	0.00320	2.53%	<b>OK</b>	0.00303	0.00303	0.10%	<b>OK</b>
<b>T10</b>	0.00335	0.00327	2.38%	<b>OK</b>	0.00311	0.00306	1.70%	<b>OK</b>
<b>T09</b>	0.00339	0.00332	2.17%	<b>OK</b>	0.00317	0.00306	3.53%	<b>OK</b>
<b>T08</b>	0.00340	0.00333	2.10%	<b>OK</b>	0.00320	0.00304	5.40%	<b>OK</b>
<b>T07</b>	0.00336	0.00330	1.91%	<b>OK</b>	0.00318	0.00298	6.71%	<b>OK</b>
<b>T06</b>	0.00324	0.00318	1.92%	<b>OK</b>	0.00308	0.00289	6.76%	<b>OK</b>
<b>T05</b>	0.00311	0.00306	1.67%	<b>OK</b>	0.00298	0.00279	6.85%	<b>OK</b>
<b>T04</b>	0.00295	0.00290	1.79%	<b>OK</b>	0.00284	0.00266	6.81%	<b>OK</b>
<b>T03</b>	0.00270	0.00265	1.73%	<b>OK</b>	0.00261	0.00245	6.70%	<b>OK</b>

<b>T02</b>	0.00222	0.00220	1.14%	<b>OK</b>	0.00219	0.00205	6.88%	<b>OK</b>
<b>T01</b>	0.00140	0.00139	0.94%	<b>OK</b>	0.00139	0.00131	6.51%	<b>OK</b>

Fuente: Elaboración propia.

Esta tabla refleja la comparativa de las derivas para las direcciones x-x e y-y para ambas excentricidades; los cuales, al ser contrastados con la norma E.030 con límite máximo menor a 0.007 comprobamos que al aplicar el AMS este resultado disminuye representando para la dirección x-x en el entrepiso 3 un 9.87% para excentricidad positiva y de 10.08% para excentricidad negativa. Por otro lado, para la dirección y-y en el entrepiso 13 con 5.89% para una excentricidad positiva y en el entrepiso 2 de 6.88% para una excentricidad negativa.

A continuación, se presenta las gráficas de las derivas y su influencia en cuanto a las reducciones por la aplicación de los amortiguadores de masa sintonizada.

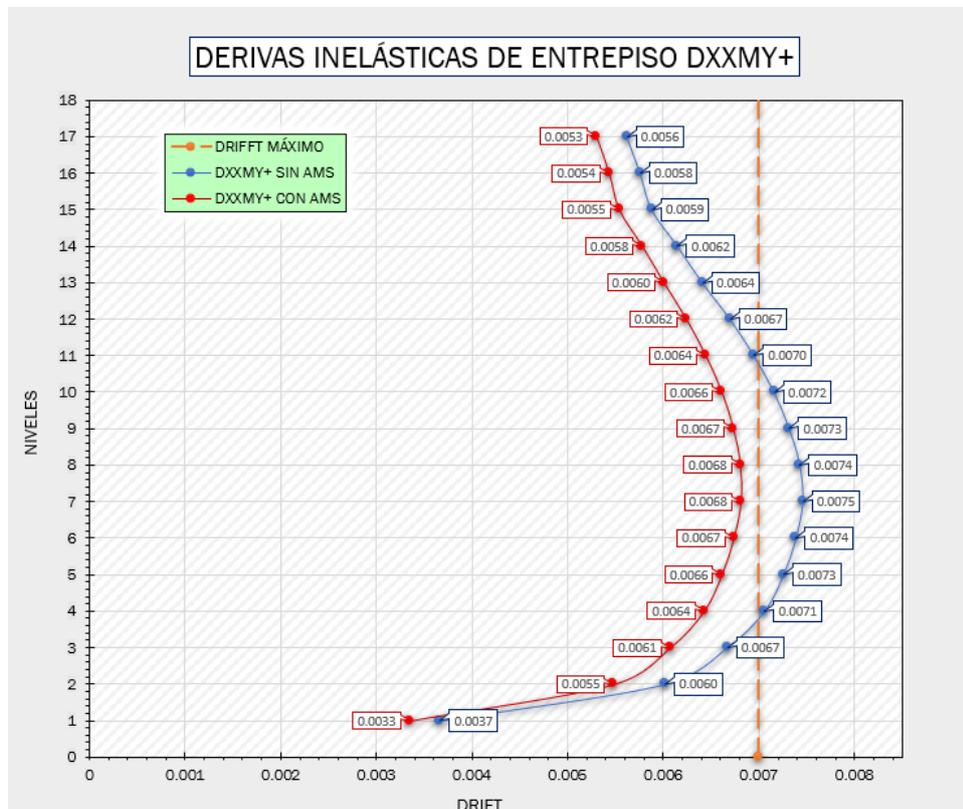


Figura 111. Derivas inelásticas X-X excentricidad positiva.

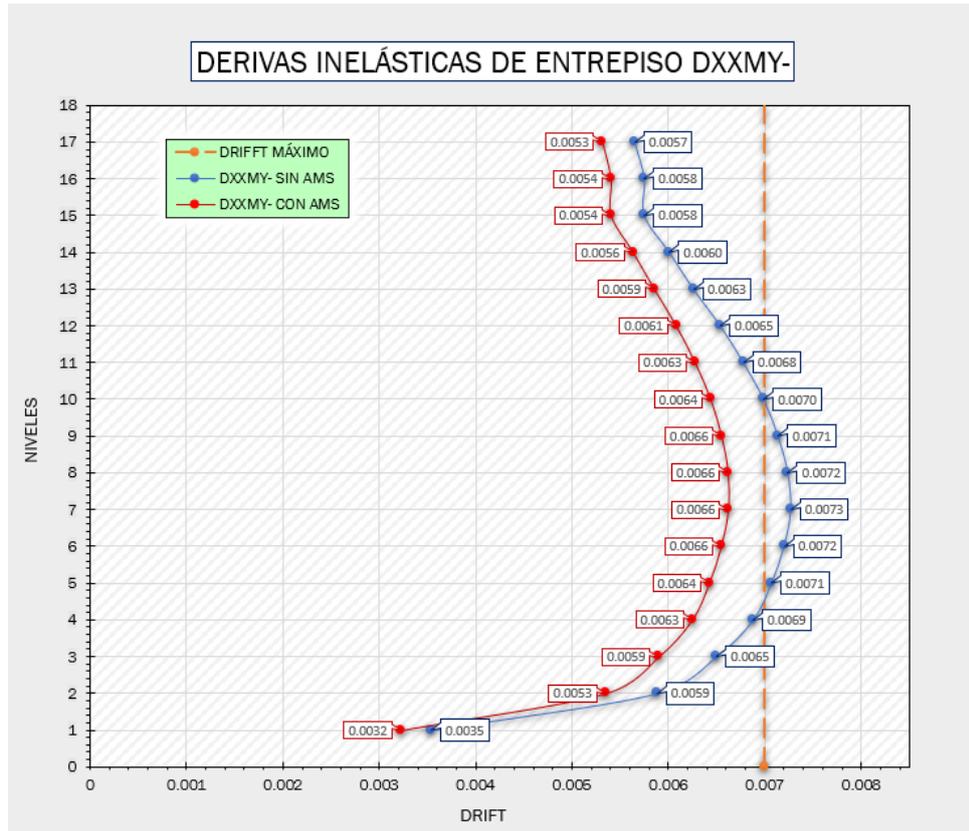


Figura 112. Derivas inelásticas X-X excentricidad negativa.

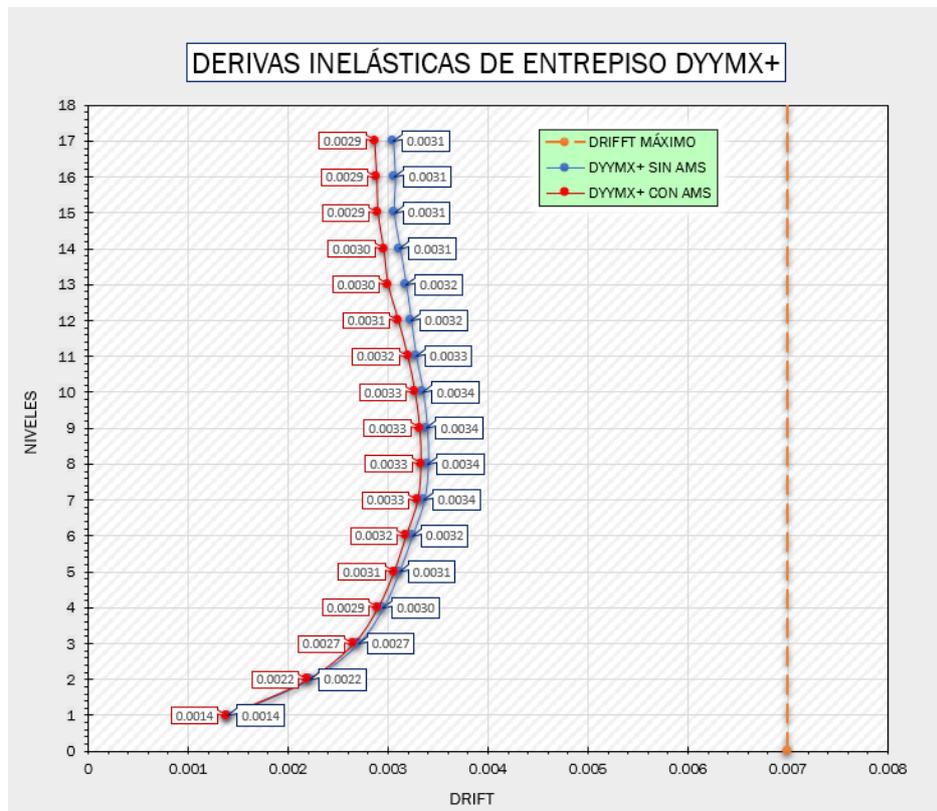


Figura 113. Derivas inelásticas dirección Y-Y excentricidad positiva.

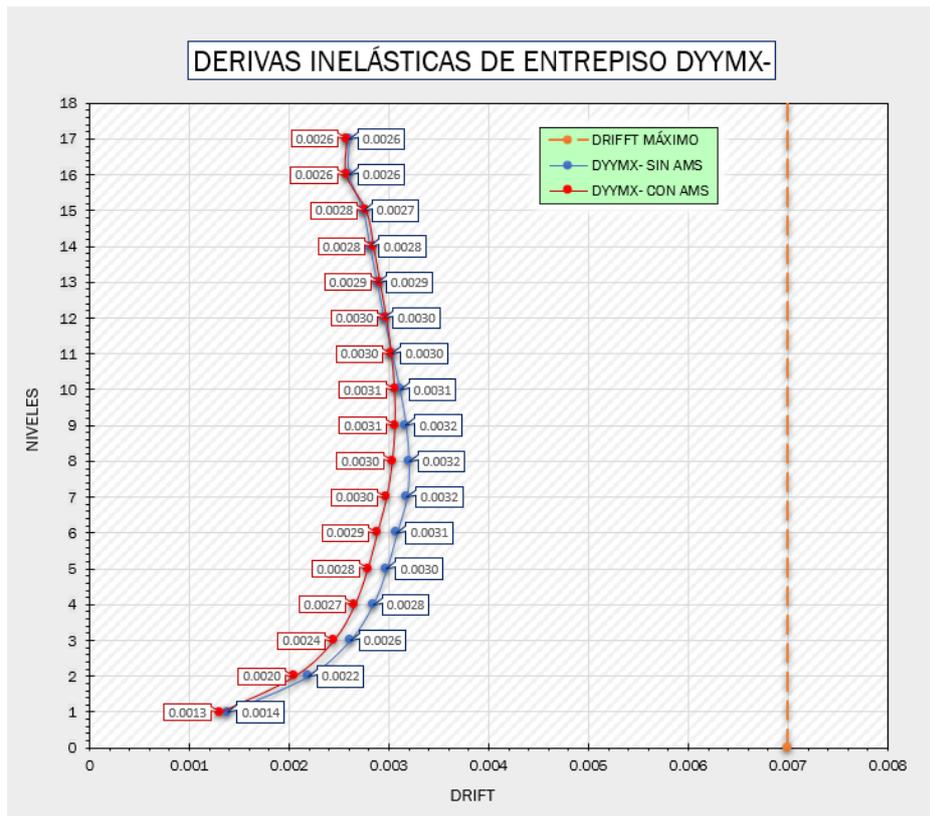


Figura 114. Derivas inelásticas dirección Y-Y excentricidad negativa.

Las figuras previamente expuestas, representan en color azul la línea curva sin AMS y en rojo la curva con AMS. Cabe recalcar que para la dirección X-X sin el AMS en ambas excentricidades las curvas superan el límite establecido por la norma E.030 (0.007), estos valores que superan se pueden observar en las figuras 111 y 112, del techo 4 al 10. Debido a este margen se priorizó optimizar el comportamiento de la estructura en esa dirección, para cumplir parámetros de la normativa. En base a esta evaluación podemos decir que se mejoraron las derivas inelásticas cumpliendo parámetros de normativa E.030 y la efectividad del AMS.

#### 4.2.2.4. RATIO DE IRREGULARIDAD TORSIONAL CON Y SIN AMS

Se obtuvieron los resultados de la torsión para ambas direcciones, pues su importancia es necesaria ya que el amortiguador de masa sintonizada genera una ratio extra que debe cumplir con los parámetros de irregularidades para que sea efectivo nuestra aplicación. Para obtener estos valores se usó el caso de deriva para ambas direcciones (DXXMY+, DXXMY-, DYYMX+, DYYMX-).

**Tabla 48: Ratios de torsión con y sin AMS dirección x-x.**

Piso	Caso	Ratio sin AMS	Ratio con AMS	% Variación
T17	DXXMY+	1.010	1.010	0.00%
T16	DXXMY+	1.017	1.017	0.00%
T15	DXXMY+	1.070	1.066	0.38%
T14	DXXMY+	1.072	1.068	0.37%
T13	DXXMY+	1.073	1.069	0.37%
T12	DXXMY+	1.073	1.069	0.37%
T11	DXXMY+	1.073	1.070	0.28%
T10	DXXMY+	1.073	1.070	0.28%
T9	DXXMY+	1.073	1.070	0.28%
T8	DXXMY+	1.073	1.070	0.28%
T7	DXXMY+	1.073	1.070	0.28%
T6	DXXMY+	1.072	1.069	0.28%
T5	DXXMY+	1.072	1.069	0.28%
T4	DXXMY+	1.071	1.068	0.28%
T3	DXXMY+	1.069	1.067	0.19%
T2	DXXMY+	1.065	1.063	0.19%
T1	DXXMY+	1.074	1.071	0.28%

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 49: Ratios de torsión con y sin AMS dirección y-y.**

Piso	Caso	Ratio sin AMS	Ratio con AMS	% Variación
T17	DXXMY+	1.007	1.003	0.40%
T16	DXXMY+	1.004	1.003	0.10%
T15	DXXMY+	1.029	1.019	0.98%
T14	DXXMY+	1.024	1.014	0.99%
T13	DXXMY+	1.016	1.009	0.69%
T12	DXXMY+	1.008	1.016	-0.79%
T11	DXXMY+	1.003	1.024	-2.05%
T10	DXXMY+	1.010	1.032	-2.13%
T9	DXXMY+	1.018	1.042	-2.30%
T8	DXXMY+	1.027	1.053	-2.47%
T7	DXXMY+	1.036	1.063	-2.54%
T6	DXXMY+	1.043	1.071	-2.61%
T5	DXXMY+	1.051	1.081	-2.78%
T4	DXXMY+	1.061	1.092	-2.84%
T3	DXXMY+	1.069	1.101	-2.91%
T2	DXXMY+	1.086	1.119	-2.95%
T1	DXXMY+	1.104	1.139	-3.07%

Fuente: Elaboración propia.

Las tablas reflejan que hubo reducciones en la variación de ratios máxima en la dirección x-x de 0.38% en el entrepiso 15 y una disminución en la dirección y-y de

0.99% en el entrepiso 14 y un aumento en el entrepiso 1 de 3.07%, sin embargo, este aumento no es tan significativo y está dentro de los parámetros que nos establece la norma E.030.

#### 4.2.2.5. FUERZA CORTANTE DE ENTREPISO CON Y SIN AMS

En la siguiente tabla se muestra los resultados de la fuerza cortante representado unidades de toneladas fuerza (tonf.) con y sin la incorporación de AMS.

**Tabla 50: Fuerza cortante en x-x e y-y con y sin AMS.**

FUERZA CORTANTE POR SISMO EN AMBAS DIRECCIONES								
PISO	SISXX MY+ SIN AMS (tonf)	SISXX MY- SIN AMS (tonf)	SISXX MY+ CON AMS (tonf)	SISXX MY- CON AMS (tonf)	SISYY MX+ SIN AMS (tonf)	SISYY MX- SIN AMS (tonf)	SISYY MX+ CON AMS (tonf)	SISYY MX- CON AMS (tonf)
T17	17.6	17.7	17.1	17.2	24.7	22.7	23.5	22.0
T16	38.1	38.3	43.4	43.6	56.2	50.0	68.8	59.1
T15	86.8	87.1	89.6	89.9	135.6	116.0	143.4	121.9
T14	141.8	142.3	140.7	141.1	236.3	199.0	235.8	199.3
T13	185.2	185.8	180.1	180.4	325.0	271.1	316.5	265.8
T12	219.4	220.2	210.2	210.6	403.5	334.1	387.3	323.5
T11	247.0	247.9	233.5	233.9	473.2	389.9	450.0	374.1
T10	270.0	271.1	252.3	252.8	535.5	439.6	505.7	419.0
T9	290.5	291.7	268.7	269.2	591.4	484.2	555.7	459.3
T8	309.9	311.3	284.4	285.0	641.6	524.5	600.7	495.8
T7	329.5	331.0	300.9	301.5	686.6	560.9	641.3	529.0
T6	349.8	351.3	318.6	319.2	726.7	593.6	677.7	559.1
T5	370.7	372.2	337.6	338.3	762.0	622.9	710.0	586.4
T4	391.6	393.1	357.4	358.0	792.3	648.4	738.1	610.4
T3	411.5	413.0	376.7	377.2	817.2	669.8	761.4	630.8
T2	431.7	433.2	396.6	397.2	839.0	689.0	782.1	649.4
T1	444.9	446.4	410.0	410.6	851.8	700.9	794.4	661.1
S1	1080.0	1054.1	986.3	961.7	783.2	636.7	731.2	604.0
S2	68.2	65.6	63.6	61.2	162.0	131.4	151.3	125.2

Fuente: Elaboración propia.

Se puede apreciar que la máxima reducción se da en la dirección x-x, en el entrepiso 6 de 351.30 tonf a 319.20 tonf con excentricidad positiva y de 351.30 tonf a 319.20 tonf con excentricidad negativa, comparado con la reducción de en la dirección y-y de 792.3 tonf a 738.1 tonf para excentricidad positiva y de 648.10 tonf a 610.4 tonf con excentricidad negativa en el entrepiso 04.

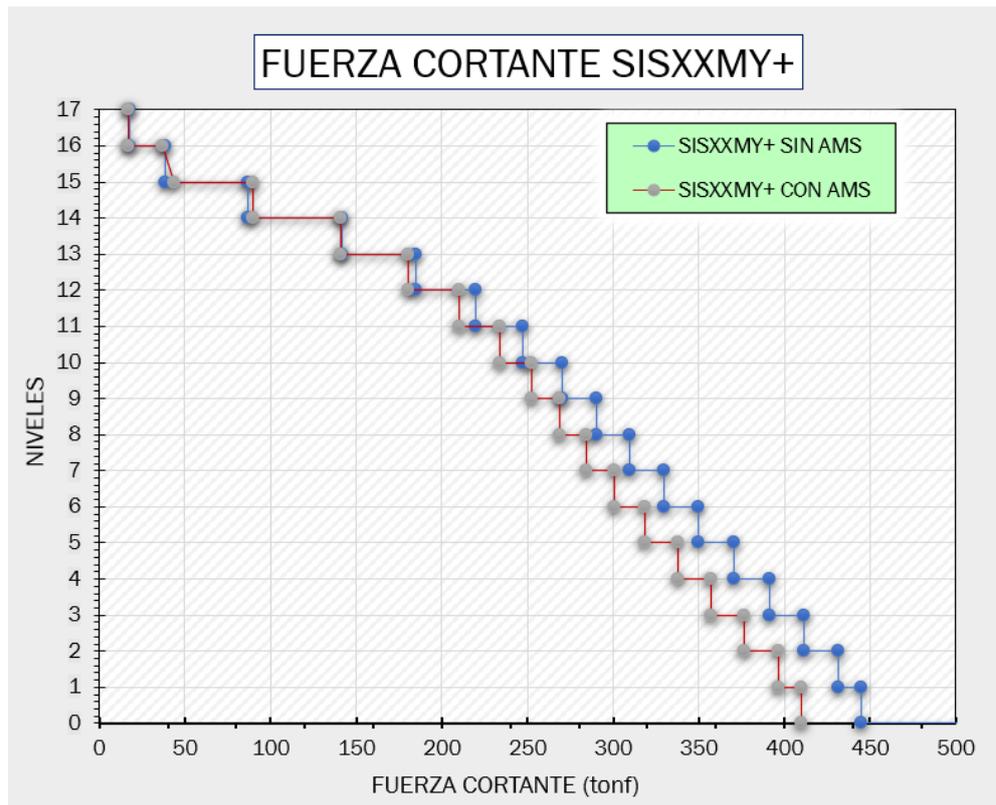


Figura 115. Comparativa fuerza cortante x-x excentricidad positiva.

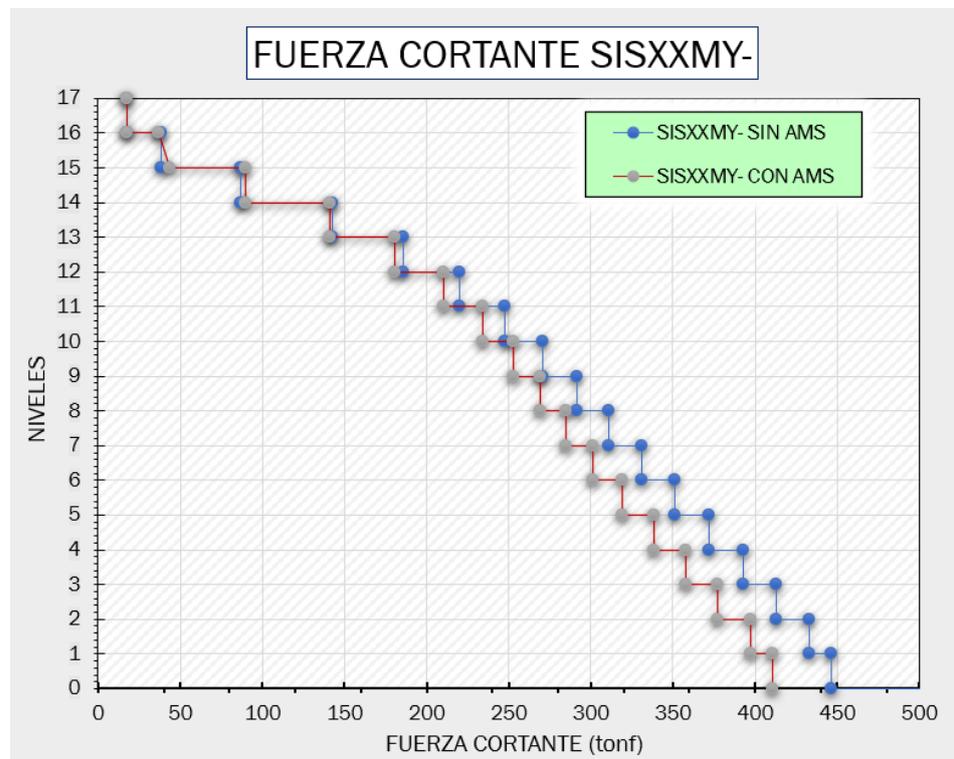


Figura 116. Comparativa fuerza cortante x-x excentricidad negativa.

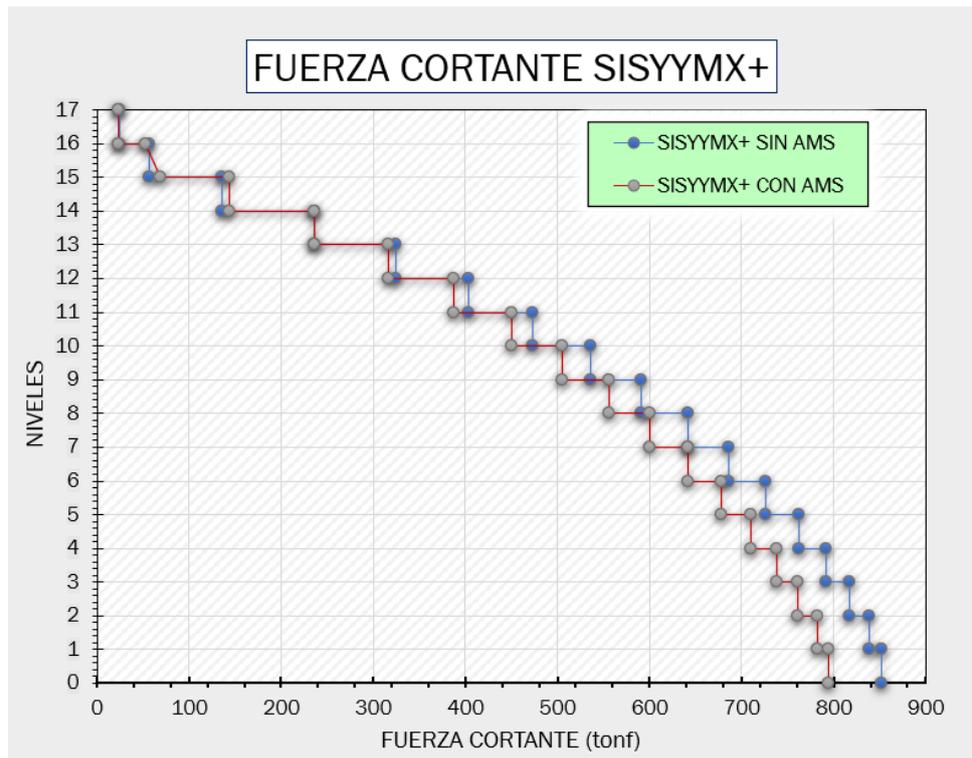


Figura 117. Comparativa fuerza cortante y-y excentricidad positiva.

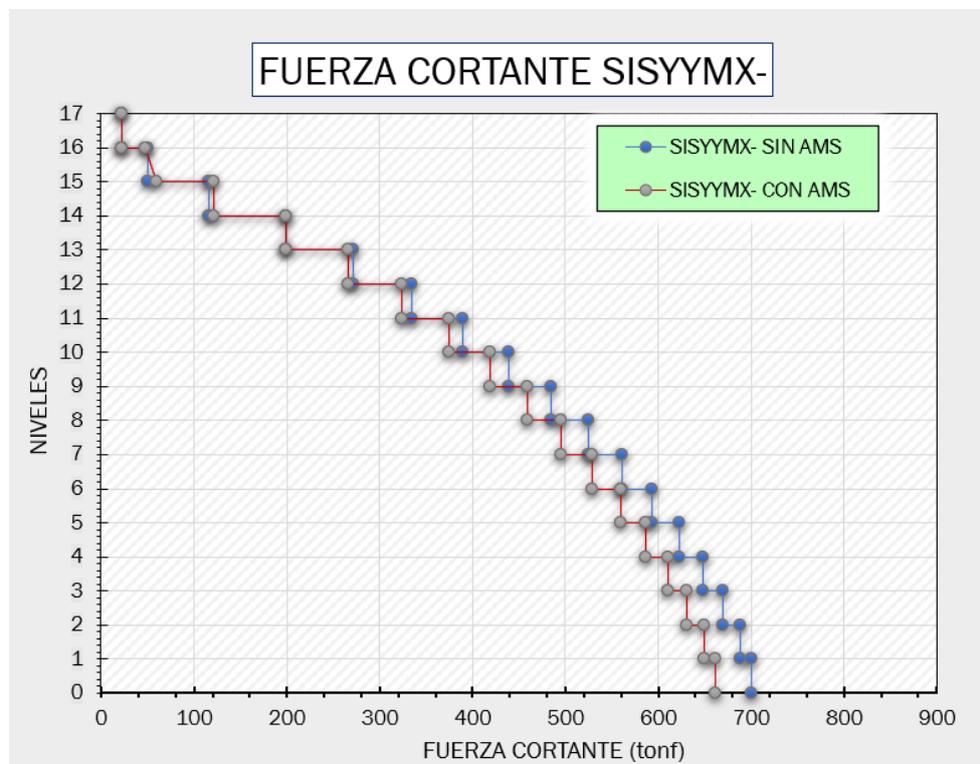


Figura 118. Comparativa fuerza cortante y-y excentricidad negativa.

Las figuras reflejan una mejor apreciación de la reducción de fuerza cortante para la dirección x-x representado en color rojo con AMS y color azul sin AMS, que comparado con la dirección y-y su reducción no es tan significativa.

### 4.2.3. INFLUENCIA DE LA UBICACIÓN DEL AMS

Las siguientes tablas reflejan el resultado del análisis de los 10 casos detalladas en el ítem 4.1.10.2, contrastando la reducción más significativa entre cada una de ellas. Además, se empleó los casos de derivas para ambas direcciones con excentricidades positivas y negativas (DXXMY+, DXXMY-, DYYMX+, y DYYMX-). Por otro lado, las derivas inelásticas de entrepiso se compararon con el cumplimiento del máximo límite de distorsión de entrepiso igual a 0.007 según la norma E.030.

**Tabla 51: Derivas inelásticas de la estructura caso 1, 2.**

CASO 1					CASO 2				
Piso	DXX MY+	DXX MY-	DYY MX+	DYY MX-	Piso	DXX MY+	DXX MY-	DYY MX+	DYY MX-
T17	0.0052	0.0053	0.0025	0.0023	T17	0.0056	0.0057	0.0026	0.0023
T16	0.0054	0.0054	0.0025	0.0024	T16	0.0058	0.0057	0.0026	0.0023
T15	0.0056	0.0053	0.0025	0.0024	T15	0.0059	0.0057	0.0026	0.0024
T14	0.0058	0.0055	0.0026	0.0025	T14	0.0061	0.0060	0.0026	0.0024
T13	0.0060	0.0057	0.0026	0.0027	T13	0.0064	0.0063	0.0027	0.0025
T12	0.0062	0.0060	0.0027	0.0028	T12	0.0067	0.0065	0.0027	0.0026
T11	0.0064	0.0062	0.0027	0.0028	T11	0.0069	0.0068	0.0028	0.0027
T10	0.0066	0.0063	0.0027	0.0029	T10	0.0072	0.0070	0.0028	0.0028
T9	0.0067	0.0064	0.0028	0.0030	T9	0.0073	0.0071	0.0028	0.0028
T8	0.0068	0.0065	0.0028	0.0030	T8	0.0074	0.0072	0.0028	0.0028
T7	0.0068	0.0065	0.0027	0.0030	T7	0.0074	0.0073	0.0027	0.0028
T6	0.0067	0.0064	0.0026	0.0029	T6	0.0074	0.0072	0.0026	0.0027
T5	0.0066	0.0063	0.0025	0.0028	T5	0.0073	0.0071	0.0025	0.0026
T4	0.0064	0.0061	0.0024	0.0026	T4	0.0071	0.0069	0.0024	0.0025
T3	0.0060	0.0058	0.0022	0.0024	T3	0.0067	0.0065	0.0022	0.0023
T2	0.0054	0.0053	0.0018	0.0020	T2	0.0060	0.0059	0.0018	0.0019
T1	0.0033	0.0032	0.0011	0.0013	T1	0.0037	0.0035	0.0011	0.0012

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 52: Derivas inelásticas de la estructura caso 3, 4.**

CASO 3					CASO 4				
Piso	DXX MY+	DXX MY-	DYY MX+	DYY MX-	Piso	DXX MY+	DXX MY-	DYY MX+	DYY MX-
T17	0.0052	0.0052	0.0028	0.0024	T17	0.0055	0.0055	0.0025	0.0024
T16	0.0053	0.0053	0.0028	0.0024	T16	0.0057	0.0056	0.0025	0.0024
T15	0.0056	0.0052	0.0027	0.0025	T15	0.0057	0.0057	0.0026	0.0025
T14	0.0058	0.0054	0.0028	0.0026	T14	0.0060	0.0060	0.0026	0.0026
T13	0.0060	0.0056	0.0029	0.0027	T13	0.0062	0.0062	0.0027	0.0026
T12	0.0062	0.0058	0.0029	0.0028	T12	0.0065	0.0065	0.0027	0.0027
T11	0.0064	0.0060	0.0030	0.0029	T11	0.0067	0.0067	0.0028	0.0028
T10	0.0066	0.0062	0.0030	0.0030	T10	0.0069	0.0069	0.0028	0.0028
T9	0.0067	0.0063	0.0030	0.0030	T9	0.0070	0.0070	0.0028	0.0028
T8	0.0067	0.0063	0.0030	0.0030	T8	0.0071	0.0071	0.0027	0.0028
T7	0.0067	0.0063	0.0030	0.0030	T7	0.0071	0.0071	0.0027	0.0027
T6	0.0066	0.0063	0.0028	0.0029	T6	0.0071	0.0070	0.0025	0.0026
T5	0.0065	0.0062	0.0027	0.0028	T5	0.0069	0.0069	0.0024	0.0025
T4	0.0063	0.0060	0.0026	0.0027	T4	0.0067	0.0067	0.0023	0.0023
T3	0.0060	0.0057	0.0024	0.0025	T3	0.0064	0.0063	0.0021	0.0021
T2	0.0054	0.0052	0.0020	0.0021	T2	0.0057	0.0057	0.0017	0.0017
T1	0.0033	0.0031	0.0012	0.0013	T1	0.0035	0.0034	0.0011	0.0011

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 53: Derivas inelásticas de la estructura caso 5, 6.**

CASO 5					CASO 6				
Piso	DXX MY+	DXX MY-	DYY MX+	DYY MX-	Piso	DXX MY+	DXX MY-	DYY MX+	DYY MX-
T17	0.0057	0.0057	0.0025	0.0024	T17	0.0054	0.0053	0.0022	0.0022
T16	0.0059	0.0058	0.0025	0.0025	T16	0.0055	0.0054	0.0022	0.0022
T15	0.0061	0.0058	0.0025	0.0026	T15	0.0054	0.0056	0.0022	0.0022
T14	0.0063	0.0060	0.0026	0.0027	T14	0.0057	0.0058	0.0023	0.0023
T13	0.0066	0.0063	0.0027	0.0028	T13	0.0059	0.0061	0.0023	0.0024
T12	0.0068	0.0065	0.0028	0.0029	T12	0.0062	0.0063	0.0023	0.0025
T11	0.0071	0.0067	0.0029	0.0030	T11	0.0064	0.0065	0.0024	0.0026
T10	0.0073	0.0069	0.0030	0.0031	T10	0.0066	0.0067	0.0024	0.0026
T9	0.0074	0.0071	0.0030	0.0031	T9	0.0068	0.0069	0.0025	0.0027
T8	0.0075	0.0072	0.0030	0.0031	T8	0.0069	0.0070	0.0025	0.0027
T7	0.0075	0.0072	0.0030	0.0031	T7	0.0069	0.0070	0.0025	0.0027
T6	0.0074	0.0071	0.0029	0.0030	T6	0.0068	0.0069	0.0024	0.0026
T5	0.0073	0.0070	0.0028	0.0029	T5	0.0067	0.0067	0.0023	0.0025
T4	0.0071	0.0068	0.0026	0.0028	T4	0.0065	0.0065	0.0022	0.0024
T3	0.0067	0.0064	0.0024	0.0025	T3	0.0061	0.0061	0.0020	0.0022
T2	0.0060	0.0058	0.0020	0.0021	T2	0.0055	0.0055	0.0016	0.0018
T1	0.0037	0.0035	0.0013	0.0013	T1	0.0033	0.0033	0.0010	0.0012

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 54: Derivas inelásticas de la estructura caso 7, 8.**

CASO 7					CASO 8				
Piso	DXX MY+	DXX MY-	DYY MX+	DYY MX-	Piso	DXX MY+	DXX MY-	DYY MX+	DYY MX-
T17	0.0057	0.0057	0.0031	0.0026	T17	0.0052	0.0053	0.0029	0.0026
T16	0.0058	0.0058	0.0031	0.0026	T16	0.0054	0.0054	0.0029	0.0026
T15	0.0059	0.0059	0.0031	0.0028	T15	0.0056	0.0053	0.0029	0.0028
T14	0.0062	0.0061	0.0032	0.0029	T14	0.0058	0.0055	0.0030	0.0028
T13	0.0064	0.0064	0.0032	0.0029	T13	0.0060	0.0057	0.0030	0.0029
T12	0.0067	0.0066	0.0033	0.0030	T12	0.0062	0.0060	0.0031	0.0030
T11	0.0070	0.0069	0.0033	0.0031	T11	0.0064	0.0062	0.0032	0.0030
T10	0.0072	0.0071	0.0034	0.0031	T10	0.0066	0.0063	0.0033	0.0031
T9	0.0073	0.0072	0.0034	0.0032	T9	0.0067	0.0064	0.0033	0.0031
T8	0.0074	0.0073	0.0034	0.0032	T8	0.0068	0.0065	0.0033	0.0030
T7	0.0074	0.0073	0.0034	0.0032	T7	0.0068	0.0065	0.0033	0.0030
T6	0.0074	0.0072	0.0032	0.0031	T6	0.0067	0.0064	0.0032	0.0029
T5	0.0072	0.0071	0.0031	0.0030	T5	0.0066	0.0063	0.0031	0.0028
T4	0.0070	0.0069	0.0029	0.0028	T4	0.0064	0.0062	0.0029	0.0027
T3	0.0066	0.0065	0.0027	0.0026	T3	0.0060	0.0058	0.0027	0.0024
T2	0.0060	0.0059	0.0022	0.0022	T2	0.0054	0.0053	0.0022	0.0021
T1	0.0037	0.0036	0.0014	0.0014	T1	0.0033	0.0032	0.0014	0.0013

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 55: Derivas inelásticas de la estructura caso 9, 10.**

CASO 9					CASO 10				
Piso	DXX MY+	DXX MY-	DYY MX+	DYY MX-	Piso	DXX MY+	DXX MY-	DYY MX+	DYY MX-
T17	0.0057	0.0057	0.0025	0.0026	T17	0.0053	0.0053	0.0029	0.0026
T16	0.0058	0.0058	0.0025	0.0026	T16	0.0054	0.0054	0.0029	0.0026
T15	0.0059	0.0057	0.0025	0.0028	T15	0.0055	0.0054	0.0029	0.0028
T14	0.0061	0.0060	0.0025	0.0029	T14	0.0058	0.0056	0.0030	0.0028
T13	0.0064	0.0062	0.0026	0.0030	T13	0.0060	0.0059	0.0030	0.0029
T12	0.0066	0.0065	0.0026	0.0030	T12	0.0062	0.0061	0.0031	0.0030
T11	0.0069	0.0067	0.0026	0.0031	T11	0.0064	0.0063	0.0032	0.0030
T10	0.0071	0.0069	0.0027	0.0031	T10	0.0066	0.0064	0.0033	0.0031
T9	0.0073	0.0071	0.0026	0.0031	T9	0.0067	0.0066	0.0033	0.0031
T8	0.0074	0.0072	0.0026	0.0031	T8	0.0068	0.0066	0.0033	0.0030
T7	0.0074	0.0072	0.0025	0.0030	T7	0.0068	0.0066	0.0033	0.0030
T6	0.0073	0.0071	0.0024	0.0029	T6	0.0067	0.0066	0.0032	0.0029
T5	0.0072	0.0070	0.0023	0.0028	T5	0.0066	0.0064	0.0031	0.0028
T4	0.0070	0.0068	0.0021	0.0026	T4	0.0064	0.0063	0.0029	0.0027
T3	0.0066	0.0064	0.0019	0.0023	T3	0.0061	0.0059	0.0027	0.0024
T2	0.0059	0.0058	0.0015	0.0019	T2	0.0055	0.0053	0.0022	0.0020
T1	0.0036	0.0035	0.0010	0.0012	T1	0.0033	0.0032	0.0014	0.0013

Fuente: Elaboración propia.

Debemos resaltar que, empleamos 10 casos con ubicaciones aleatorias en el techo del último nivel, tomando como premisa y limitante la ubicación del AMS en los elementos como vigas y/o columnas ya definidas, ya que el edificio ya está construido y no podemos ubicar el AMS en la losa por ser de aproximadamente 68 tonf.

Ahora, de los resultados, se puede apreciar que cada caso es único y particular; pues, al tener diferentes ubicaciones, alturas e incluso variación en las medidas del bloque de AMS, las derivas disminuyen e incluso aumentan. Además, para determinar la ubicación óptima se utilizó estrategias como en la colocación de caso de derivas en el software EtabsV18, el cual nos arroja resultados en cada coordenada del sistema y sepamos donde está la máxima deriva para su control. Por otro lado, podemos asegurar que el caso 10 es el óptimo, pues las máximas derivas que se daban en el entrepiso 7 bajan considerablemente. Por un lado, en la dirección x-x con excentricidad positiva de 0.0068 y negativa de 0.0066. Por otro lado, para la dirección y-y con excentricidad positiva de 0.0033 y negativa de 0.0029, que a comparación de no tener el AMS la diferencia es significativa.

En base a esta información, el caso 10 es el óptimo por su ubicación estratégica y las grandes reducciones que se observaron a lo largo del desarrollo de la presente investigación, además a continuación analizaremos los esfuerzos que se producen en los elementos estructurales y su respuesta frente a acciones sísmicas y su relación con su diseño en cuanto al refuerzo.

#### **4.2.4. ESFUERZOS ACTUANTES EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

Lo que sigue es el reflejo del efecto, de colocar el macizo del bloque de concreto del AMS en el último nivel y la variación del esfuerzo provocado en los elementos estructurales tales como vigas, muros y columnas. Para esta evaluación se hará de un solo AMS puesto que la estructura es simétrica en el eje Y para lo cual se evalúa la necesidad o no, de reforzamiento en estos elementos.

##### **A. VIGAS**

Para hallar los esfuerzos máximos en las vigas, se determinó el piso crítico realizando una combinación de envolvente el cual engloba 5 combinaciones:

Combinación 1:  $1.4CM+1.7CV$ , Combinación 2:  $1.25(CM+CV) + CS_x$ ,

Combinación 3:  $1.25(CM+CV) + CS_y$ , Combinación 4:  $0.9CM+CS_x$ ,

Combinación 5:  $0.9CM+CS_y$ ,

Donde: CM=Carga Muerta, CV=Carga Viva, CS=Carga de Sismo.

Ya establecidos las combinaciones se determinó los esfuerzos en cada nivel por envolvente, resultando como más crítico el entrepiso 06. A continuación se muestran las figuras con la ubicación de las vigas y los diagramas de momento flector y cortante, así como también las tablas de los momentos flectores máximos y cortantes tanto positivos como negativos en una comparativa del uso y no uso del AMS.

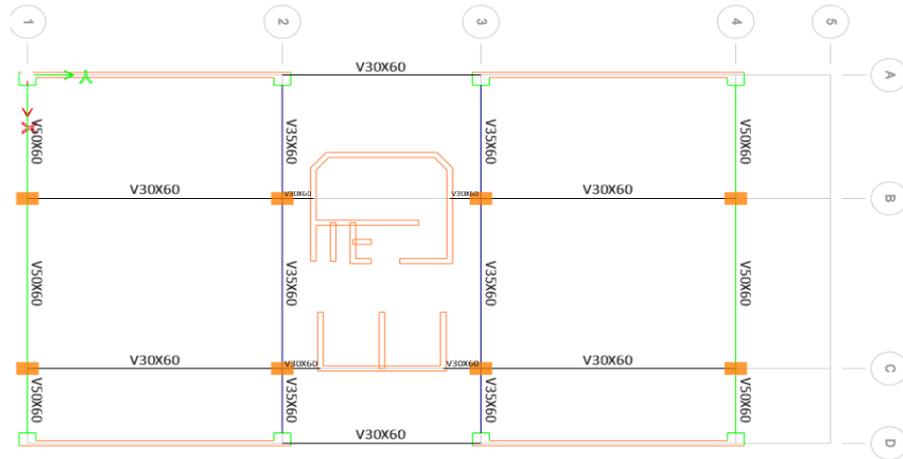


Figura 119.Ubicación de vigas de la edificación

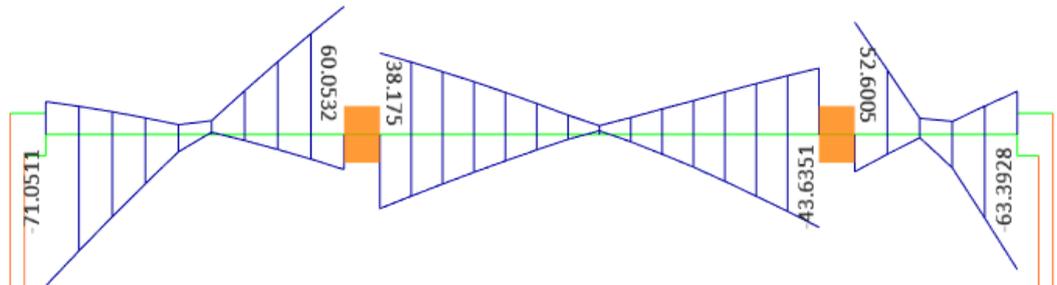


Figura 120.Envolvente de DMF (tonf-m) sin AMS viga eje 4

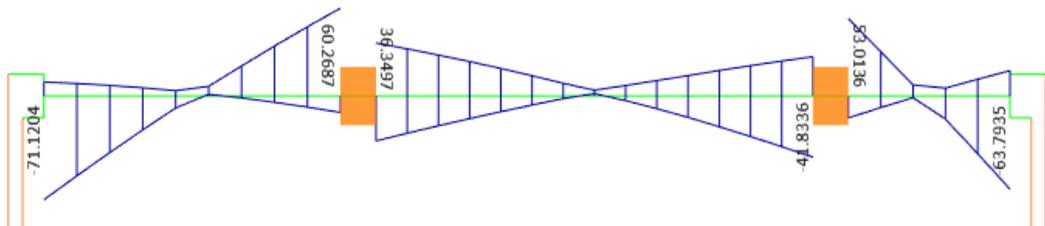


Figura 121.Envolvente de DMF (tonf-m) con AMS viga eje 4

La figura 120 refleja el diagrama momento flector para la viga ubicada en el eje 4 para una combinación de envolvente, resultando valores considerables, donde el máximo valor es de 71.051tonf-m. La figura 121 refleja el diagrama momento flector también de la viga del eje 4 pero con la aplicación del AMS mostrando reducciones en los apoyos.

**Tabla 56: Comparativa con y sin AMS en momentos flectores máximos en vigas del entrespiso 06**

<b>VIGA</b>	<b>Momento Máximo Positivo sin AMS (tonf-m)</b>	<b>Momento Máximo Positivo con AMS (tonf-m)</b>	<b>Variación (%)</b>	<b>Momento Máximo Negativo sin AMS (tonf-m)</b>	<b>Momento Máximo Negativo con AMS (tonf-m)</b>	<b>Variación (%)</b>
<b>V50X60 EJE 1</b>	54.94	53.73	2.25%	65.84	63.88	3.07%
<b>V35X60 EJE 2</b>	34.61	32.11	7.79%	39.80	37.14	7.16%
<b>V35X60 EJE 3</b>	35.95	33.56	7.12%	41.18	38.64	6.57%
<b>V50X60 EJE 4</b>	62.96	60.26	4.48%	74.15	71.12	4.26%
<b>V30X60 EJE A</b>	18.33	19.47	-5.86%	22.51	23.66	-4.86%
<b>V30X60 EJE B</b>	52.22	52.27	-0.10%	25.31	25.31	0.01%
<b>V30X60 EJE C</b>	41.34	41.34	0.01%	21.00	21.01	-0.05%
<b>V30X60 EJE D</b>	16.97	16.62	2.11%	20.94	20.59	1.70%

**Fuente: Elaboración propia.**

En la tabla 56 se muestra la variación de los momentos flectores máximos tanto positivos como negativos representada en porcentajes en cada uno de los ejes donde está ubicado las vigas. En base a esta información; podemos afirmar que, la viga del eje 4 es la que se encuentra sometida a mayores esfuerzos, pues presenta sin usar AMS un momento negativo máximo de 74.15 tonf-m y momento positivo máximo de 62.96 tonf-m. Ahora, con el AMS se reduce a 60.26 tonf-m logrando una reducción de 4.48% para momento máximo positivo y para momento máximo positivo de 71.12 tonf-m logrando una reducción de 4.26%.

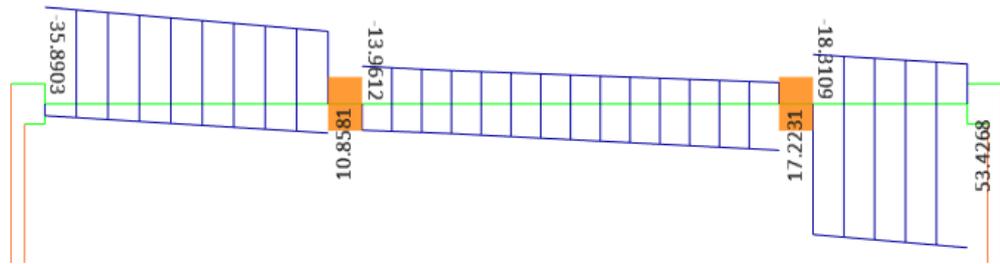


Figura 122. Envoltente de DFC (tonf) sin AMS viga eje 4

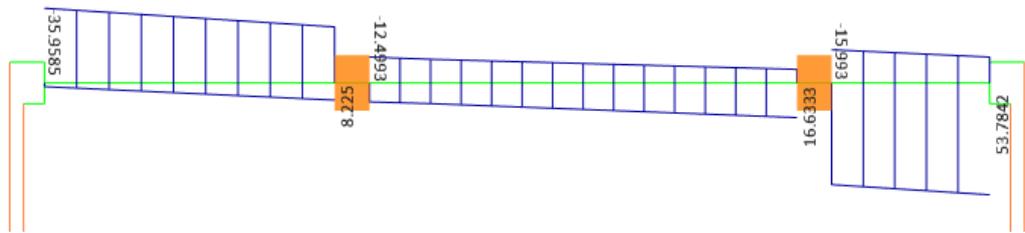


Figura 123. Envoltente de DFC (tonf) con AMS viga eje 4

En la figura 122 podemos apreciar el diagrama de fuerza cortante para la viga 4 sin aplicar el AMS resultando cortantes máximas en el último tramo de la viga, esto debido al corto tramo el cual representa estos valores. Ahora, en la figura 123 podemos apreciar las fuerzas cortantes luego de aplicar el AMS resultando importantes valores reducidos.

**Tabla 57: Comparativa con y sin AMS en fuerzas cortantes máximos en vigas del entrepiso 06**

EJE	Fuerza Cortante Negativo sin AMS (tonf)	Fuerza Cortante Negativo con AMS (tonf)	Variación (%)	Fuerza Cortante Positivo sin AMS (tonf)	Fuerza Cortante Positivo con AMS (tonf)	Variación (%)
V50X60 EJE 1	33.45	32.65	2.45%	11.67	10.75	8.56%
V35X60 EJE 2	20.20	18.96	6.54%	13.14	11.94	10.05%
V35X60 EJE 3	20.85	19.67	6.00%	12.28	11.12	10.43%
V50X60 EJE 4	37.33	35.95	3.84%	9.79	8.22	19.10%
V30X60 EJE A	7.29	7.61	-4.20%	7.65	7.97	-4.02%
V30X60 EJE B	36.79	36.80	-0.03%	33.65	33.64	0.03%
V30X60 EJE C	30.59	30.59	0.01%	28.68	28.67	0.03%
V30X60 EJE D	7.11	7.01	1.43%	7.20	7.10	1.41%

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 57 se muestran las fuerzas cortantes que actúan sobre las vigas, de las cuales se puede apreciar que la viga del eje B de sección 30x60 es la que presenta mayor cortante sin AMS (36.79 tonf) y con AMS (36.80 tonf), esto se debe al tramo en el cual el AMS está ubicado y tiene influencia pues las cargas se transmitieron hasta este nivel en un mínimo porcentaje. Además, la variación en porcentajes del uso de AMS no es tan notorio en este tramo, pero si en la viga del eje 4 pues se logra una reducción del 3.84% para cortante negativo y 19.10% para cortante positivo.

## B. COLUMNAS

Para las columnas los esfuerzos máximos resultaron en el nivel 1 tanto para sismo en X e Y. Las siguientes tablas y figuras reflejan la comparativa entre el uso y no uso de AMS para las columnas. Cabe recalcar que se ubicó las columnas por ejes el cual podemos apreciarlo en la figura 47. Además, se aplicó el caso de fuerzas de sismo tanto para excentricidades positivas como negativas. Para considerar este caso ingresamos al software el factor del resultado de  $Z*U*S*g/R = (0.35*1*1.15*9.81/6) = 0.774$  para sismo x e y.

**Tabla 58: Comparativa con y sin AMS para fuerza axial en columnas dirección X-X**

EJE	Fuerza Axial por sismo X excentricidad positiva sin AMS (tonf)	Fuerza Axial por sismo X excentricidad positiva con AMS (tonf)	Variación (%)	Fuerza Axial por sismo X excentricidad negativa sin AMS (tonf)	Fuerza Axial por sismo X excentricidad negativa con AMS (tonf)	Variación (%)
1	80.69	79.96	0.91%	109.22	106.79	2.28%
2	28.59	28.26	1.17%	30.27	29.82	1.51%
3	30.45	30.00	1.50%	28.75	28.39	1.27%
4	83.53	81.83	2.08%	61.56	60.88	1.12%

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 59: Comparativa con y sin AMS para fuerza axial en columnas dirección X-X**

EJE	Fuerza Axial por sismo Y excentricidad positiva sin AMS (tonf)	Fuerza Axial por sismo Y excentricidad positiva con AMS (tonf)	Variación (%)	Fuerza Axial por sismo Y excentricidad negativa sin AMS (tonf)	Fuerza Axial por sismo Y excentricidad negativa con AMS (tonf)	Variación (%)
1	164.84	144.76	13.87%	175.38	126.5	38.64%
2	79.77	63.09	26.44%	67.03	58.8	14.00%
3	82.43	65.06	26.70%	71.49	62.81	13.82%
4	134.74	117.57	14.60%	140.28	101.96	37.58%

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 60: Comparativa con y sin AMS para fuerza axial en columnas dirección Y-Y**

<b>EJE</b>	<b>Fuerza Axial por sismo X excentricidad positiva sin AMS (tonf)</b>	<b>Fuerza Axial por sismo X excentricidad positiva con AMS (tonf)</b>	<b>Variación (%)</b>	<b>Fuerza Axial por sismo X excentricidad negativa sin AMS (tonf)</b>	<b>Fuerza Axial por sismo X excentricidad negativa con AMS (tonf)</b>	<b>Variación (%)</b>
<b>B</b>	43.36	42.45	2.14%	51.55	50.52	2.04%
<b>C</b>	83.53	81.63	2.33%	109.22	106.79	2.28%

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 61: Comparativa con y sin AMS para fuerza axial en columnas dirección Y-Y**

<b>EJE</b>	<b>Fuerza Axial por sismo Y excentricidad positiva sin AMS (tonf-m)</b>	<b>Fuerza Axial por sismo Y excentricidad positiva con AMS (tonf-m)</b>	<b>Variación (%)</b>	<b>Fuerza Axial por sismo Y excentricidad negativa sin AMS (tonf-m)</b>	<b>Fuerza Axial por sismo Y excentricidad negativa con AMS (tonf-m)</b>	<b>Variación (%)</b>
<b>B</b>	89.28	71.12	2.14%	83.55	73.32	2.04%
<b>C</b>	164.84	144.76	2.33%	175.38	126.5	2.28%

Fuente: Elaboración propia.

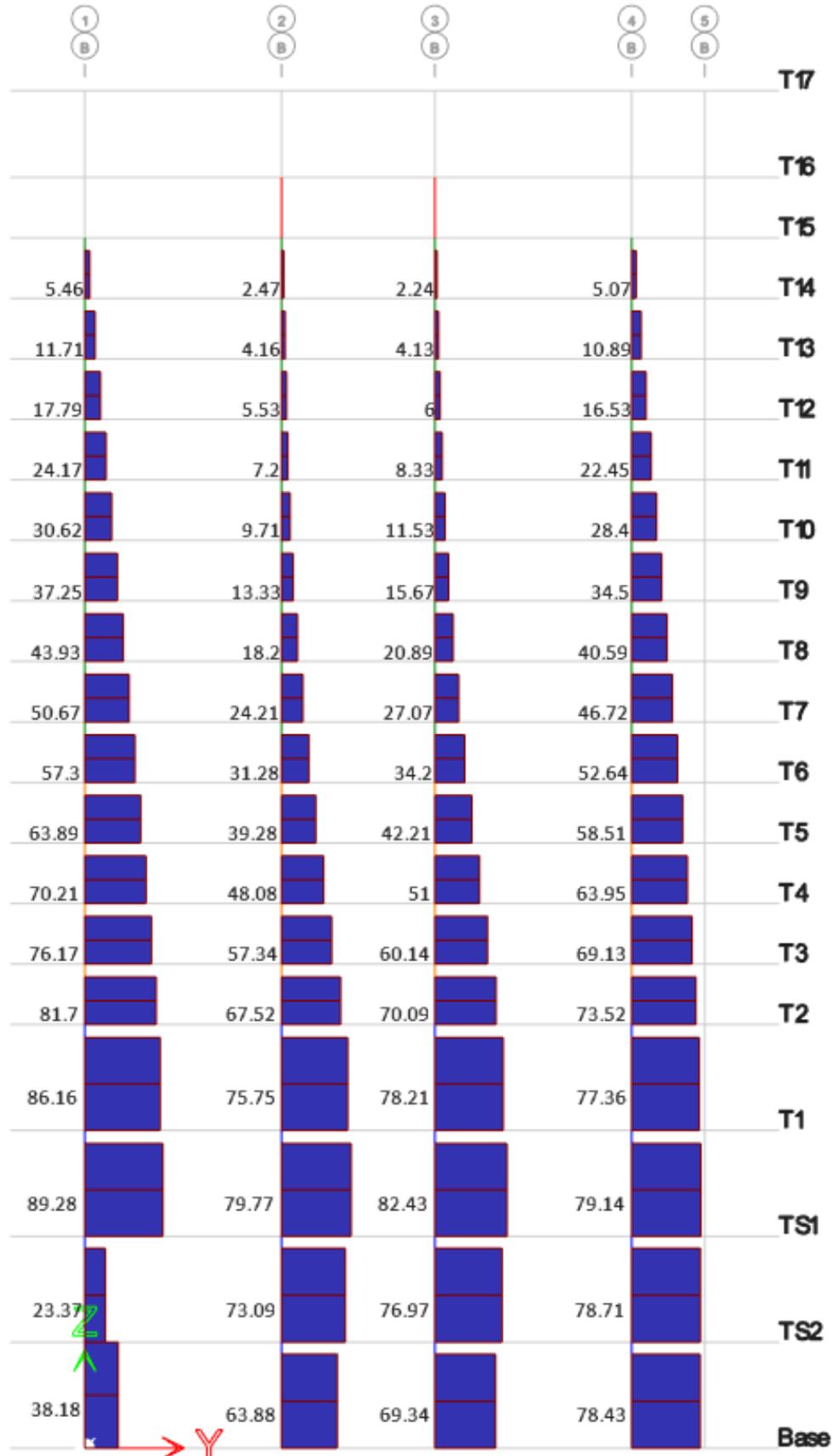


Figura 124.DFA para caso sismo (tonf) sin AMS en columnas del eje B

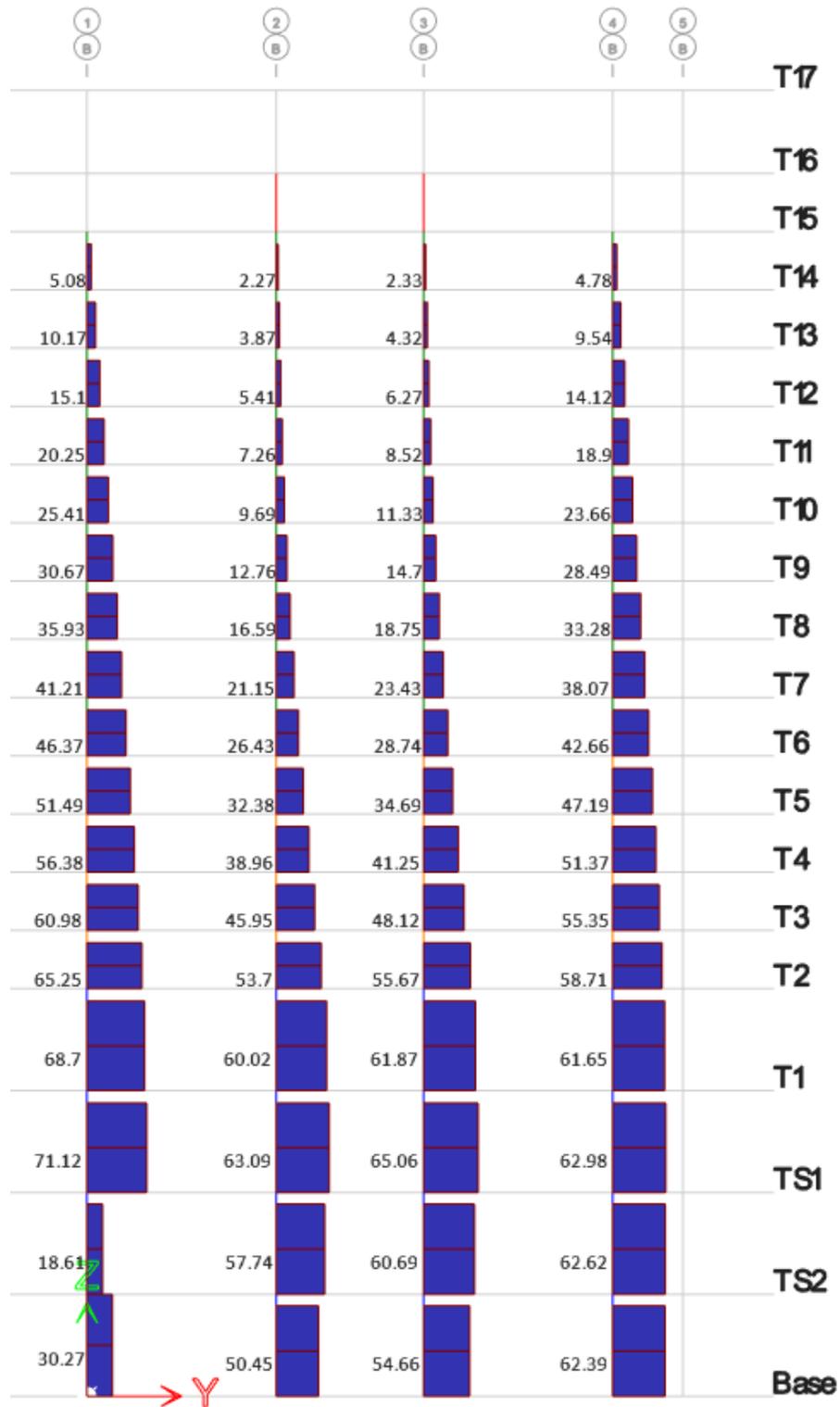


Figura 125.DFA para caso sismo (tonf) con AMS en columnas del eje B

Las figuras 124 y 125 muestran que efectivamente los esfuerzos axiales máximos se produjeron en el piso 1 para las columnas del eje B. En cuanto a las tablas 58, 59, 60 y 61 reflejan la comparativa entre el uso y no uso del AMS para todos los ejes donde están ubicadas las columnas reflejando una máxima reducción 38.64% en el eje 1 para la dirección X con excentricidad negativa.

### C. MUROS

En cuanto a los muros los valores de la máxima fuerza axial por casos de sismo en X e Y corresponden también al piso 1 pues es allí donde se dan estos esfuerzos máximos. Cabe recalcar que la distribución y codificación de muros van etiquetados como se muestra en la figura 126.

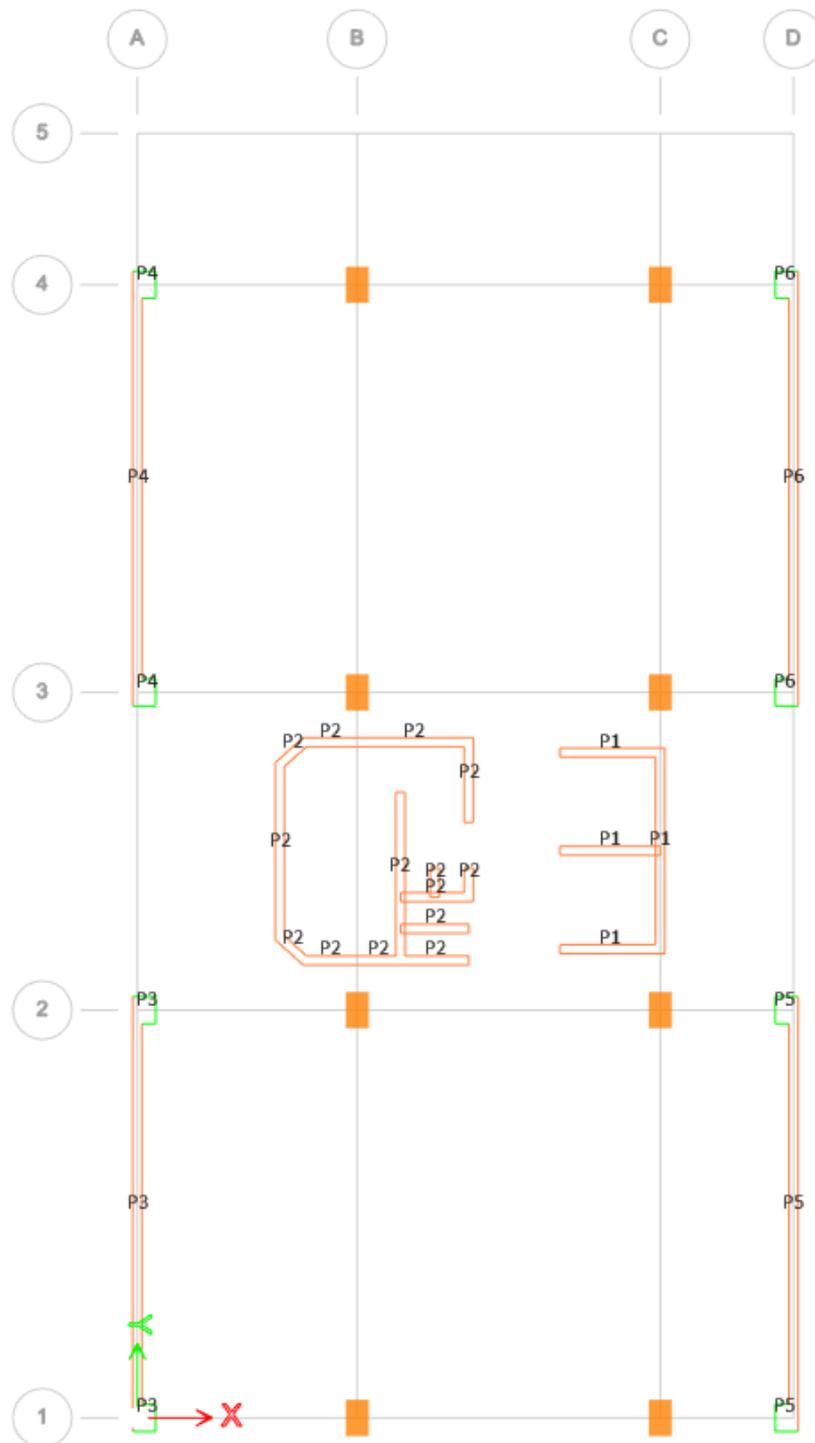


Figura 126. Codificación de placas mediante "Piers"

**Tabla 62: Comparativa con y sin AMS para fuerza axial en muros por sismo en X**

ID	Fuerza Axial por sismo X excentricidad positiva sin AMS (tonf)	Fuerza Axial por sismo X excentricidad positiva con AMS (tonf)	Variación (%)	Fuerza Axial por sismo X excentricidad negativa sin AMS (tonf)	Fuerza Axial por sismo X excentricidad negativa con AMS (tonf)	Variación (%)
P1	1.36	1.32	3.03%	1.97	1.32	49.24%
P2	8.23	6.63	24.13%	16.08	11.43	40.68%
P3	123.26	103.8	18.75%	111.33	86.36	28.91%
P4	132.98	110.51	20.33%	114.5	91.99	24.47%
P5	273.45	219.66	24.49%	222.45	192.7	15.44%
P6	305.48	246.74	23.81%	247.91	211.26	17.35%

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 63: Comparativa con y sin AMS para fuerza axial en muros por sismo en Y**

ID	Fuerza Axial por sismo Y excentricidad positiva sin AMS (tonf)	Fuerza Axial por sismo Y excentricidad positiva con AMS (tonf)	Variación (%)	Fuerza Axial por sismo Y excentricidad negativa sin AMS (tonf)	Fuerza Axial por sismo Y excentricidad negativa con AMS (tonf)	Variación (%)
P1	260.95	257.05	1.52%	261.57	257.53	1.57%
P2	167.63	165.95	1.01%	172.19	170.19	1.18%
P3	326.61	324.1	0.77%	337.79	334.49	0.99%
P4	332.45	329.38	0.93%	325.42	322.65	0.86%
P5	462.49	457.71	1.04%	474.61	469.05	1.19%
P6	451.07	446.26	1.08%	445.84	441.04	1.09%

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 62 podemos apreciar los valores para fuerza axial en las placas para un sismo en X. Ahora, los resultados reflejan que no hubo tanto impacto en esta dirección pues la tabla 63 muestra mayores fuerzas axiales para sismo Y ya que también la mayor concentración en longitud de muros está en esta dirección. Además, los esfuerzos axiales máximos que se dan en P3 con 337.79 tonf., P4 con 332.45 tonf., P5 con 474.61 tonf. y P6 con 451.07 tonf. las cuales son las placas o muros que tienen mayores responsabilidades sísmicas por su misma orientación en el eje Y. Por otro lado, la variación en porcentaje se apreció más significativamente en la dirección x con reducciones máximas de 49.24% y mínimas de 3.03% para todos los muros.

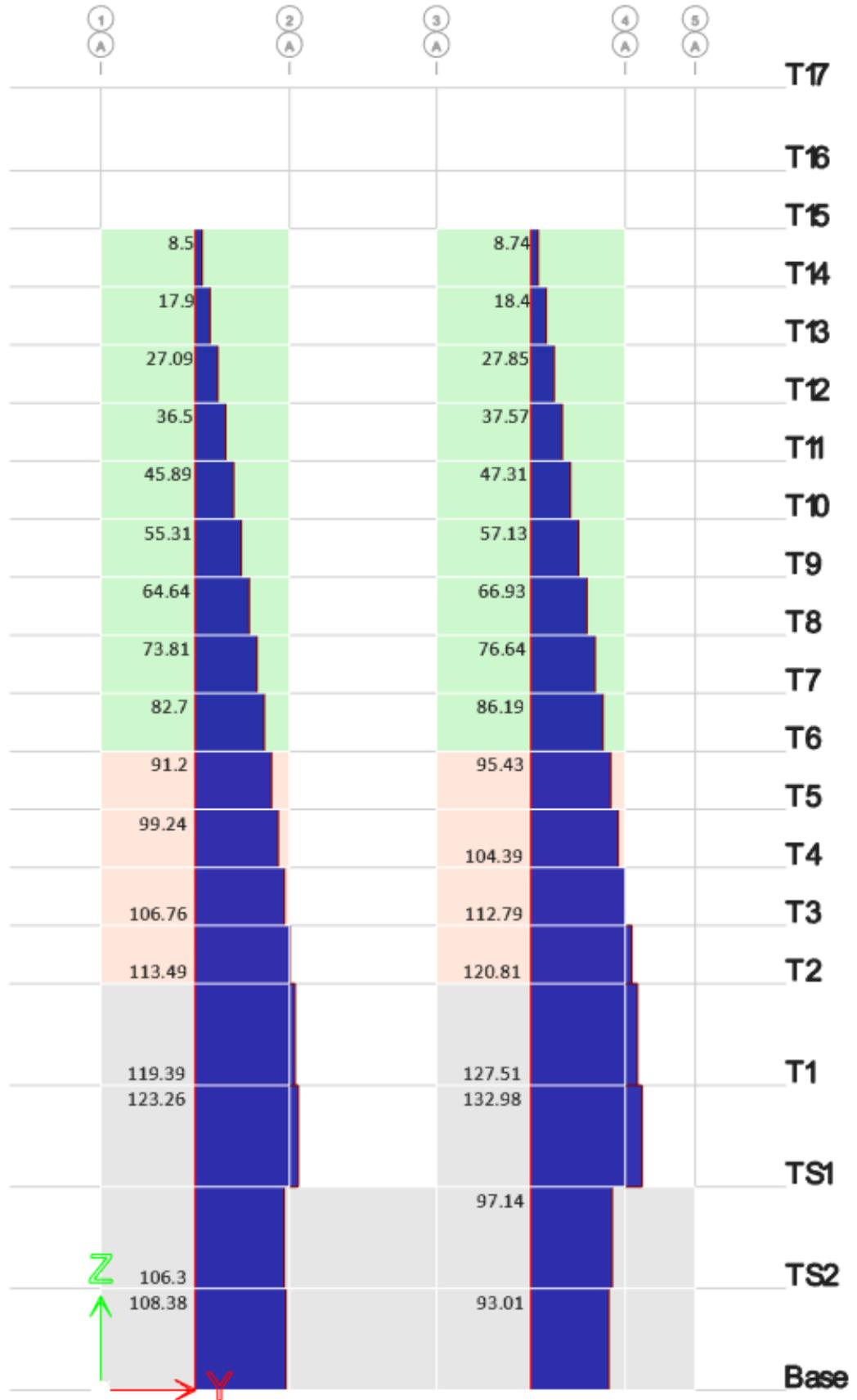


Figura 127.DFA para caso de sismo (tonf) sin AMS muro del eje D

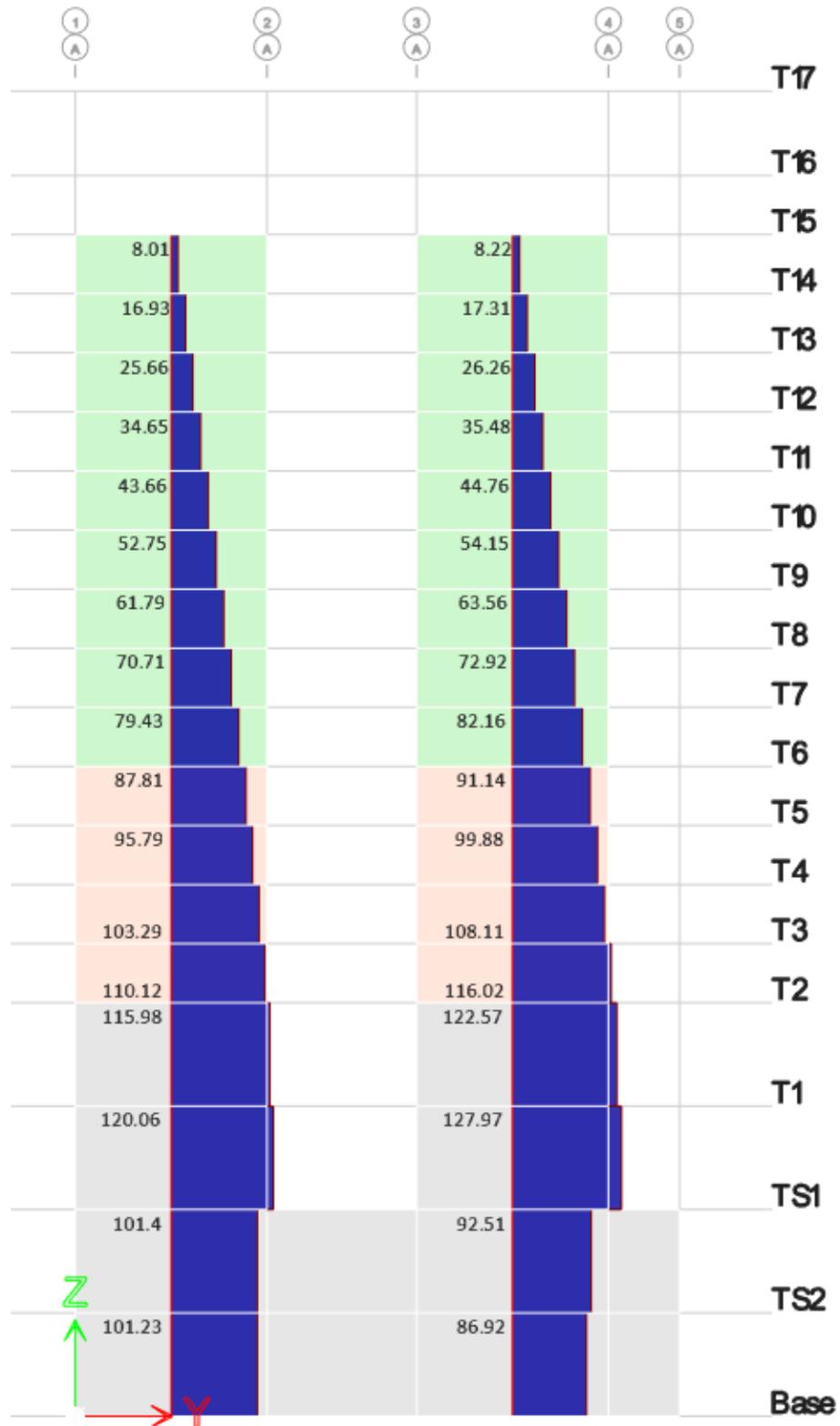


Figura 128.DFA para caso de sismo (tonf) con AMS en muro del eje A

Las figuras 127 y 128 muestran la elevación del muro del eje A reflejando los esfuerzos axiales, donde el mayor es producido en el nivel 1 resultando los valores de los muros con mas responsabilidad sísmica.

Por otro lado, lo que sigue es el análisis de los esfuerzos que sufren los elementos directamente en contacto con el macizo del AMS en el entrepiso 15, puesto que en ese nivel se ubicará los bloques de AMS y por tal motivo se evaluará directamente los elementos estructurales que tengan esta incidencia.

## VIGAS

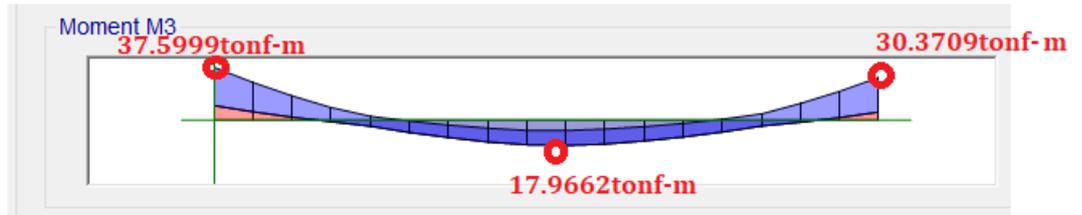


Figura 129. Envolvente de DMF sin AMS viga eje B en el piso 15

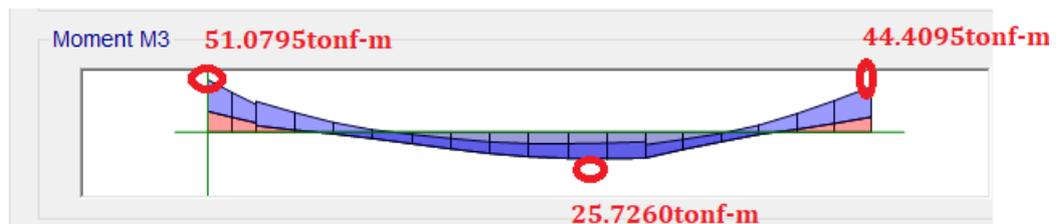


Figura 130. Envolvente de DMF con AMS viga eje B en el piso 15

**Tabla 64:** Comparativa con y sin AMS en momentos flectores máximos en viga del eje B del entrepiso 15

EJE	Momento Negativo sin AMS (tonf-m)	Momento Negativo con AMS (tonf-m)	Variación (%)	Momento Positivo sin AMS (tonf-m)	Momento Positivo con AMS (tonf-m)	Variación (%)
3	37.59	51.07	-26.39%	17.96	25.73	-30.19%
4	30.37	44.40	-31.59%			

Fuente: Elaboración propia

Se puede apreciar que los esfuerzos de momentos negativos en la viga del eje 3 al tener el AMS incluido, aumenta en un porcentaje de 26.39% y para el eje 4 aumenta en 31.59%, en cuanto a los momentos máximos positivos se tiene un incremento porcentual en 30.19%.

A continuación se mostrará los diagramas de fuerza cortante para una combinación de envolvente de la misma viga y su influencia con y sin AMS.

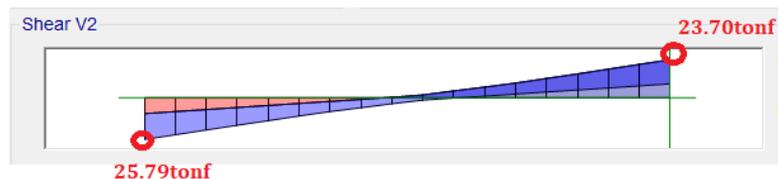


Figura 131. Envoltente de DFC sin AMS viga eje B en el piso 15

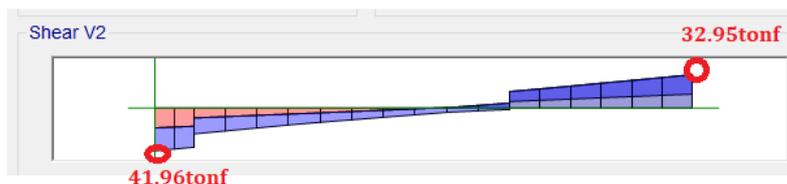


Figura 132. Envoltente de DFC con AMS viga eje B en el piso 15

Tabla 65: Comparativa con y sin AMS en fuerzas cortantes máximas en viga del eje B del entrepiso 15

EJE	Fuerza Cortante Negativo sin AMS (tonf)	Fuerza Cortante Negativo con AMS (tonf)	Variación (%)	Fuerza Cortante Positivo sin AMS (tonf)	Fuerza Cortante Positivo con AMS (tonf)	Variación (%)
3	-	-	-	25.79	41.96	-38.53%
4	23.70	32.95	-28.07%	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

Con relación a las fuerzas cortantes máximas, se produjo un aumento en 28.07% en el eje 4 para cortantes negativas y para el eje 3 hubo un incremento del 38.53% en las cortantes positivas.

Al tener esta premisa de aumento, se vió la necesidad de analizar por cargas de servicio (cargas vivas + cargas muertas en la viga directamente en contacto con el macizo de AMS)

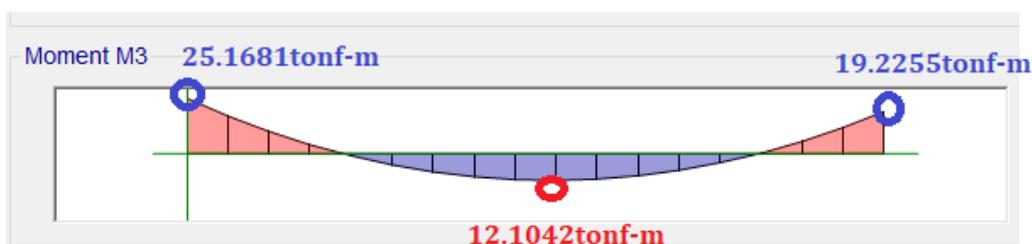


Figura 133. Combinación de servicio sin AMS viga eje B en el piso 15

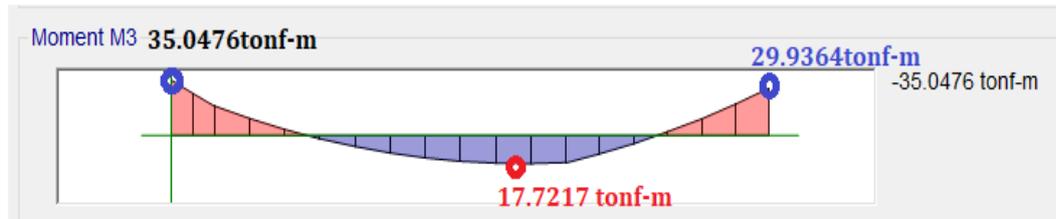


Figura 134. Combinación de servicio con AMS viga eje B en el piso 15

Observando ambos gráficos de momentos por cargas de servicio hacemos una comparativa en la siguiente tabla:

**Tabla 66: Comparativa momentos últimos carga de servicio**

Momento último	Sin AMS (tonf-m)	Con AMS (tonf-m)	% Variación
M1(-)	25.1681	35.0476	-28.18%
M1(+)	12.1042	17.7217	-31.69%
M2(-)	19.2255	29.9364	-35.77%

Fuente: Elaboración propia

Podemos corroborar que sí, efectivamente hubo un incremento en la viga del entrepiso 15 el cual comprometió significativamente a la viga del eje “B” con una variación máxima en aumento de 35.77% para el momento máximo negativo 2. Para lo cual haremos la verificación por fisuración del concreto empleando las condiciones que nos establece la norma E.060 y la ley de Hooke de las cuales derivaremos todas las ecuaciones:

$$\sigma = E * \varepsilon \quad (4.2.2)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \frac{f_s}{E_s} = \frac{f'_c}{E_c} \quad (4.2.3)$$

$$\text{Módulo de rotura } (f_r) = 2\sqrt{f'_c} = 2\sqrt{\frac{210\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 28.89 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (4.2.4)$$

Relación de proporcionalidad

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 * 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{218819.7889 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 9.20$$

Hallaremos para el momento más crítico puesto que si este cumple cumplirá los demás momentos. Momento último máximo negativo por servicio (35.0476tonf-m), donde el área de acero colocado a tracción en la viga del eje “B” (30x60):

$$As1 = 4\phi1=20.4 \text{ cm}^2, As2=3\phi1 = 15.3 \text{ cm}^2; Ast = 7\phi1" = 35.7 \text{ cm}^2$$

- Área de acero convertido a área de concreto

$$Asc = (n - 1) * Ast = (9.20 - 1) * 35.7 \text{ cm}^2 = 292.7712 \text{ cm}^2 \quad (4.2.5)$$

$$As'c = (n - 1) * As1 = (9.20 - 1) * 20.4 \text{ cm}^2 = 167.2978 \text{ cm}^2$$

- $Ab=b*h=60*30=1800 \text{ cm}^2$
- Centro de gravedad de acero

$$d' = 4 \text{ cm} + 0.95 + \frac{2.54}{2} = 6.22 \text{ cm} \quad (4.2.6)$$

$$d1 = 60 \text{ cm} - 4 \text{ cm} + 0.95 + \frac{2.54}{2} = 53.78 \text{ cm} \quad (4.2.7)$$

$$d2 = 60 \text{ cm} - 4 \text{ cm} + 0.95 + 2.54 + \frac{2.54}{2} = 48.7 \text{ cm} \quad (4.2.8)$$

$$d = \frac{As1*d1+As2*d2}{As1+As2} = \frac{15.3*53.78+20.4*48.7}{20.4+15.3} = 51.6029 \text{ cm} \quad (4.2.9)$$

- Cálculo del eje neutro

$$y_o = \frac{(b.h)\left(\frac{h}{2}\right) + (Asc)(d) + (As'c)(d')}{bh + Asc + As'c} \quad (4.2.9)$$

$y_o$

$$= \frac{(30 \text{ cm} * 60 \text{ cm}) * 30 \text{ cm} + (292.7712 \text{ cm}^2 * 51.6029 \text{ cm}) + (167.2978 \text{ cm}^2 * 6.22 \text{ cm})}{(30 \text{ cm} * 60 \text{ cm}) + 292.7712 \text{ cm}^2 + 167.2978 \text{ cm}^2}$$

$$y_o = 31.038 \text{ cm}$$

$$y_t = h - y_o = 60 \text{ cm} - 31.038 \text{ cm} = 28.96 \text{ cm}$$

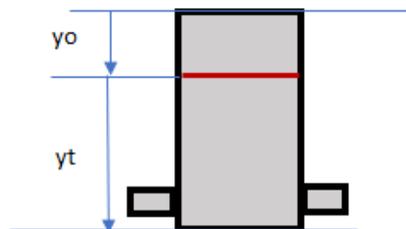


Figura 135. Posición eje neutro

- Momento de Inercia

$$I_g = I_o + (b.h)\left(\frac{h}{2} - y_o\right)^2 + (Asc)(d - y_o)^2 + (As'c)(y_o - d')^2 \quad (4.2.10)$$

$$I_g = \frac{30 * 60^3}{12} + (30 * 60) * (30 - 31.038)^2 + 292.7712 * (51.6029 - 31.038)^2 + 167.2978 * (31.038 - 6.22)^2$$

$$I_g = 768800.53 \text{ cm}^4$$

- Momento por carga de servicio= 35.0476tonf-m

Formula de esfuerzo:

$$\sigma_t = \frac{M * y_t}{I_g} = \frac{35.0476 \text{ tonf-m} * 10^5 \text{ kg-cm} * 28.96 \text{ cm}}{768800.53 \text{ cm}^4} = 132.029 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (4.2.11)$$

Debe cumplir  $\sigma_t < f_r$  para que la viga no se encuentre en estado agrietado por esfuerzo a tracción:

$$\sigma_t < f_r \quad (4.2.12)$$

$$132.029 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 28.98 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I}{(h - y_o)} \quad (4.2.13)$$

$$M_{cr} = \frac{28.98 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 768800.53 \text{ cm}^4}{(60 \text{ cm} - 31.038 \text{ cm})} = 7.69 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_{act} < M_{cr} \quad (4.2.14)$$

$$35.04 \text{ ton} - \text{m} < 7.69 \text{ ton} - \text{m}$$

Por lo tanto el concreto se encuentra en estado agrietado, para lo cual ahora debemos hacer una verificación de esfuerzo a la compresión en la sección verificando  $\sigma_c < 0.45$

$$\sigma_c = \frac{M * y_o}{I_g} = \frac{35.0476 \text{ tonf} - \text{m} * 10^5 \text{ kg} - \text{cm} * 31.038 \text{ cm}}{768800.53 \text{ cm}^4} = 141.495 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$141.495 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 94.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo tanto, al no cumplir ambas condiciones por tracción y compresión quiere decir que el diseño por servicio se encuentra en el estado de agrietamiento en rango elástico para lo cual propondré un diseño de refuerzo con fibra de carbono (FRP). La metodología para usar será conforme a lo que nos establece los códigos de ACI 440-2R-17.

Datos de fibra a usar Sika Cardobur S1512:

- *Espesor de tira de FRP:*  $t_f = 1.2\text{mm}$
- *Resistencia última a tensión de FRP:*  $f'_{fu} = 3100\text{ N/mm}^2$
- *Deformación de falla de FRP:*  $\varepsilon'_{fu} = 0.012$
- *Módulo de elasticidad de FRP:*  $E_f = 16500\text{ N/mm}^2$
- *Número de capas:*  $n_f = 2$
- *Ancho de FRP:*  $w_f = b$
- *Altura efectiva de FRP:*  $d_f = h$
- *Resistencia a la rotura FRP:*  $f_{fu} = 0.95 * f'_{fu}$

Con dichos datos y siguiendo la metodología del ACI 440-2R-17 se obtiene los siguientes resultados:

*Esfuerzo en el acero de refuerzo bajo cargas de servicio:*  $f_{s's}$

$$f_{s's} = 1425.721 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < 0.8 * f_y \quad (4.2.15)$$

$$f_{s's} = 1425.721 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < 3360 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (OK)$$

*Esfuerzo en el refuerzo FRP dentro del rango elástico:*  $f_{f's}$

$$f_{f's} = 370.823 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < 0.55 * f_{fu} \quad (4.2.16)$$

$$f_{f's} = 370.823 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < 16516.853 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (OK)$$

*Esfuerzo en el concreto luego del FRP:*  $f_{c_s}$

$$NORMA E.060(f_{c_s} < 0.45 * f'_c); ACI 440 - 2R - 17(f_{c_s} < 0.60 * f'_c) \quad (4.2.17)$$

$$f_{c_s} = 70.16 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < 94.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (E.060 - OK)$$

$$f_{c_s} = 70.16 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < 126 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (ACI - OK)$$

Por lo tanto propuesto esta metodología de refuerzo, se cumplen las condiciones de verificación tanto para el acero, fibra de carbono y el concreto quedando reforzada de la siguiente manera:

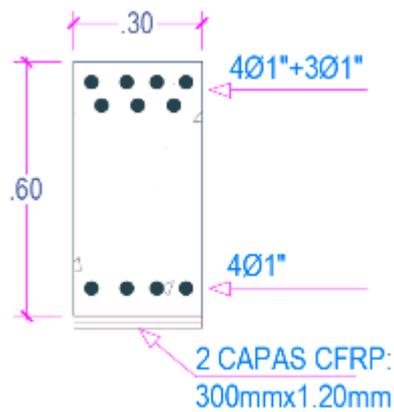


Figura 136. Refuerzo FRP 2 capas

Por otro lado, para el diseño de los aceros se hizo la verificación del momento resistente:

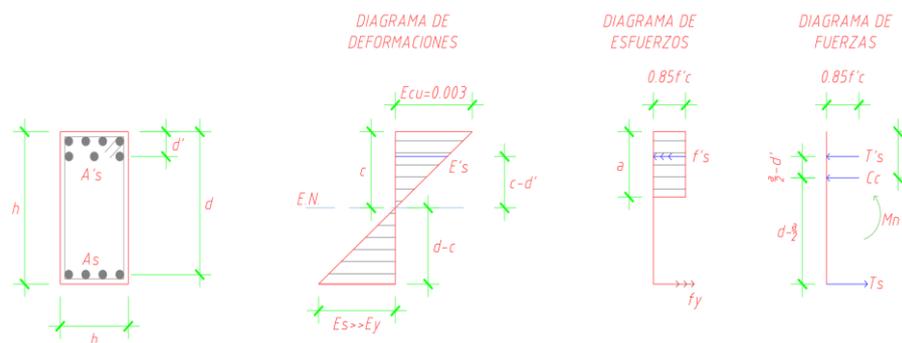


Figura 137. Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas

Datos preliminares:

- $A's = 20.4 \text{ cm}$
- $A_s = 35.7 \text{ cm}$
- $f_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- $E_s = 2.1 \cdot 10^6$
- $b = 30 \text{ cm}$
- $h = 60 \text{ cm}$
- $d = 52 \text{ cm}$
- $d' = 6 \text{ cm}$

Para hallar la profundidad del eje neutro ( $c$ ) y la profundidad del bloque de compresión (a) utilizaremos la siguiente ecuación:

$$A's * E_s * 0.003 * \frac{c-d'}{c} + 0.85f'c * b * c = A_s * f_y \quad (4.2.18)$$

$$20.4 \text{ cm} * 2.1 \times 10^6 * 0.003 * \frac{c - 6 \text{ cm}}{c} + 0.85 \left( \frac{210 \text{ kgf}}{\text{cm}^2} \right) * 30 \text{ cm} * c$$

$$= 35.7 \text{ cm} * \frac{4200 \text{ kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$c = 15.58 \text{ cm}$$

$$a = c * 0.85 = 13.24 \text{ cm}$$

$$\frac{0.003}{c} = \frac{\varepsilon_s}{d-c} = \frac{0.003}{15.58 \text{ cm}} = \frac{\varepsilon_s}{52 \text{ cm} - 15.58 \text{ cm}} \quad (4.2.19)$$

$$\varepsilon_s = 0.0070128$$

Para determinar si el acero fluye debemos verificar  $\varepsilon_s > \varepsilon_y(0.0021)$

$$0.0070128 > 0.0021 \text{ por lo tanto, el acero FLUYE}$$

Ahora, para verificar la resistencia a compresión del acero, primero hallaremos la deformación unitaria del acero a compresión ( $\varepsilon'_s$ ):

$$\frac{0.003}{c} = \frac{\varepsilon'_s}{c - d'} = \frac{0.003}{15.58 \text{ cm}} = \frac{\varepsilon'_s}{15.58 \text{ cm} - 6 \text{ cm}}$$

$$\varepsilon'_s = 0.001845$$

Cálculo de esfuerzo del acero en compresión ( $f's$ ) y debe cumplir ( $f's < f_y$ )

$$f's = E_s * \varepsilon'_s = \frac{2.1 \times 10^6 \text{ kgf}}{\text{cm}^2} * 0.001845 = 3873.813 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (4.2.20)$$

$$3873.813 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ por lo tanto, CUMPLE}$$

Ahora calcularemos el momento nominal de la sección:

$$M_n = A's * f's * \left( \frac{a}{2} - d' \right) + A_s * f_y * \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (4.2.21)$$

$$Mn = 20.4cm * 3873.813 \frac{kgf}{cm^2} * \left( \frac{13.24 cm}{2} - 6cm \right) + 35.7 cm * 4200 \frac{kgf}{cm^2} * \left( 52cm - \frac{13.24 cm}{2} \right)$$

$$Mn = 68.53 tonf - m$$

$$\phi Mn = 0.90 * 68.53 = 61.68 tonf - m \quad (4.2.22)$$

La resistencia nominal debe ser mayor que el momento último:

$$\phi Mn > Mr \quad (4.2.23)$$

$$61.68 tonf - m > 51.08 tonf - m \quad \text{por lo tanto, CUMPLE}$$

Podemos asegurar que el acero planteado previamente en la fase de diseño cumplirá su requerimiento ahora con los bloques de AMS.

## COLUMNAS

En cuanto a las columnas analizaremos las del eje 3 y 4 como sigue en la siguiente tabla:

**Tabla 67: Fuerza axial con y sin AMS en columnas eje B**

<b>EJE</b>	<b>Fuerza Axial por sismo X sin AMS (tonf)</b>	<b>Fuerza Axial por sismo X con AMS (tonf)</b>	<b>Variación (%)</b>	<b>Fuerza Axial por sismo Y sin AMS (tonf)</b>	<b>Fuerza Axial por sismo Y con AMS (tonf)</b>	<b>Variación (%)</b>
<b>3B</b>	0.78	0.78	0.01%	2.24	2.33	-3.86%
<b>4B</b>	1.83	1.67	9.58%	5.07	4.78	6.07%

**Elaboración: Fuente propia**

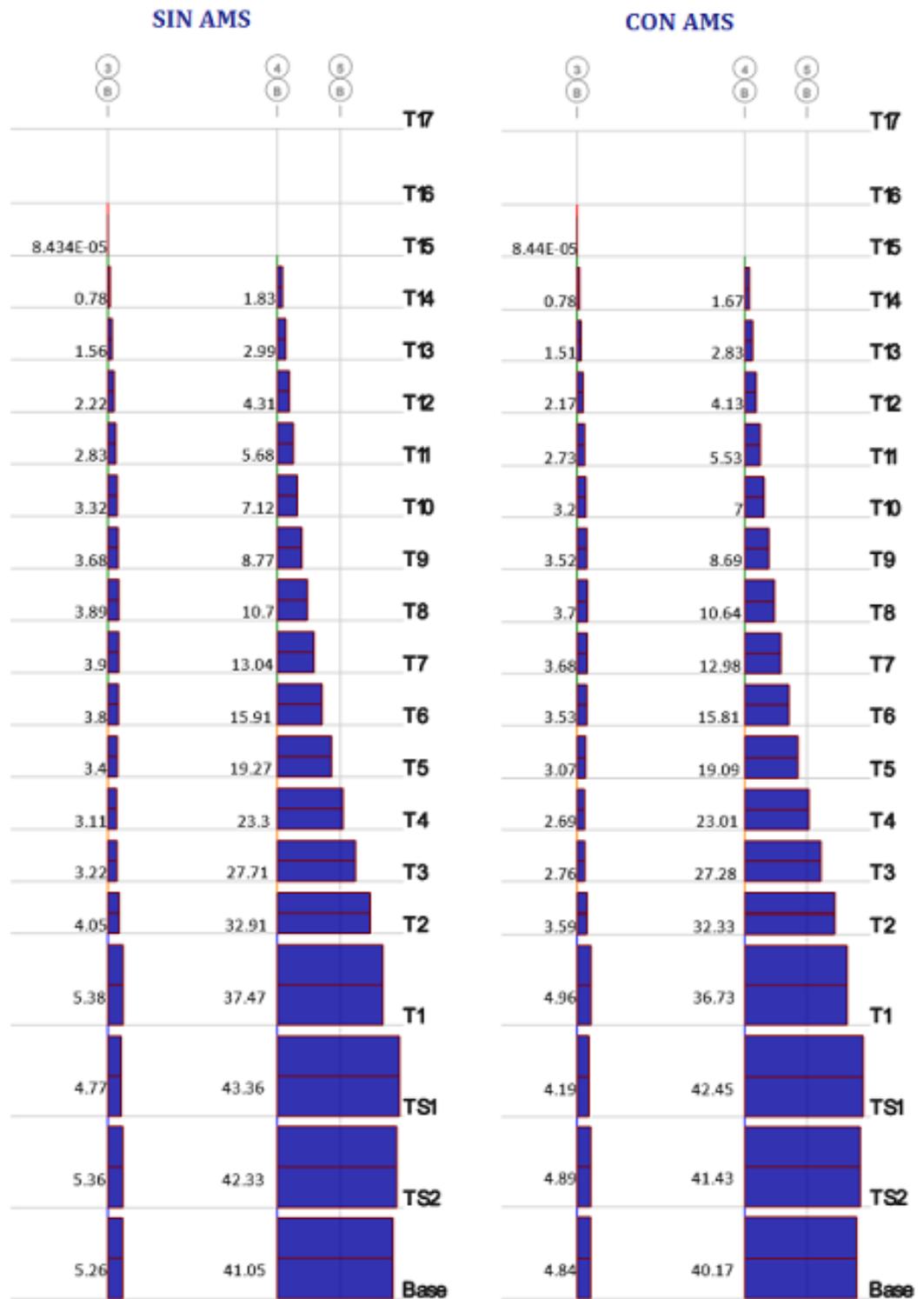


Figura 138.DFA para caso de sismoX sin y con AMS en columnas del eje B

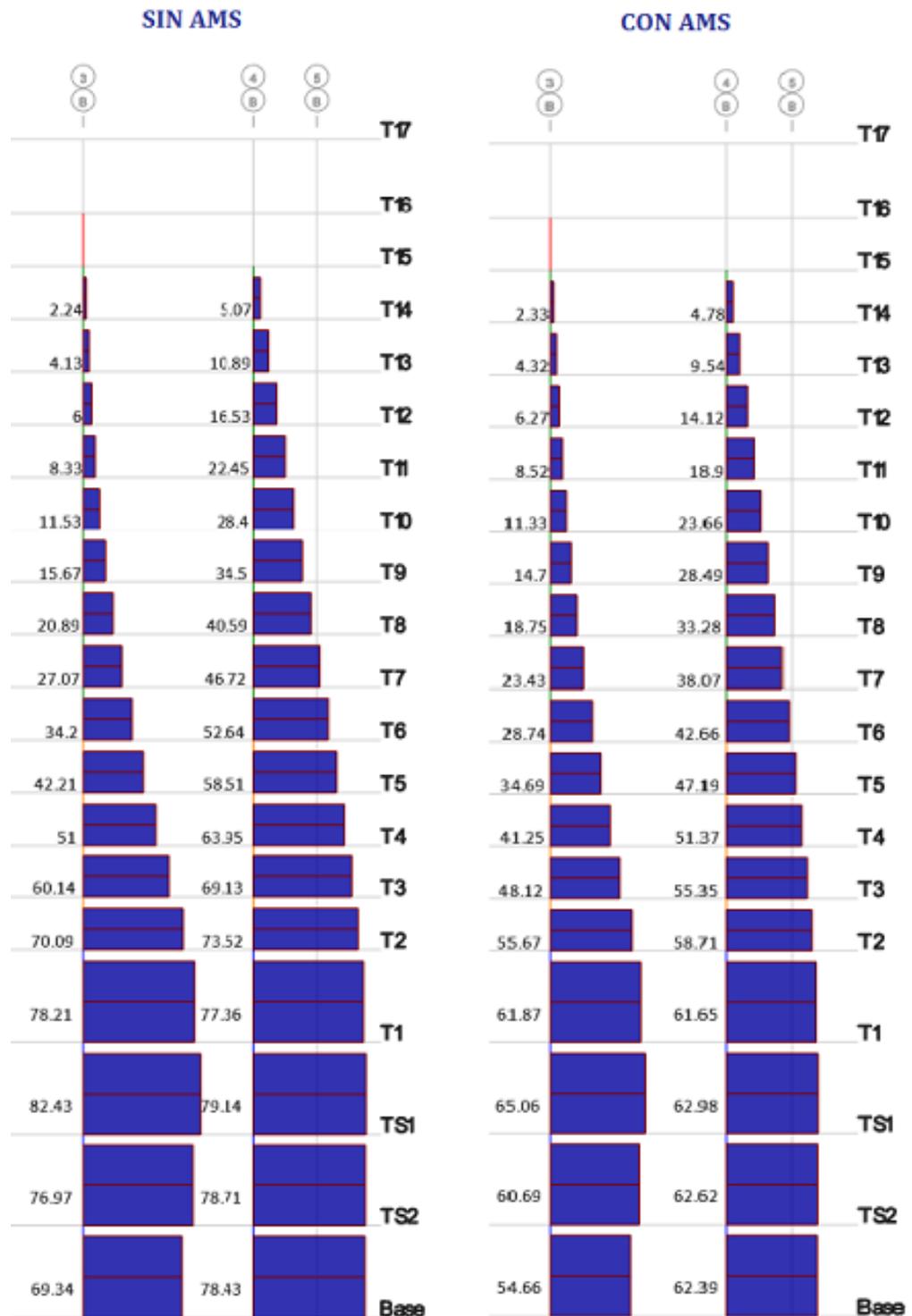


Figura 139.DFA para caso de sismoY sin y con AMS en columnas del eje B

Según la tabla podemos decir que en el nivel 15 para fuerzas axiales, hubo una cierta reducción en el eje 3B para un sismo en X de 0.01% y para el eje 4B una reducción del 9.58%. Ahora para un sismo en Y se tuvo un aumento de 3.86% para el eje 3B y una reducción de 6.07% para el eje 4B.

# MUROS

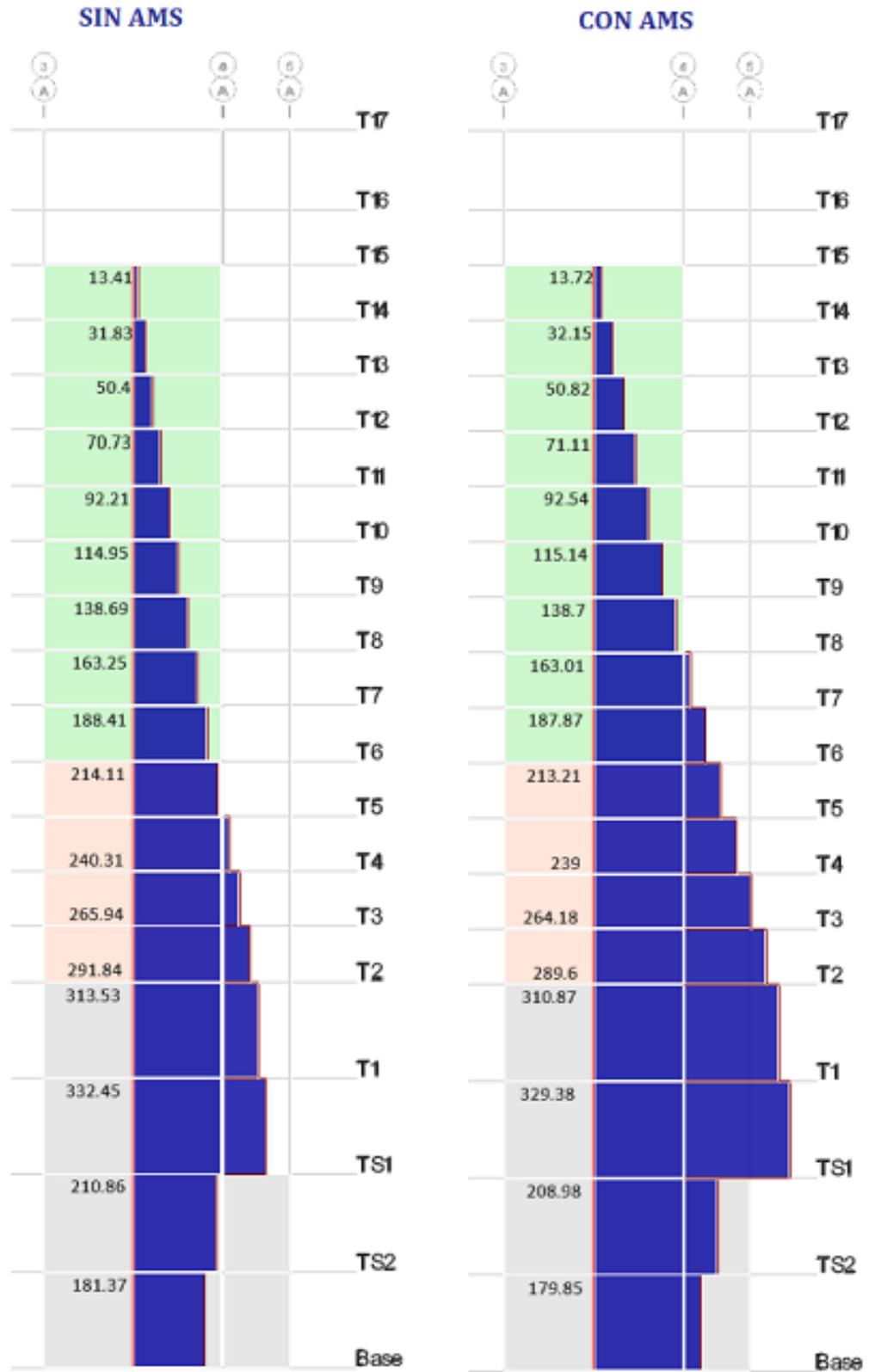


Figura 140.DFA para caso de sismoX sin y con AMS muro del eje A

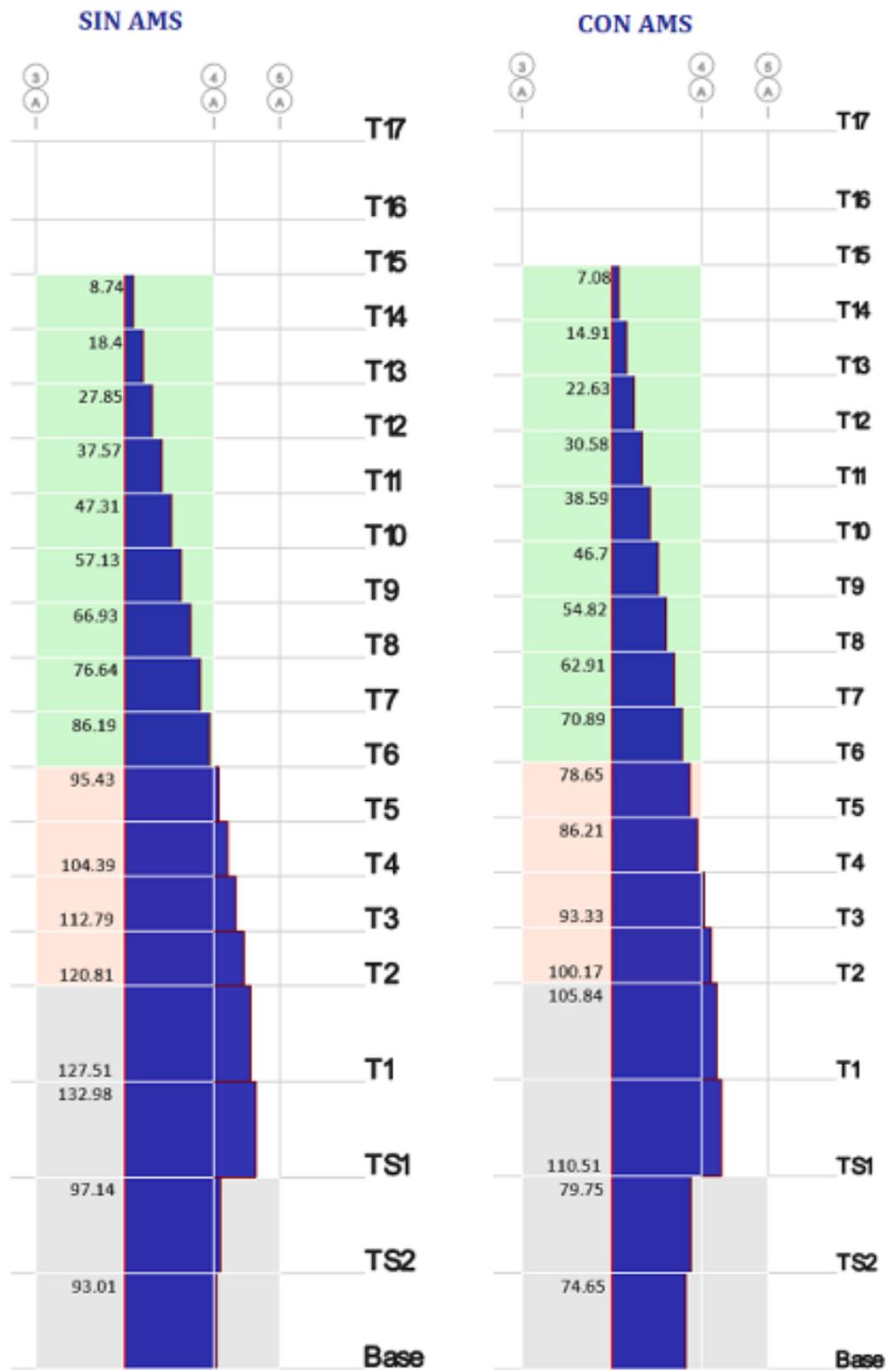


Figura 141.DFA para caso de sismoY sin y con AMS muro del eje A

**Tabla 68: Fuerza axial con y sin AMS en muros del eje A por sismo.**

<b>EJE</b>	<b>Fuerza Axial por sismo X sin AMS (tonf)</b>	<b>Fuerza Axial por sismo X con AMS (tonf)</b>	<b>Variación (%)</b>	<b>Fuerza Axial por sismo Y sin AMS (tonf)</b>	<b>Fuerza Axial por sismo Y con AMS (tonf)</b>	<b>Variación (%)</b>
<b>A</b>	13.41	13.72	-2.25%	8.74	7.08	23.44%

**Elaboración: Fuente propia**

Para la placa, se tiene valores de mínimos aumento en cuanto al sismo X de 2.25% y para el sismo Y reducciones considerables de 23.44%.

En términos generales podemos decir que, no se necesitará un refuerzo adicional para ninguno de los elementos pues los esfuerzos axiales, momentos flectores y cortantes de las vigas, columnas y muros tienen una reducción significativa, en ciertos casos hay una variación en aumento de porcentaje pero en el nivel 15 con pequeña incidencia, sin embargo, en los demás niveles y en el entrepiso crítico que es el 6 no se evidencia reducciones, lo que hace afirmar que nuestros elementos estructurales operaran de igual forma con sus refuerzos ya diseñados.

### **4.3. DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

#### **4.3.1. DESPLAZAMIENTOS LATERALES INELÁSTICOS CON LA IMPLEMENTACIÓN DE AMS**

El principal propósito de controlar los desplazamientos laterales inelásticos radica en garantizar seguridad a la estructura, pues al ser un edificio de gran altura éste va a estar sometido no solo a cargas de sismo sino también ante cargas de viento, asentamientos del suelo y/o cargas laterales producidos por equipos o maquinarias externas lo cual significaría una desestabilidad y colapso parcial o total de la estructura. La presente investigación analizó un edificio ya construido en la ciudad de Huancayo de 15 niveles significativos con dos sótanos, de las cuales, éste presenta variaciones en altura de entrepiso a nivel de sótanos, primer y segundo nivel, lo cual también es significativo para que se presenten considerables desplazamientos laterales. En las figuras 95, 98, 101 y 104 podemos apreciar claramente la reducción de los desplazamientos laterales para ambas direcciones (x-x e y-y), siendo la de mayor importancia la dirección x-x, pues al no tener tanta rigidez se evidenció mayores desplazamientos y también disminución máxima en el entrepiso 15 de 9.03% para la dirección x-x con excentricidad positiva y 9.23% con excentricidad negativa. En cambio, para la dirección y-y no fue tan

significante la reducción pues se dio de 2.09% con excentricidad positiva y 5.18% con excentricidad negativa.

Por otro lado, la presente investigación establece parámetros únicos para la simulación del diseño de la edificación pues se trabajó desde la concepción de planos y modelado final con parámetros únicos como pesos, tipos de losas, muros, columnas, vigas, propiedades de concreto, número de pisos e incluso diferentes distribuciones en los entresijos y diferentes alturas, que comparados con el artículo científico "Tuned Mass Damper for Seismic Response Reduction of Tehran Tower," se realiza una evaluación detallada del rendimiento del TMD frente a tres eventos sísmicos de diferente magnitud denominados: Bam con 6.7 Mw y 66.54 s. de duración, Manjil con 6.4 Mw y 58.16 s. de duración, y Tabas con 6.7 Mw y 48.98 s. de duración. Al utilizar el 1% del total de masa del edificio, se logró una reducción notable, entre el 15% y el 25%, en desplazamiento y aceleración en cada caso. Además, es interesante destacar que, también se modificaron los tiempos de duración de sismo en 100 segundos, pero con la misma escala para los tres tipos de eventos y las reducciones se mantuvieron en el mismo rango porcentual. Esto sugiere que, independientemente de la magnitud del sismo, el peso mínimo del AMS y su ajuste preciso a las frecuencias estructurales pueden generar reducciones significativas. Este hallazgo tiene implicaciones positivas para la eficiencia y el costo del diseño estructural, ya que sugiere que incluso pequeños ajustes en el amortiguador de masa sintonizado pueden traducirse en ahorros sustanciales en la concepción de elementos estructurales.

Por otro lado, en la tesis "Análisis de un edificio asimétrico de 10 niveles de concreto armado con amortiguadores de masa sintonizada", se empleó un edificio con planta típica en todos los niveles y propiedades generales en altura y elementos estructurales fijos, lo que a nivel de significancia varía pues cada caso es único y definido por sus propiedades y características de ubicación, diseño y simulación. Cabe recalcar que en dicha tesis se presentó una disminución máxima en desplazamientos laterales de hasta 37% en la dirección x-x y 26% en la dirección y-y, y cabe mencionar que en esta tesis no se hizo una evaluación para excentricidad negativas ni positivas en ambas direcciones, sino para una excentricidad general en x e y. Además, al ser una edificación de menor altura se empleó mayor masa en la relación del diseño del AMS.

#### 4.3.2. INFLUENCIA FRENTE A LA RESPUESTA DINÁMICA SÍSMICA CON AMS

El emplear AMS en la estructura es de vital importancia ante respuestas dinámicas pues una de las fuentes principales es la sintonización perfecta con los periodos fundamentales de la estructura, ya que éste logra controlar vibraciones, desplazamientos, derivas, aceleraciones, fuerzas cortantes. Otra fuente importante, son las características dinámicas del suelo, donde se ubicará la estructura y los parámetros sísmicos relacionando a las ondas de amplificación sísmica con periodos y velocidades. Además, su aplicación e influencia es más significativa en estructuras de gran altura como es el caso de la presente investigación, en la cual se diseñó los amortiguadores de masa sintonizada representado en un 1% de la masa total de la edificación, esto por ser una edificación ya existente con años de servicio, varianza de altura en los entrepisos y algunos entrepisos extras como el cuarto de máquinas y ascensores. Ahora bien, al lograr una sintonía perfecta entre los parámetros de la edificación con los del AMS se logró reducir significativamente las respuestas dinámicas. Primero, las derivas inelásticas de entrepiso en un principio no cumplían en la dirección más crítica, con la norma E.030, lo cual al aplicar el AMS, la reducción de derivas en x-x para excentricidad positiva resultó de 9.87% y de 10.08% para excentricidad negativa en el techo 03. Ahora, para la dirección y-y se dio una reducción de 5.89% en el techo 13 con excentricidad positiva y de 6.88% en el techo 2 para excentricidad negativa. Segundo, las aceleraciones de entrepiso también reflejaron una disminución, la cual conforme más altura tenía el entrepiso más reducción de aceleraciones se presentaba, arrojando porcentajes máximos de 9.94% excentricidad positiva y de 9.87% excentricidad negativa en la dirección x-x y en la dirección y-y de 5.23% excentricidad positiva y 6.88% excentricidad negativa. Tercero, los periodos fundamentales aumentaron de 1.529 s. a 1.579 s. (3.17%) y 0.689 s. a 1.178 s. (41.51%) para x e y respectivamente, pero, las frecuencias disminuyeron para x-x de 0.654 ciclo/s. a 0.633 ciclo/s. y para y-y de 1.452 ciclo/s. a 0.849 ciclo/s. Cuarto, las fuerzas cortantes críticas se presentaron en el entrepiso 6, para x-x con excentricidad positiva se redujo de 349.8 tonf a 318.6 tonf (9.79%) y de 351.3 tonf a 319.2 tonf (10.06%) excentricidad negativa, por el contrario en la dirección y-y la máxima reducción se produjo en el entrepiso 4 de 792.3 tonf a 738.1 tonf (7.34%) excentricidad positiva y de 648.4 tonf a 610.4 tonf (6.23%) excentricidad negativa, lo cual es de vital importancia, pues al tener menor cortante influirá en los desplazamientos laterales sin generar tensiones ni esfuerzos adicionales en los elementos estructurales. Por último, los ratios de torsión críticos disminuyeron en

0.38% en la dirección x-x y aumentaron en 3.07% en la dirección y-y, lo cual era de esperarse pues al agregar una masa adicional en una ubicación particular aumentarán los índices de irregularidad por torsión. Estos resultados divergen considerablemente con el artículo “On the Performance of 2 passive TMDs in Reducing the Seismic Response of 3-D Structural Models Considering the Soil-Structure Interaction”, pues al analizar la condición suelo-estructura y doble amortiguamiento de masa sintonizada los desplazamientos en los diferentes entresijos disminuyen en 15% y las respuestas dinámicas varían en una reducción de 10% a 15% de acuerdo con el tipo de suelo con velocidad de 100m/s. Estos estudios señalan que la efectividad de los AMS se ve afectada por la suavidad del suelo ya que, en suelos muy blandos, no logran reducir eficazmente la respuesta del sistema suelo-estructura; pero, cuando el suelo es moderadamente rígido, la optimización del rendimiento del AMS requiere ajustarlo a la frecuencia fundamental del sistema suelo-estructura en lugar de la estructura con base fija. Cabe recalcar que, la interacción intensa entre el suelo y la estructura modifica las características dinámicas de la estructura, especialmente en suelos más blandos y en edificios más altos. Sin embargo, no resulta práctico en estructuras con cimientos superficiales y suelos blandos.

#### **4.3.3. INFLUENCIA DE LA UBICACIÓN DEL AMS EN EL ÚLTIMO NIVEL DE LA EDIFICACIÓN**

Los AMS son generalmente ubicados en la parte superior de la estructura, cerca de la azotea, ya que esto maximiza su eficacia en la reducción de la vibración. Cabe recalcar, que la ubicación del AMS debe ser cuidadosamente evaluada para determinar la mejor posición para su instalación. Si el TMD se coloca demasiado cerca del piso, puede tener un efecto limitado en la reducción de la vibración, ya que no podrá absorber la energía suficiente para contrarrestar la vibración de la estructura y si se coloca demasiado lejos de la parte superior de la estructura, puede tener un efecto limitado en la reducción de la vibración en los pisos superiores. En general, para la ubicación perfecta del AMS en la presente investigación se tuvo en consideración efectos de definición de derivas como combinación en el modelado para obtener exactamente en qué coordenadas del techo de la edificación se están produciendo los mayores desplazamientos en la estructura y así ubicar el bloque del AMS lo más cercano posible a éste contrarrestando la rigidez de la estructura con la del bloque. En efecto, se aplicaron 9 casos variando las dimensiones del bloque y la altura para lo cual se tuvo como consideración los ejes principales de la edificación y así tener una medida establecida en uno de los

lados del bloque. Otra variable por considerar fue la ubicación respecto al centro de masa de la edificación, pero como no se podía ubicar cerca a este por el tema del ascensor y el cuarto de máquinas ya que la edificación está construida, se optó por localizar el bloque lo más cercano al centro de masas y las derivas máximas producidas. Para lo cual el parámetro de ubicación óptimo se dio a 1 metro del eje 3 y 4 entre los ejes A y B de la edificación tal y como se aprecia en la figura 90. Además, estas ubicaciones óptimas se ven reflejado en las reducciones frente a las respuestas dinámicas, ya que actúa como un contrapeso que se mueve en la dirección opuesta a la vibración causada por eventos sísmicos o por el viento y; además, este movimiento de contrapeso amortigua las vibraciones pues las absorbe en toda la altura de la edificación, reduciendo la amplitud y frecuencia de las oscilaciones.

Ahora bien, la ubicación óptima de la presente investigación reflejado en respuestas dinámicas generan una reducción de 5.89% a 10.08% aproximadamente en derivas inelásticas que comparados con la tesis chilena, “Control de efectos torsionales en un edificio asimétrico de hormigón armado con amortiguadores de masa sintonizados”, en el contexto de ubicación óptima de una estructura asimétrica, el AMS demuestra eficacia al reducir los efectos torsionales en un porcentaje aceptable (15 a 20%), y se logra una reducción de entre un 10% y un 40% en los desplazamientos de los centros de masa por piso, cumpliendo con los parámetros normativos establecidos (Norma - Nch 433. Of96). También, la disminución de hasta un 50% en los esfuerzos de corte por piso debido a la torsión permite reducir la cantidad de acero, generando ahorros en costos de materiales. Además, la introducción de AMS también conduce a una disminución del 33% en los esfuerzos en la base del edificio, lo que posibilita el uso de una fundación menos robusta, contribuyendo así a la eficiencia presupuestaria en la construcción.

## CONCLUSIONES

1. La incorporación de un AMS en la estructura analizada de 15 niveles y 2 sótanos conlleva a una significativa optimización en la capacidad de respuesta dinámica de la edificación ya que esta mejora se fundamenta en la habilidad del AMS para fortalecer la rigidez estructural y añadir propiedades de amortiguamiento por ello las respuestas dinámicas de la estructura con este sistema presentaron reducciones importantes en cuanto a las derivas inelásticas máximas de entrepiso en 9.87% para excentricidad positiva y 10.08% excentricidad negativa en el nivel 03 dirección x-x y 5.89% en el entrepiso 13 excentricidad positiva y 5.89% excentricidad negativa en el nivel 02 dirección y-y. Ahora, las aceleraciones de entrepiso con reducciones de 9.94% y 9.87% para excentricidad positiva y negativa respectivamente en la dirección x-x y en la dirección y-y de 5.23% y 7.35% excentricidad positivas y negativas. Además, los periodos fundamentales aumentaron para x de 1.529 s. a 1.579 s. y para y de 0.689 s. a 1.178 s, la fuerza cortante crítica sufrió reducciones, para la dirección x-x en el entrepiso 06 de 349.8 tonf a 322.54 tonf (27.5%) excentricidad positiva y de 413 tonf a 325.41tonf (26.92%) excentricidad negativa, por el contrario, en la dirección y-y se redujo en el entrepiso 4 de 792.3 tonf a 738.1 tonf (7.34%) excentricidad positiva y de 648.4 tonf a 610.4 tonf (6.23%) excentricidad negativa. También, las ratios de torsión críticos disminuyeron en 0.38% para dirección x-x y aumentaron en 3.07% en la dirección y-y. Por otro lado, al incorporar estos atributos, el sistema colabora en la disminución de desviaciones excesivas, desplazamientos indeseados y fuerzas cortantes en la estructura, contribuyendo así a un entorno habitable más seguro y confortable, especialmente en situaciones de carga sísmica u otros eventos dinámicos. En esencia, el AMS actúa como un escudo protector, contrarrestando las fuerzas que podrían comprometer la integridad y estabilidad del edificio y al implementar esta tecnología innovadora, se eleva la resiliencia estructural y se fomenta la confianza en la solidez del diseño arquitectónico incluso frente a condiciones desafiantes.
2. En cuanto a los desplazamientos laterales inelásticos, en el nivel 15 para la dirección x-x se presentó de 29.213 cm. excentricidad positiva y 28.473cm. excentricidad negativa sin AMS y 26.793 cm. 26.066 cm. con AMS. En cambio, para la dirección y-y de 13.182 cm. excentricidad positiva y 11.606 cm. excentricidad negativa sin AMS y de 12.913 cm. excentricidad positiva y 11.763cm. excentricidad negativa con AMS, resultando reducciones de 9.03%, 9.23%, 2.09% y 5.18% para la dirección x-x e y-y respectivamente, los cuales hacen notar que el control de los desplazamientos con el uso de un AMS en una edificación que está en sus años de servicio, es próspero, eficaz

y más aún efectiva en edificios con alturas considerables, pues establece una sintonía perfecta entre los parámetros de periodos de la edificación con los parámetros óptimos de frecuencia y amortiguamiento del AMS, que reflejado en términos de desplazamientos laterales disminuyen significativamente, haciendo seguro los elementos estructurales pues evitamos que incursionen en el rango inelástico asegurando la ductilidad de estos y por ende de toda la estructura y los ocupantes.

3. Para la diferencia en porcentaje producto de la influencia del AMS en la respuesta dinámica sísmica de la estructura, se resaltó las derivas inelásticas ya que es el índice que nos establece la norma E.030 para asegurar que nuestra estructura está cumpliendo los límites de distorsión. Por ello, las máximas derivas sin AMS fueron para x-x de 0.00746 excentricidad positiva y 0.0073 excentricidad negativa y para y-y de 0.00340 excentricidad positiva y 0.00320 excentricidad negativa, y con AMS para x-x de 0.00681 excentricidad positiva y 0.00663 excentricidad negativa y para y-y de 0.00333 excentricidad positiva y 0.00304 excentricidad negativa, lo cual representan reducciones en porcentaje de 9.53%, 9.70% y 1.91% y 5.40% respectivamente. Además, vale decir que esta respuesta depende de muchos factores, como la intensidad del evento sísmico, los parámetros dinámicos del suelo, la geometría de la estructura, las propiedades de los materiales, el sistema de soporte y anclaje de la estructura. Por lo tanto, las respuestas dinámicas de la estructura se evidencian cuando se presenta un evento sísmico, pues las vibraciones se transmiten a la estructura del edificio generando oscilaciones en la estructura y si la frecuencia natural de la estructura del edificio coincide con la frecuencia de la onda sísmica, las oscilaciones pueden amplificarse, lo que puede provocar daños estructurales graves e incluso el colapso del edificio, ahí la efectividad del sistema AMS, pues su capacidad de control en masa, frecuencia y sintonía hace que al disminuir los parámetros como las derivas, aceleraciones, desplazamientos laterales, fuerzas cortantes y el control de la irregularidad por torsión hacen frente a la respuesta de un evento sísmico.
4. Respecto a la ubicación óptima; se tomaron 10 casos indistintamente, entre las cuales se destaca más el caso 10 con el cual se obtuvo importantes reducciones en cuanto a las respuestas dinámicas sísmicas de la estructura. Este bloque macizo de AMS se limitó a las dimensiones respecto a los ejes donde ya se tiene los elementos estructurales preestablecidos y cuenta con dimensiones de 4.825m x 4.825m (largo y ancho) y 0.61m. de altura, aplicado a un 1% del total de masa de la estructura. Además, esta ubicación no solo influye en el comportamiento de la estructura frente a sismo, sino también, reduce los efectos torsionales que se genera en la estructura ya que al ubicar los dos bloques de concreto de aproximadamente 34tonf. cada uno de masa influyente en el techo de la edificación, hace que se produzcan estos efectos y por ende

se produzcan irregularidades que no fueron contempladas en el diseño. Por otro lado, al no querer afectar las áreas de la estructura, se optó por ubicar el AMS encima de los muros del ascensor, pero esto no mejora el comportamiento, por el contrario, aumenta las derivas inelásticas y supera el máximo estipulado en la norma E.030. Además, los ascensores están en constantes vibraciones y movimientos y ubicarlas en el este lugar afectaría el funcionamiento del AMS, ya que están diseñados para absorber y disipar vibraciones y si se colocan directamente sobre las placas o muros del ascensor, podrían interferir con el funcionamiento normal del ascensor al alterar las vibraciones y movimientos previstos en su operación regular. Por otro lado, la ubicación de un sistema AMS puede tener una gran influencia en la respuesta dinámica de la estructura, ya que también reduce significativamente los esfuerzos axiales, cortantes y momentos flectores de las vigas, columnas y/o placas, desplazamientos y aceleraciones de entepiso y las fuerzas sísmicas en la estructura. Con relación a esto afirmamos que la ubicación óptima del AMS en la edificación se debe tomar con criterio y organización, pues al ser una estructura ya construida, se nos exige ubicarla donde exista espacio de localización sin afectar los ambientes de la estructura.

## RECOMENDACIONES

1. Se recomienda que el AMS se ubique lo más cerca posible del centro de masa de la estructura, para maximizar su eficacia. Además, se debe considerar la ubicación de otros elementos estructurales y las condiciones ambientales para garantizar que el AMS se instale en la ubicación óptima para reducir la vibración en la estructura.
2. Se recomienda analizar cuidadosamente el porcentaje de masa que ocupará el AMS, puede ser evaluado con relación a los años de servicio de la estructura, preguntas sobre el proceso constructivo o la capacidad de resistencia de los elementos estructurales donde se situará el AMS.
3. Se recomienda que el AMS se instale en un lugar donde se espera una alta demanda de deformación. Además, el AMS debe estar cerca del centro de masa de la estructura y lo suficientemente alejado de los bordes para reducir la posibilidad de daños a la estructura y al dispositivo.
4. Se recomienda diseñar los elastómeros donde estará ubicado el bloque del AMS, o en su defecto pedir una inspección técnica y datos de los fabricantes para asegurar y optimizar más el comportamiento del AMS. Además, se debe tener en consideración otros factores, como el impacto ambiental, los costos de instalación, mantenimiento, y la compatibilidad con el diseño general de la edificación. También, es recomendable contar con la asesoría de expertos en el diseño y la instalación de amortiguadores de masa sintonizada para garantizar su eficacia y seguridad.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. **BBC NEWS MUNDO, 2023.** *Cómo fue el gran terremoto de Turquía de 1999 (y por qué el país “no aprendió la lección” de esa catástrofe).* BBC [En línea]. 18 febrero 2023. [Consulta: 24 febrero 2023]. Disponible en: <https://www.bbc.com/mundo/noticias-internacional-64643539>.
2. **CENEPRED. CENTRO NACIONAL DE ESTIMACIÓN, PREVENCIÓN Y REDUCCIÓN DEL RIESGO DE DESASTRES.** *Manual para la evaluación de riesgo originados por fenómenos naturales versión 02.* Lima, Perú, 2015.
3. **IGP. INSTITUTO GEOFISICO DEL PERÚ.** *Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en Perú.* Lima, Perú, 2014.
4. **SGP. SOCIEDAD GEOLOGICA DEL PERÚ.** *Peligro Sísmico, Perú un país altamente sísmico.* [En línea]. Lima, Perú. <https://www.sgp.org.pe/alerta-peru-un-pais-altamente-sismico>
5. **Muñoz, A.** *Ingeniería Sismorresistente.* Lima: Fondo Editorial PUCP, 2004.
6. **Villegas, J., et al.** *Cinemática de las placas Nazca y Sudamericana y zonas de acoplamiento en la interfaz de subducción del Perú a partir de datos GPS (Red LISN).* Perú. XV Congreso Peruano de Geología, 2010.
7. **MINEM. MINISTERIO DE ENERGÍA Y MINAS.** *Sismotectónica Regional, Declaración del Impacto Ambiental - Proyecto Central Solar Fotovoltaica.* Lima, Perú, 2022.
8. **INGEOMIN. INSTITUTO DE GEOLOGÍA Y MINERÍA.** *Historia de los Sismos más notables ocurridos en Perú (1513-1974).* Lima, Perú, 1978.
9. **MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO.** *Norma Técnica E.030. Diseño Sismorresistente.* Lima, Perú, 2020.
10. **INGEMMET. INSTITUTO GEOLÓGICO, MINERO Y METALÚRGICO.** *Peligro Geológico en la Región Junín.* Lima, Perú, 2020.
11. **INEL. INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA.** *Censos Nacionales de Población y Vivienda 2007 y 2017.* Junín, Perú, 2017.
12. **MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO.** *Norma Técnica E.031. Aisladores Sísmicos.* Lima, Perú, 2019.

13. **Cabrejos, L., Zapata, G.** *Efectos del terremoto en Pisco sobre el gasto en vivienda en las zonas afectadas*. Piura: Universidad de Piura, 2022.
14. **MARTINEZ, G., et al.** *Vista de Amortiguadores de masa sintonizada: una revisión general*. [En línea]. 2022. DOI <https://doi.org/10.33571/rpolitec.v18n35a10>.
15. **ESPINOZA, Gilda, NEIRA, Diego, CIFUENTES, Albert, ESPINOZA, Gilda, NEIRA, Diego and CIFUENTES, Albert.** *Análisis de un amortiguador de masa sintonizado óptimo en estructuras asimétricas no lineales*. Obras y proyectos. [En línea]. 2018. DOI 10.4067/s0718-28132018000100039.
16. **MONSALVO, I.** *Efectos de los amortiguadores de masa sintonizada en la respuesta sísmica de estructuras de la ciudad de México*. Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México, 2018.
17. **INGA, W.** *Mejora de la respuesta dinámica de edificaciones usando amortiguadores de masa sintonizada*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, 2015.
18. **QUISPE, J., et al.** *Mejoramiento de la respuesta dinámica en un edificio de 26 niveles incorporando amortiguadores de masa sintonizada en Jesús María*. Lima: Universidad Ricardo Palma, 2020.
19. **HUAROC, F.** *Control de desplazamientos laterales mediante el uso de amortiguadores de masa sintonizada – caso Edificio Surquillo en Lima en el 2018*. Huancayo: Universidad Nacional del Centro del Perú, 2021.
20. **MUÑOZ, A.** *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú, 2020.
21. **MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO.** *Norma Técnica E.030. Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú, 2020.
22. **Vamvatsikos, D. et al.** *Incremental dynamic analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. California, U.S.A., 2002. DOI: 10.1002/eqe.141.
23. **CHOPRA, A.** *Dinámica de Estructuras*. Mexico, 2014. ISBN-9780132858038.
24. **MARABOTO, L.** *Peligro, vulnerabilidad y riesgo sísmico*. Lima, Perú, 2020.
25. **ATC-40.** *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1*. California, U.S.A., 1996. SSC 96-01.
26. **VIELMA, J.** *Contribuciones a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios*. Barcelona, España, 2014. ISBN: 978-84-941686-9-7.

27. **CASTILLO, J. et al.** *Peligro sísmico en el Perú. Congreso Nacional de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.* Lima, Perú, 1993.
28. **CISMID. CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES.** *Acelerogramas del Sismo de Pisco – Ica del 28 de enero de 2023.* Lima, Perú, 2023.
29. **AGUIAR, R.** *Análisis Sísmico de edificios Primera Edición.* Quito, Ecuador, 2008. ISBN-978-9978-30-104-3
30. **CISMID. CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES.** *Estado del arte en el aislamiento sísmico y sus principales aplicaciones.* Lima, Perú, 2019.
31. **MOLINARES, N.** *Sistemas de control pasivos y activos de aislamiento de base para edificios sometidos a acciones sísmicas.* Barranquilla, Colombia, 2003. ISSN: 0122-3461.
32. **GENATIOS, C. et al.** *Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras.* Caracas, Venezuela, 2016. ISBN: 978-980-422-056-2.
33. **OVIEDO, J. et al.** *Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones.* Antioquia, Colombia, 2006. SSN 1794-1237.
34. **FRAHM, H.** *Results of trials of the anti-rolling tanks at sea.* DOI: 10.1111/j.1559-3584.1911.tb04595.x
35. **AMBROSINI, D. et al.** *Eficiencia de amortiguadores de masa sintonizados en estructuras sismorresistentes.* Bariloche, Argentina, 2004.
36. **CONNOR, J.** *Introduction to structural motion control.* Upper Saddle River, New Jersey, 2002. ISBN-0-13-009138-3.
37. **KWOK, K. et al.** *Performance of tuned mass dampers under wind loads. Engineering Structures, 1995.* ISSN 0141-0296
38. **SADEK, F. et al.** *A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications.* Gaithersburg, U.S.A., 1996.
39. **WARBURTON, G.** *Optimum absorber parameters for simple systems. The journal of the international association for earthquake engineering.* <https://doi.org/10.1002/eqe.4290080302>.

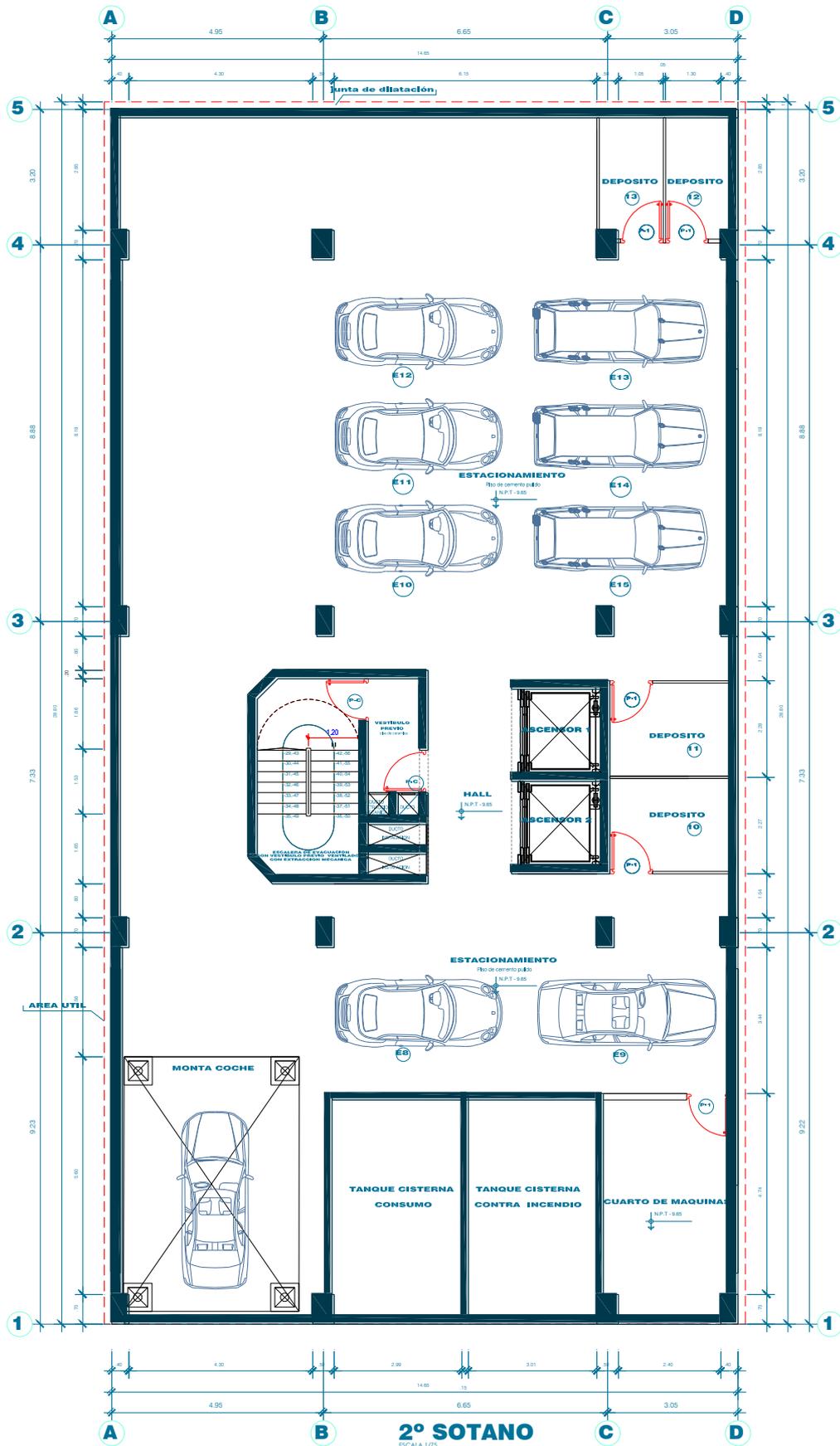
40. **ALIANTE, E.** *Control de efectos torsionales en un edificio asimétrico de hormigón armado con amortiguadores de masa sintonizados.* Valdivia, Chile, Universidad Austral de Chile, 2009.
41. **TAMAYO, M.** *El proceso de la investigación científica. 1° Edición.* Balderas, México, 2002. ISBN 968-18-5872-7.
42. **BEHAR, D.** *Metodología de la Investigación. 1° Edición.* Ciudad de México, 2008. ISBN 978-959-212-783-7.
43. **ARIAS, F.** *El proyecto de investigación. 6° Edición.* Caracas, Venezuela, 2012. ISBN 980-07-8529-9.
44. **HERNÁNDEZ, R. et al.** *Metodología de la Investigación. 6° Edición.* Ciudad de México, 2014. ISBN 978-1-4562-2396-0.

# ANEXOS

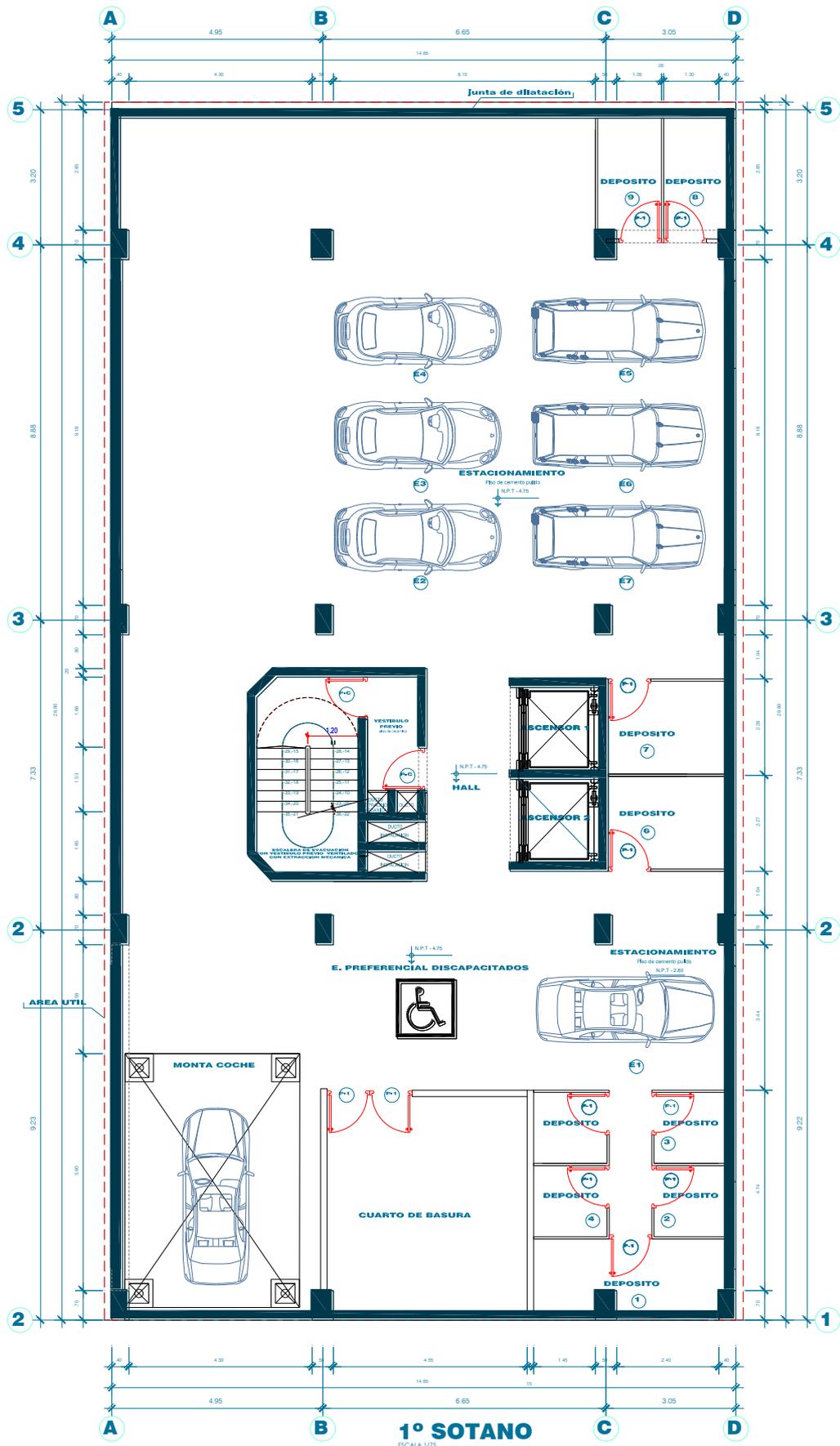
## Anexo 1: Planos corte y elevación



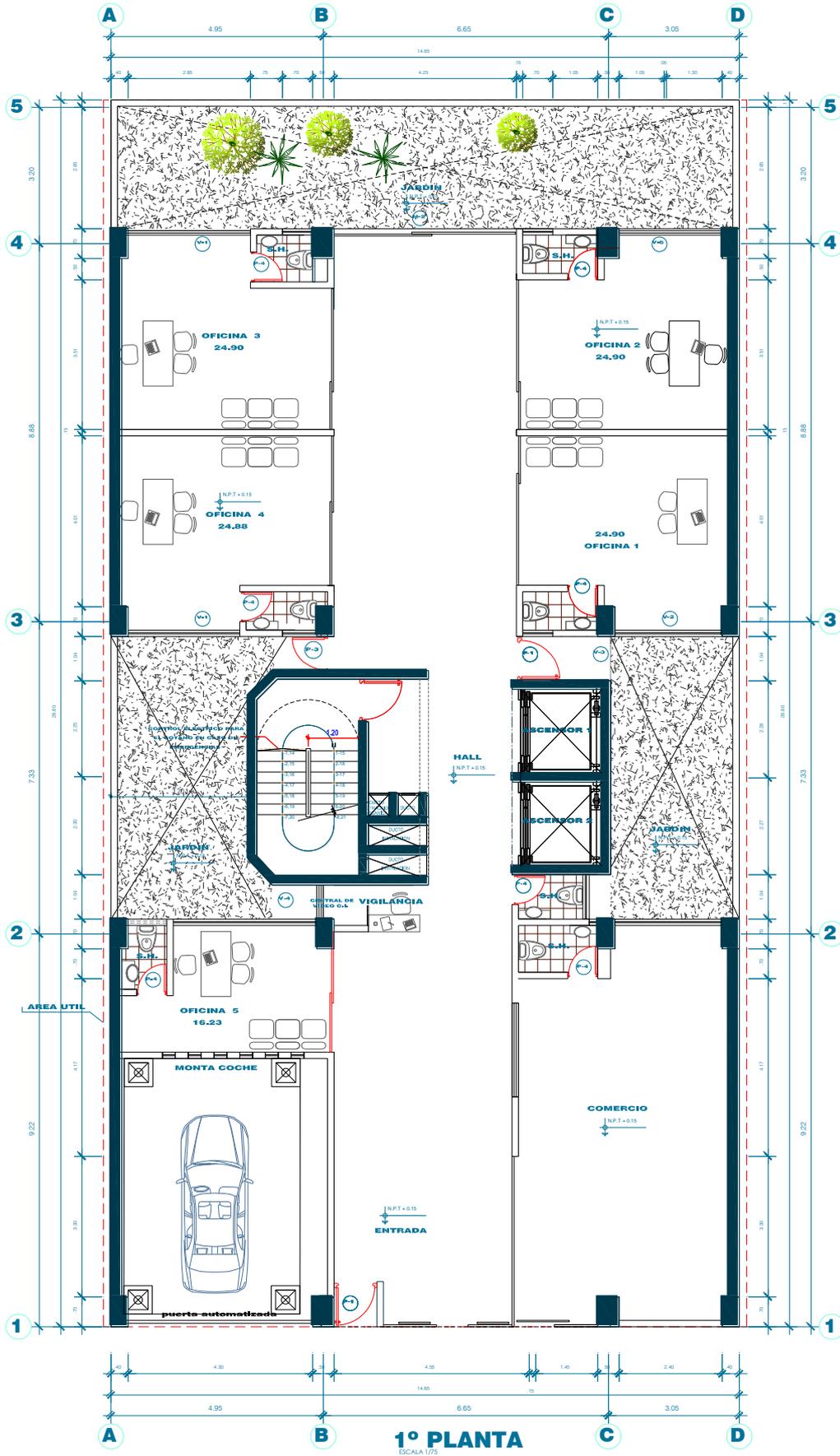
Anexo 2: Planta arquitectura sótano 2



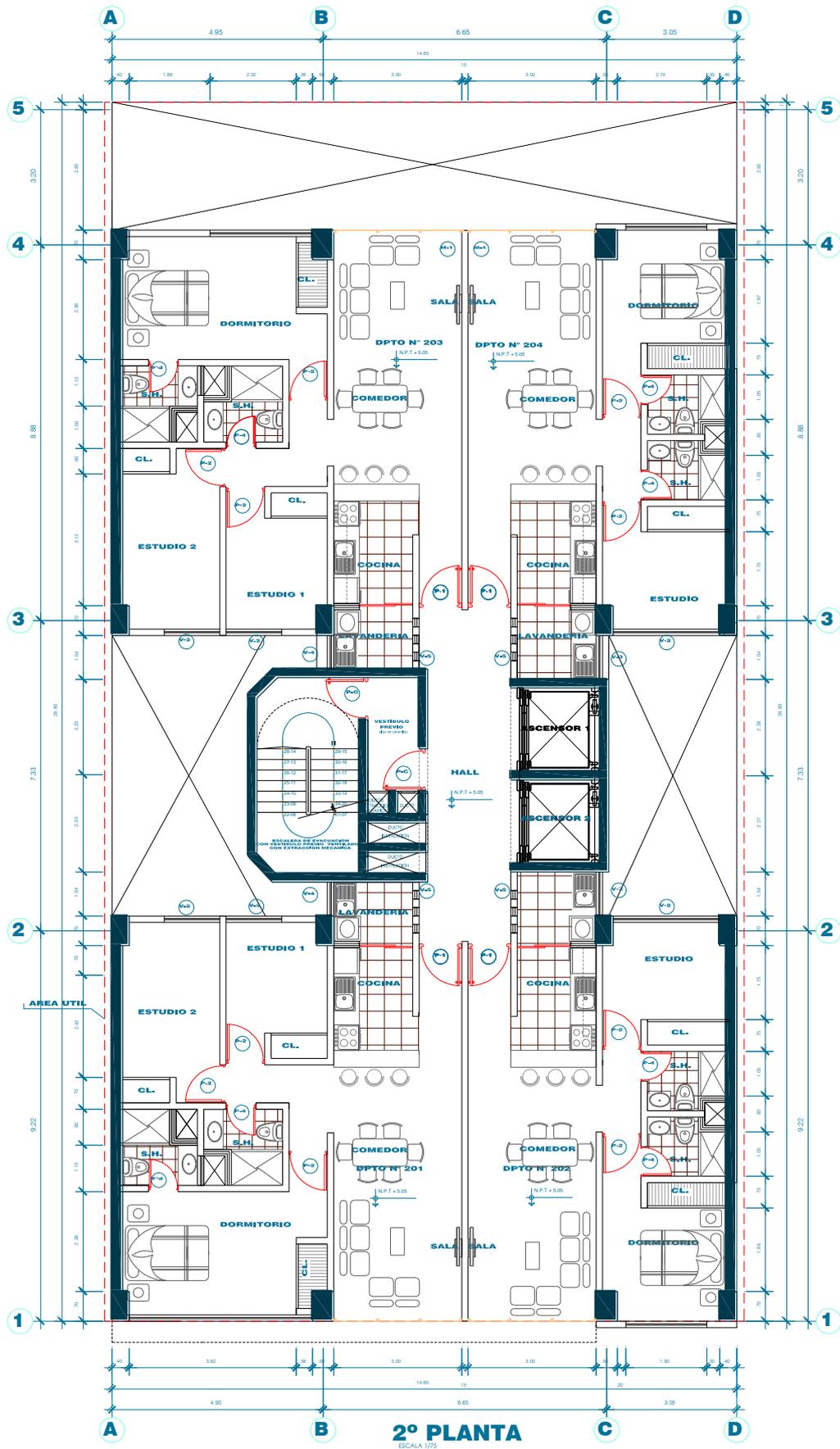
Anexo 3: Planta arquitectura sótano 1



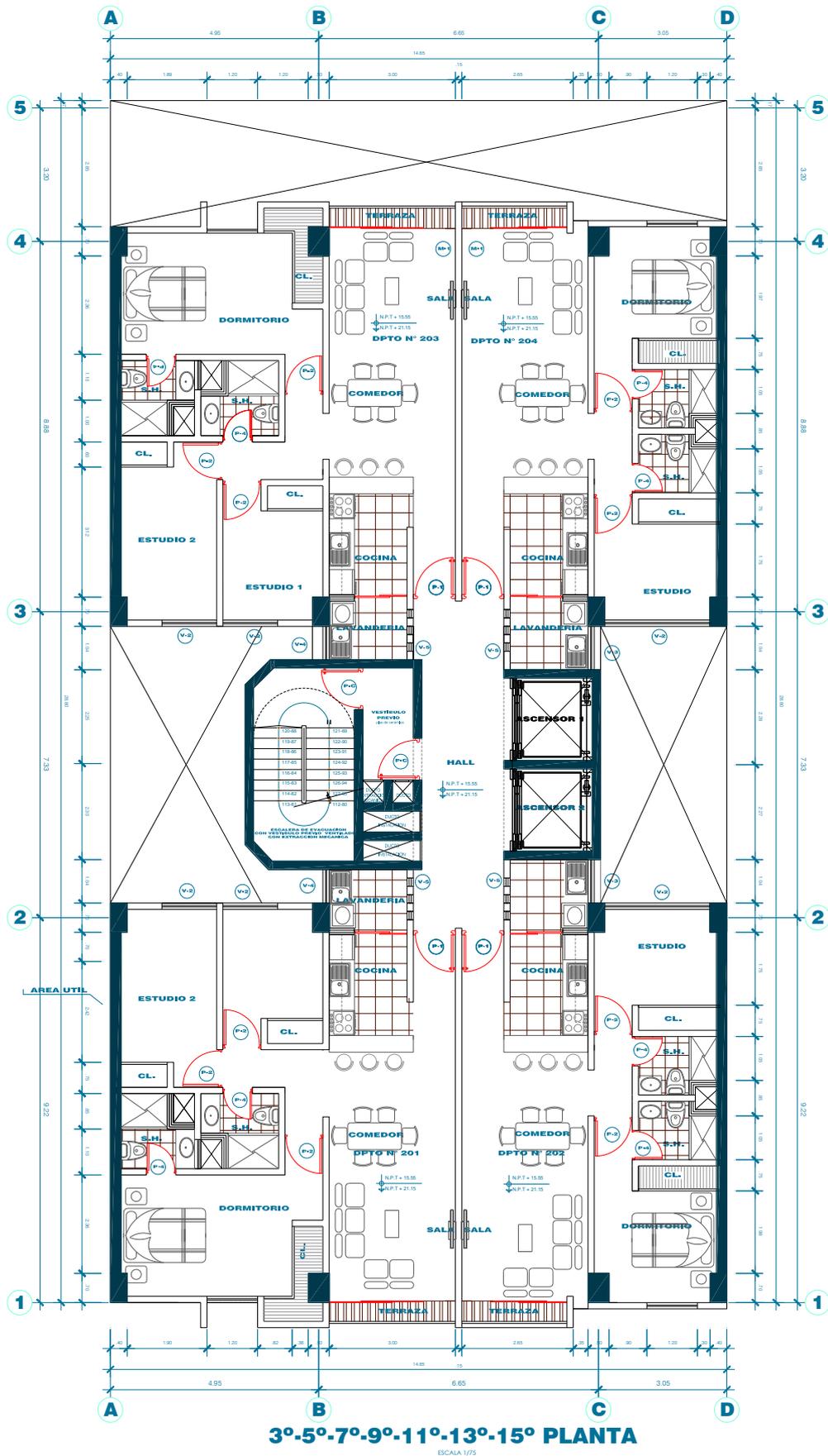
**Anexo 4: Planta de distribución – 1º planta**



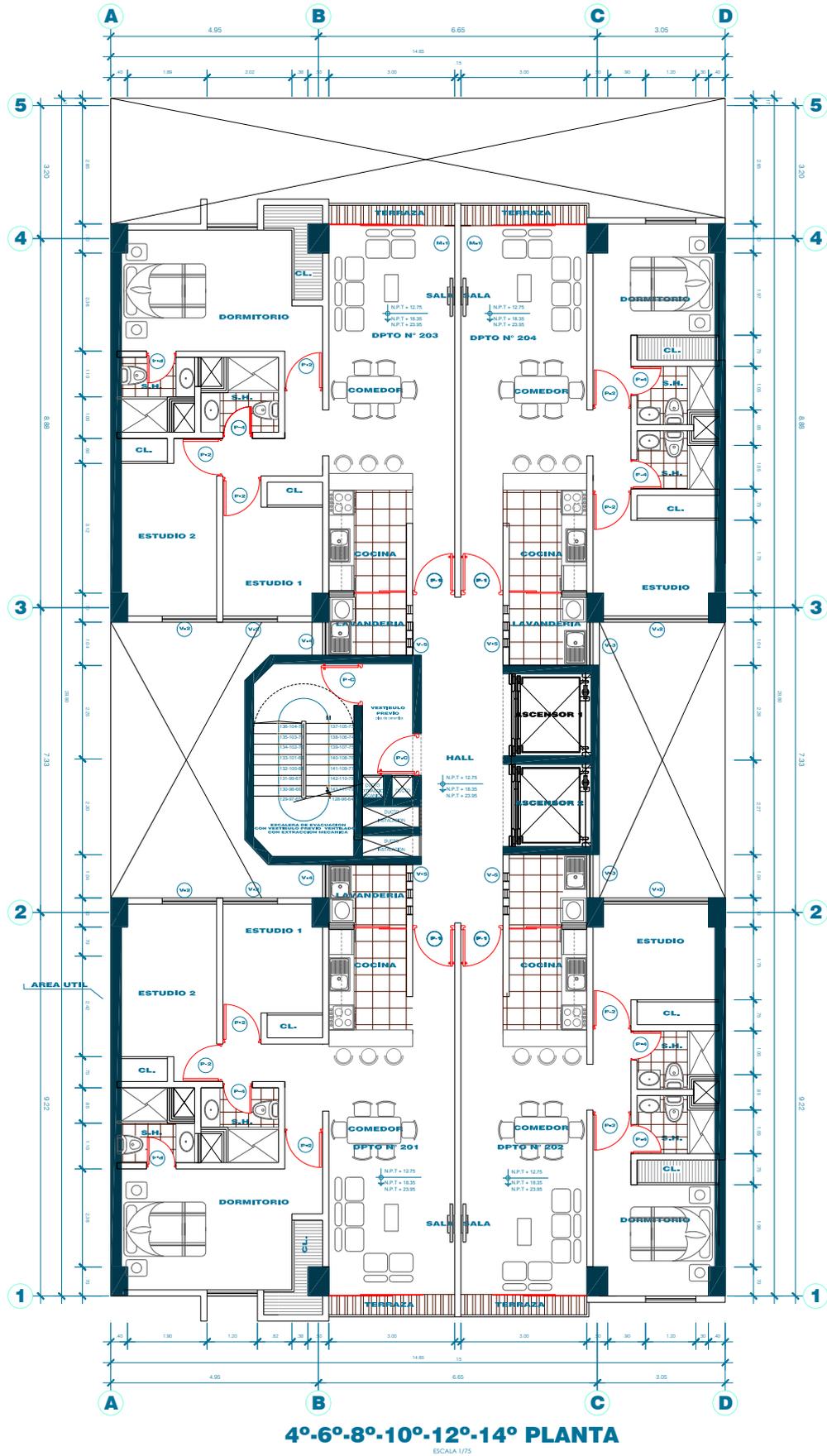
Anexo 5: Planta de distribución – 2º planta



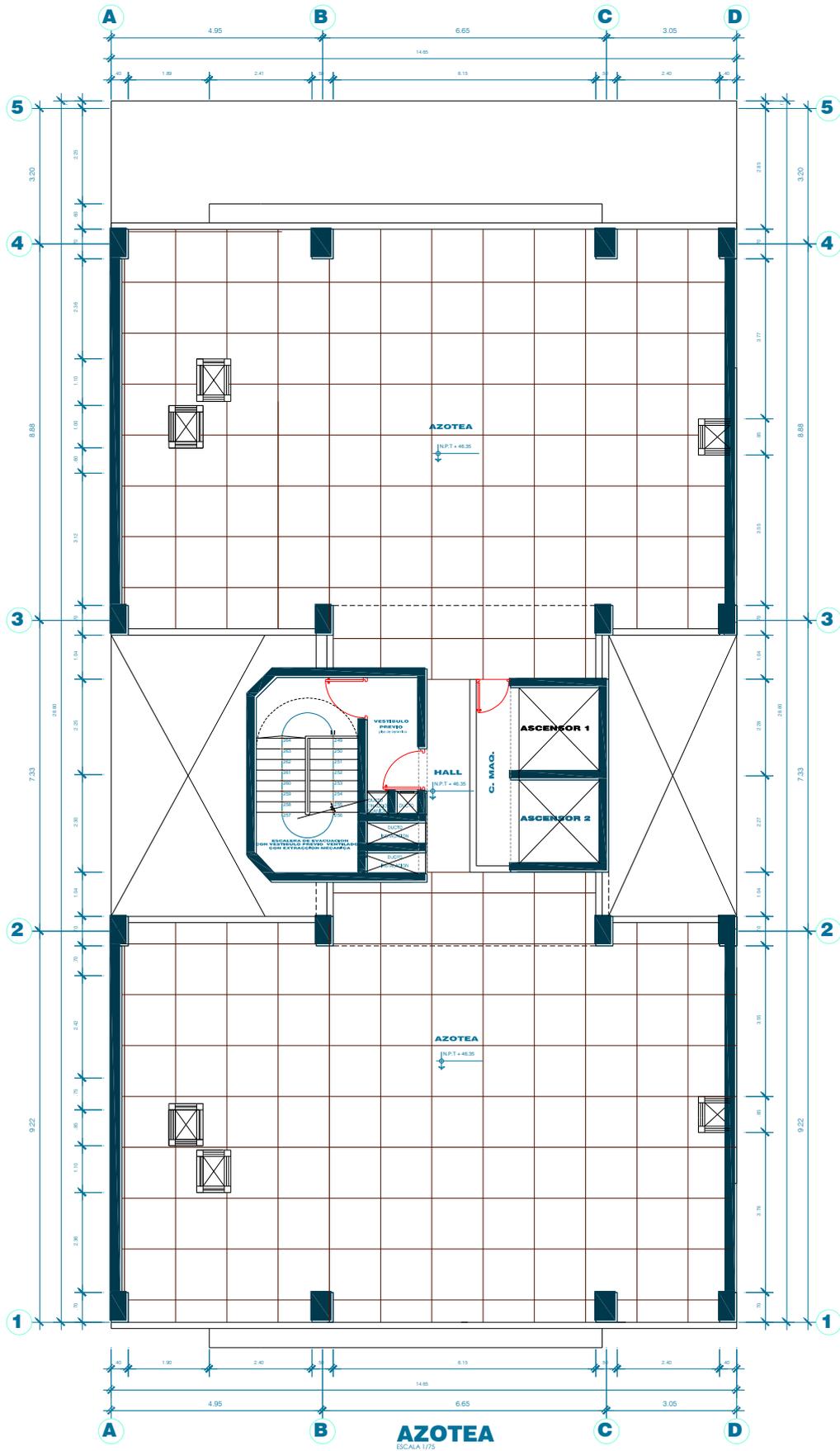
Anexo 6: Planta de distribución – 3°,5°,7°,9°,11°,13°,15° planta



Anexo 7: Planta de distribución – 4°, 6°, 8°, 10°, 12°, 14° planta



**Anexo 8: Planta de distribución – Azotea**



## Anexo 9: Especificaciones técnicas estructuras

### ESPECIFICACIONES GENERALES

- ADemás DE ESTOS PLANOS, DEBEN CONSIDERARSE ADJELLOS DE LAS GRUAS ESPECIALIDADES DEL PROYECTO.
- ANTES DE PROCEDER CON LOS TRABAJOS, CUALQUIER DISCREPANCIA DEBE SER REFORMADA OPORTUNAMENTE AL ESPECIALISTA RESPONSABLE.
- LAS DIMENSIONES Y TAMAÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y SUS REFUERZOS NO DEBEN SER OBTENIDOS DE UNA MEDICIÓN DIRECTA EN ESTOS PLANOS.
- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBEN SER CONSTANTES POR EL CONTRATISTA ANTES DE EMPEZAR CON LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN.
- DURANTE LA OBRA, EL CONTRATISTA ES RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN.
- LOS MATERIALES Y LA MANO DE OBRA DEBEN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS INDICADOS EN LAS EDICIONES VIGENTES DE LOS REGLAMENTOS RELATIVAS PARA EL PERÚ.
- REVISAR LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS QUE SE ADJUNTAN PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS.

#### OPRAS MMS-

REGLAMENTO:	E-020
DEPARTAMENTOS:	200 kg/m <sup>2</sup>
CORRIDORES Y ESCALERAS:	200 kg/m <sup>2</sup>
ESTACIONAMIENTOS:	250 kg/m <sup>2</sup>
DEPOSITOS:	400 kg/m <sup>2</sup>
AMBIENTES PARA ARMADELA:	400 kg/m <sup>2</sup>
CUARTOS DE MÁQUINAS:	180 kg/m <sup>2</sup>

REGLAMENTO:	E-030
FACTOR DE ZONA Z:	0,35
FACTOR DE USO U:	1
FACTOR DE SUELO S:	1,15
COCFICIENTES DE REDUCCION PARA LAS SOLICITACIONES SISMICAS:	R <sub>v</sub> =5,10 (RECTANGULAR Y MUROS DE CONCRETO) R <sub>h</sub> =5,10 (RECTANGULAR Y MUROS DE CONCRETO)
REQUISITOS DEL ANÁLISIS SISMICO	
DIRECCIÓN X-Y:	- T <sub>ov</sub> = 1,51 seg - MÁXIMA DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 26,00 cm - MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0,0070 hel
DIRECCIÓN X-Z:	- T <sub>ov</sub> = 0,88 seg - MÁXIMA DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 13,00 cm - MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0,0034 hel



### CIMENTACIONES:

- REFERIRSE AL ESTUDIO DE SUELOS DESARROLLADO POR SERVICIO S.A.C. CON FECHA FEBRERO DEL 2019.
- RESUMEN DE LAS CONDICIONES PARA LA CIMENTACIÓN:

TIPO DE CIMENTACIÓN:	PLATA DE CIMENTACIÓN
ESTRATO DE APOYO:	GRASA POBREMENTE GRAVADA
PROFUNDIDAD MÁXIMA DE CIMENTACIÓN:	0,40m (CON RESPECTO AL NIVEL DE PISO TERMINADO QUE TIENE EL SEGUNDO SOTANO)
PRESIÓN ADMISIBLE:	1,83 kg/cm <sup>2</sup>
MÁXIMO ASENTAMIENTO ESPERADO:	3,39 cm.
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO:	NO SE ENCONTRÓ NAPA FREÁTICA
RECOMENDACIONES ADICIONALES:	NO SE ENCONTRÓ UNA CONCENTRACIÓN CONSIDERABLE DE SULFATOS O SALES AGRESIVAS. USAR CEMENTO PORTLAND TIPO I EN EL CONCRETO DE LA CIMENTACIÓN Y DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CONTACTO CON SUELO. CUMPLIR ALGUN IMPERMEABILIZANTE EN LOS ADOSADOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CONTACTO CON AGUA.

- LAS EXCAVACIONES DEBERÁN MANTENERSE LIBRES DE AGUA ANTES Y DURANTE LOS VACIADOS DEL CONCRETO.
- NO DEBE CHEQUEARSE SOBRE TIERRA, SUELO ORGÁNICO, TIERRA VEGETAL, CEMENTO Y RELLENOS SANITARIOS O ARTIFICIALES. ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERÁN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD, ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACIÓN Y DEBEN SER REPLAZADOS CON MATERIALES ADECUADOS DEBIDAMENTE COMPACTADOS.
- EN CASO DE QUE AL NIVEL DE CIMENTACIÓN SE ENCUENTRE UN LENTE BOLSÓN DE LIMO O ARENA, DEBERÁ PROFUNDIZARSE LA EXCAVACIÓN HASTA SOBREPASARLOS EN POR LO MENOS 0,20m, Y SE VACIARÁ EN LA ALTURA DE LA SOBRES EXCAVACIÓN EFECTUADA UN FALSO CIMENTO DE CONCRETO CICLOPEO.
- LAS CISTERNAS DEBERÁN SER CUIDADOSAMENTE IMPERMEABILIZADAS EN TODOS SUS SUPERFICIES.

### CONCRETO:

- COLOCACIÓN:**
  - EL CONCRETO DEBE DEPOSITARSE LO MÁS CERCA POSIBLE DE SU UBICACIÓN FINAL PARA EVITAR LA SEGREGACIÓN DEBIDA A SU MANIPULACIÓN O TRANSPORTE.
  - LA COLOCACIÓN DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLÁSTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FACILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE LOS REFUERZOS.
  - NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA CONCRETO QUE SE HAYA ENDURECIDO PARCIALMENTE, O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRANOS.
  - NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO AL QUE DESPUÉS DE PREPARADO SE LE AÑADIERA AGUA, NI QUE HAYA SIDO MEZCLADO DESPUÉS DE SU FRAGUADO INICIAL.
  - UNA VEZ PUESTA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO, ESTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACIÓN CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O SECCIÓN DEFINIDA POR SUS LÍMITES O JUNTAS ESPECIFICADAS.
  - LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS COLOCADAS ENTRE ENCOFRADOS VERTICALES DEBE ESTAR A NIVEL.
  - TODO CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE LA COLOCACIÓN, Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFUERZO DE LAS INSTALACIONES EMBEDIDA, Y EN LAS ESCOINAS DE LOS ENCOFRADOS.
- CURADO:**
  - A MENOS QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL AC-318-02, EL CONCRETO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS PRIMEROS 7 DÍAS DESPUÉS DEL VACADO (EXCEPTO CUANDO SE EMPLEA CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA INICIAL).
  - EL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA INICIAL DEBE MANTENERSE POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS LOS PRIMEROS DÍAS, DESPUÉS DEL VACADO A EXCEPCIÓN DE CUANDO SE CURE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL AC-318-02.
- ENCOFRADO:**
  - LOS ENCOFRADOS PARA EL CONCRETO DEBEN SER DISEÑADOS Y CONSTRUIDOS POR UN PROFESIONAL RESPONSABLE, DE ACUERDO A LOS REGLAMENTOS VIGENTES, EL CONSTRUCTOR SERÁ EL RESPONSABLE DE SU SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA PROYECTADA.
- CANTIDAD DEL CONCRETO:**

ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS, (f'c)	TAMAÑO MÁXIMO DEL AGRÉGADO	SLUMP MÁXIMO
FALSAS ZAPATAS (CONCRETO CICLOPEO + 30% DE PIEDRA GRANDE EN VOLUMEN)	100 kg/cm <sup>2</sup>	6"	4"
PLATA DE CIMENTACIÓN	280 kg/cm <sup>2</sup>	2"	4"
MUROS DE CONTINCIÓN	280 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
MUROS DE CONTINCIÓN EN LA CISTERNA (EXCEPTO CUANDO ALGUNA COLUMNA ES PARTE DEL MURO, EN ESTE CASO CONSIDERAR EN EL MURO LO ESPECIFICADO PARA LA COLUMNA).	280 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
COLUMNAS DE 6" X 6"	-De cimentación o 3° Piso: 350 kg/cm <sup>2</sup> -De 4° o 7° Pisos: 280 kg/cm <sup>2</sup> -De 8° a Abierta: 210 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
PLACAS DE 6" X 6"	-De cimentación o 3° Piso: 280 kg/cm <sup>2</sup> -De 4° o Abierta: 210 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
VIGAS DE CIMENTACIÓN	280 kg/cm <sup>2</sup>	-----	-----
VIGAS Y LOSAS EN LOS ENCOFRADOS DE TECHO	210 kg/cm <sup>2</sup>	-----	-----
VIGAS, LOSAS Y MUROS DE TANQUE ELEVADO	280 kg/cm <sup>2</sup>	-----	-----
ESCALERAS	210 kg/cm <sup>2</sup>	-----	-----
COLUMNAS DE ARRIBRETE EN LA TABQUERA	175 kg/cm <sup>2</sup>	3/4"	4"

#### 5. ACERO DE REFUERZO:

REFUERZO:	CALIDAD:	RESISTENCIA A LA FLENDIA (fy)
ACEROS LONGITUDINALES	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>
ESTIROS	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>

#### 6. RECURRIMIENTOS:

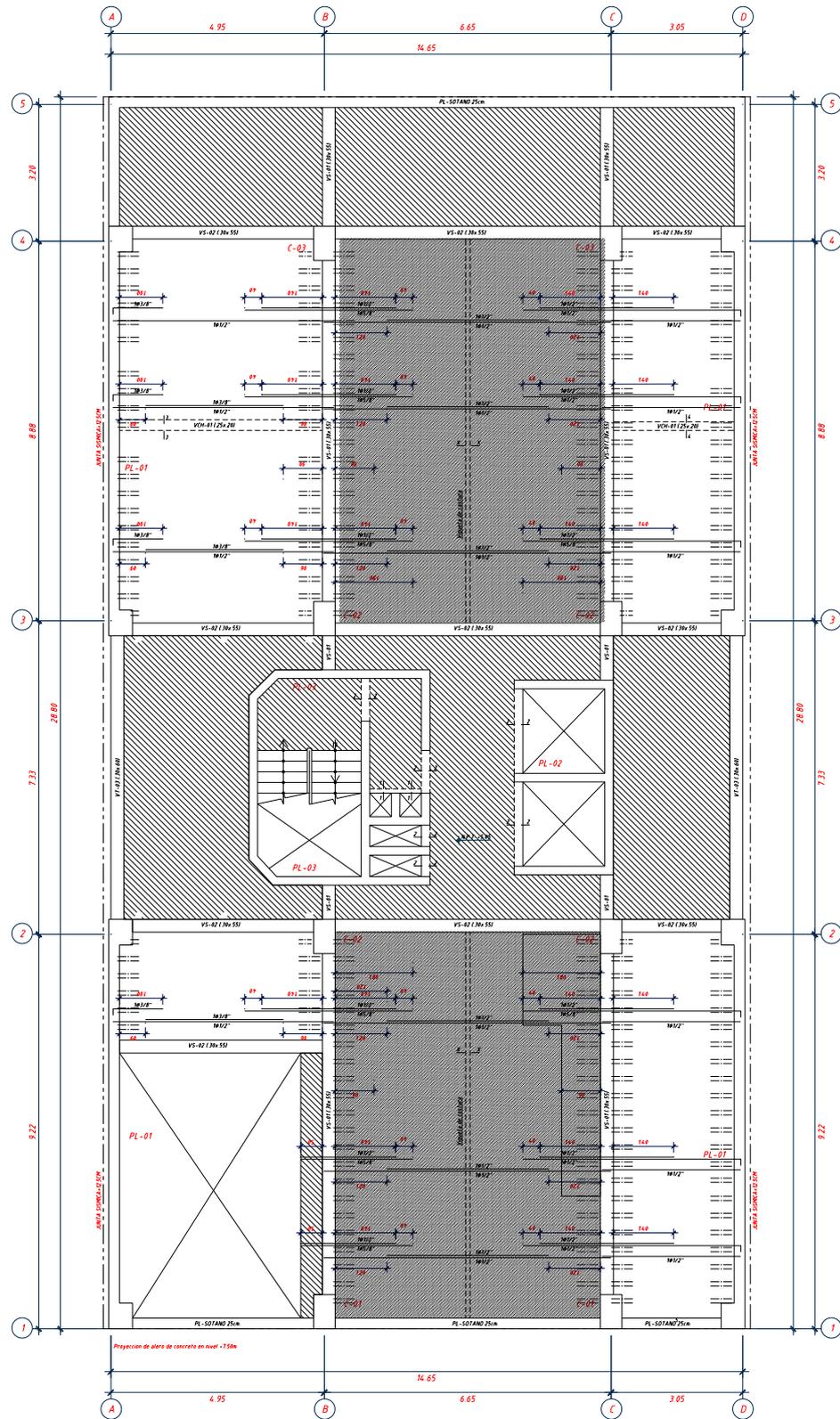
- LOS RECURRIMIENTOS LIBRES DE LOS REFUERZOS (MEDIDOS DESDE LOS ESTIROS O LAS VARILLAS DE CONFINAMIENTO HASTA LA SUPERFICIE EXTERIOR DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES) SERÁN, LOS SIGUIENTES, A MENOS QUE SE ESPEREQUE ALGO DIFERENTE EN PLANOS DE DETALLES Y NOTAS.

ELEMENTO	RECURRIMIENTO
PLATAS DE CIMENTACIÓN VACIADAS CONTRA EL SUELO	7,0 cm.
SUPERFICIES DE MUROS Y LOSAS EN CONTACTO CON AGUA O TIERRA	3,5 cm.
SUPERFICIES DE MUROS QUE NO ESTEN EN CONTACTO CON AGUA O TIERRA	2,0 cm.
PLACAS, MUROS Y LOSAS	7,0 cm.
COLUMNAS	4,0 cm.
COLUMNAS EN LAS CISTERNAS	5,0 cm.
VIGAS	4,0 cm.
COLUMNETAS EN TABQUERA	7,0 cm.

- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO QUE SE INDICAN EN LOS PLANOS NO INCLUYEN SUS ACABADOS.

- LAS JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN PARA EL VACADO DE CONCRETO QUE NO ESTEN ESPECIFICADAS EN LAS PLANOS O DETALLES DE ESTOS PLANOS, DEBERÁN SER UBICADAS Y APROBADAS POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.

# Anexo 10: Plano de estructuras – sótano 01

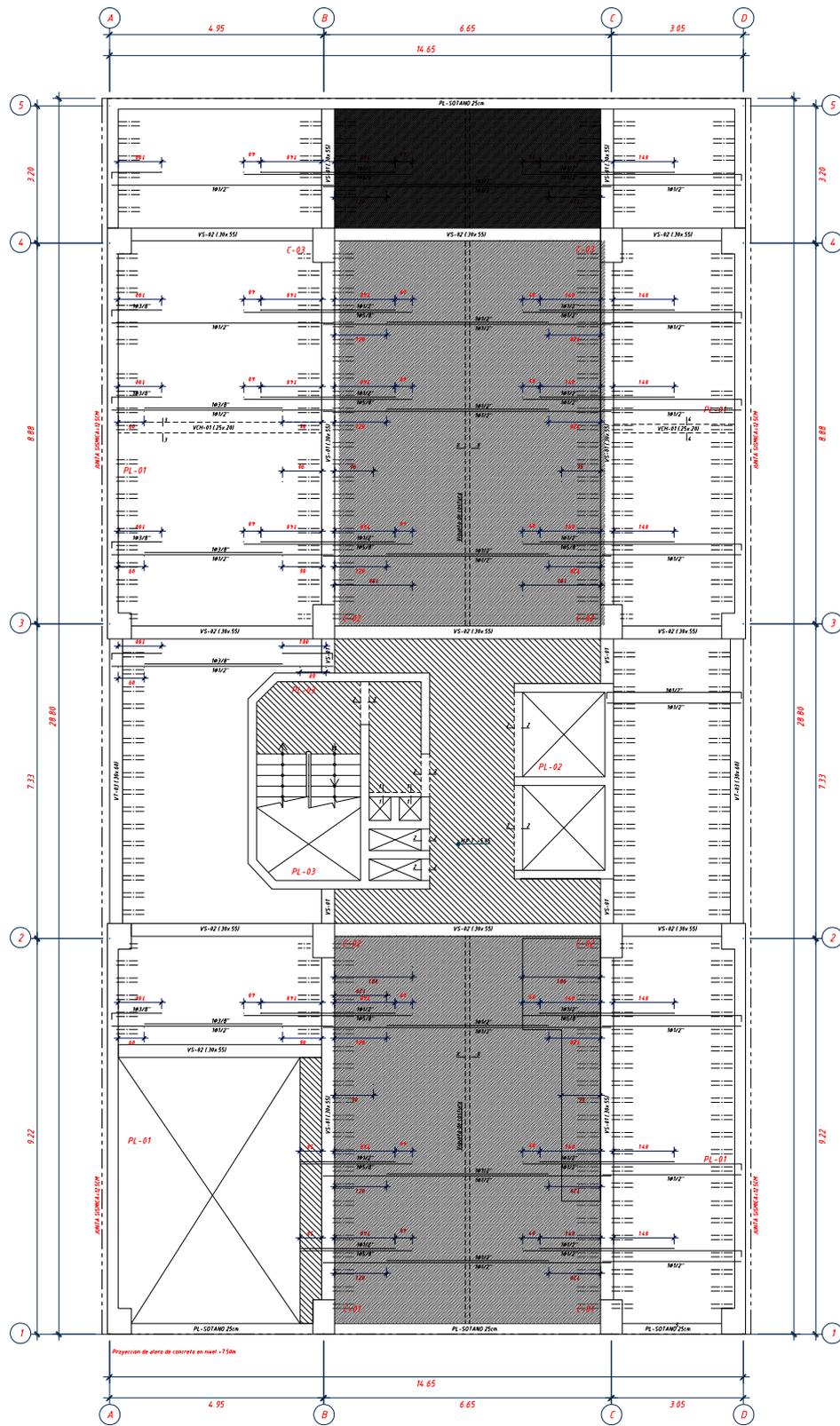


ENCOFRADO DE TECHO PARA SÓTANO 01

ESCALA 1:50

<p>LOSA DE H.0.20m LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL CON VIGETAS ESPACIADAS @40 MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGETAS SUPERIOR DE #12 @ 25cm</p> <p><small>En las plantas sólo se muestran los refuerzos correctos y bastiones para estas áreas!</small></p>	<p>LOSA DE H.0.20m LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL CON VIGETAS ESPACIADAS @40 MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGETAS SUPERIOR DE #12 @ 25cm</p> <p><small>En las plantas sólo se muestran los refuerzos correctos y bastiones para estas áreas!</small></p>	<p>LOSA DE H.0.20m LOSA MALLA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #6mm @40 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #12 @ 25cm</p> <p><small>En las plantas sólo se muestran los bastiones adyacentes a otras mallas correctas!</small></p>
--	--	--

# Anexo 11: Plano de estructuras – sótano 02



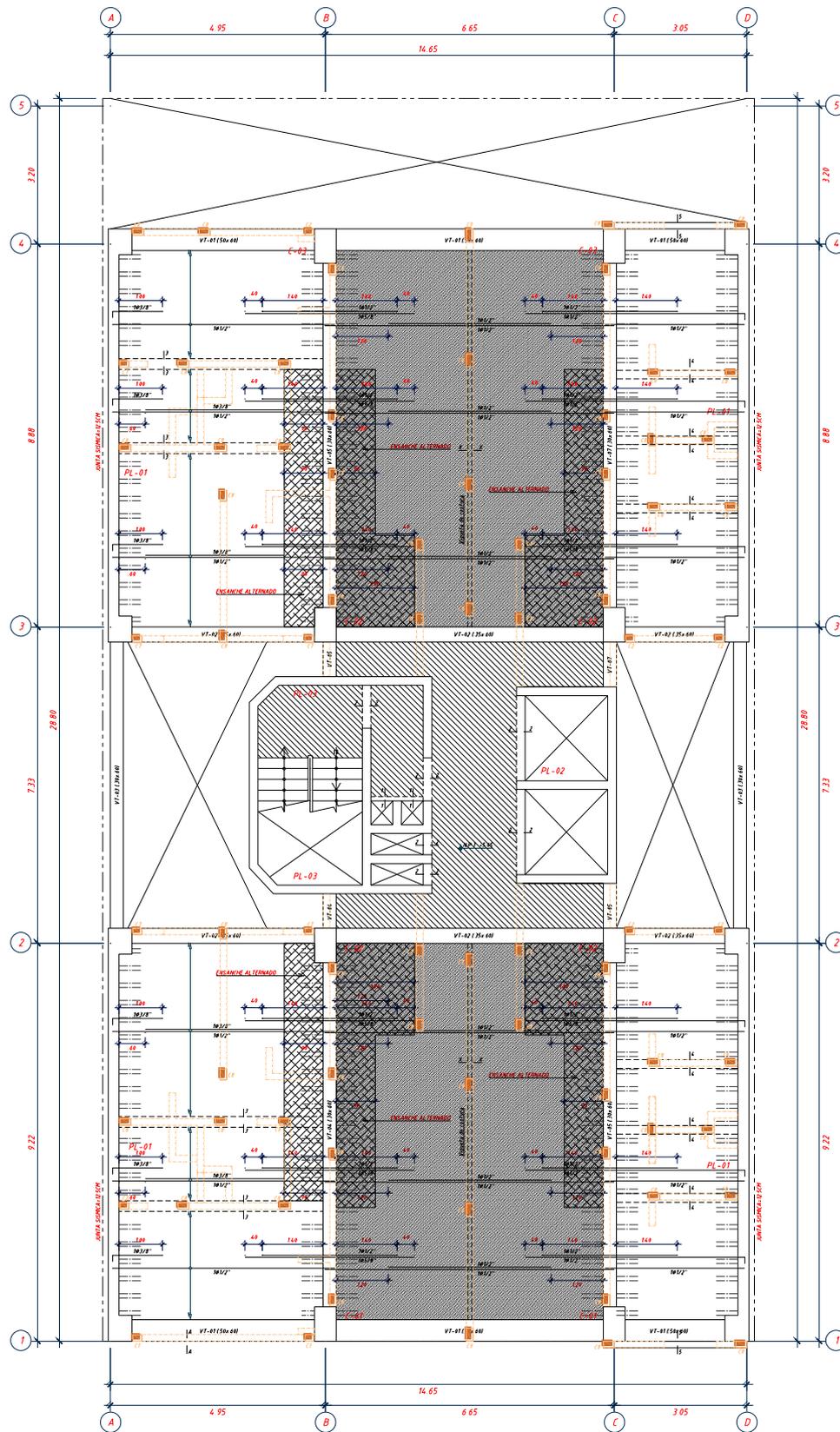
ENCOFRADO DE TECHO PARA SÓTANO 02

ESCALA 1:50

(5x11.25x0.20)

<p>LOSA DE H=20cm LOSA ALBERADA CONVENCIONAL CON VIGUETAS ESPACIADAS @40 MALLA INDEPENDIENTE @ LAS VIGUETAS SUPERIOR DE #1/4" @ 25cm (En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)</p>	<p>LOSA DE H=25cm LOSA ALBERADA CONVENCIONAL CON VIGUETAS ESPACIADAS @40 MALLA INDEPENDIENTE @ LAS VIGUETAS SUPERIOR DE #1/4" @ 25cm (En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)</p>	<p>LOSA DE H=20cm LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #6mm @40 MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #4 @ 25cm (En las plantas sólo se muestran los bastones adiconales a estas mallas corridas)</p>
---	---	--

## Anexo 12: Plano de estructuras – encofrado techo 01

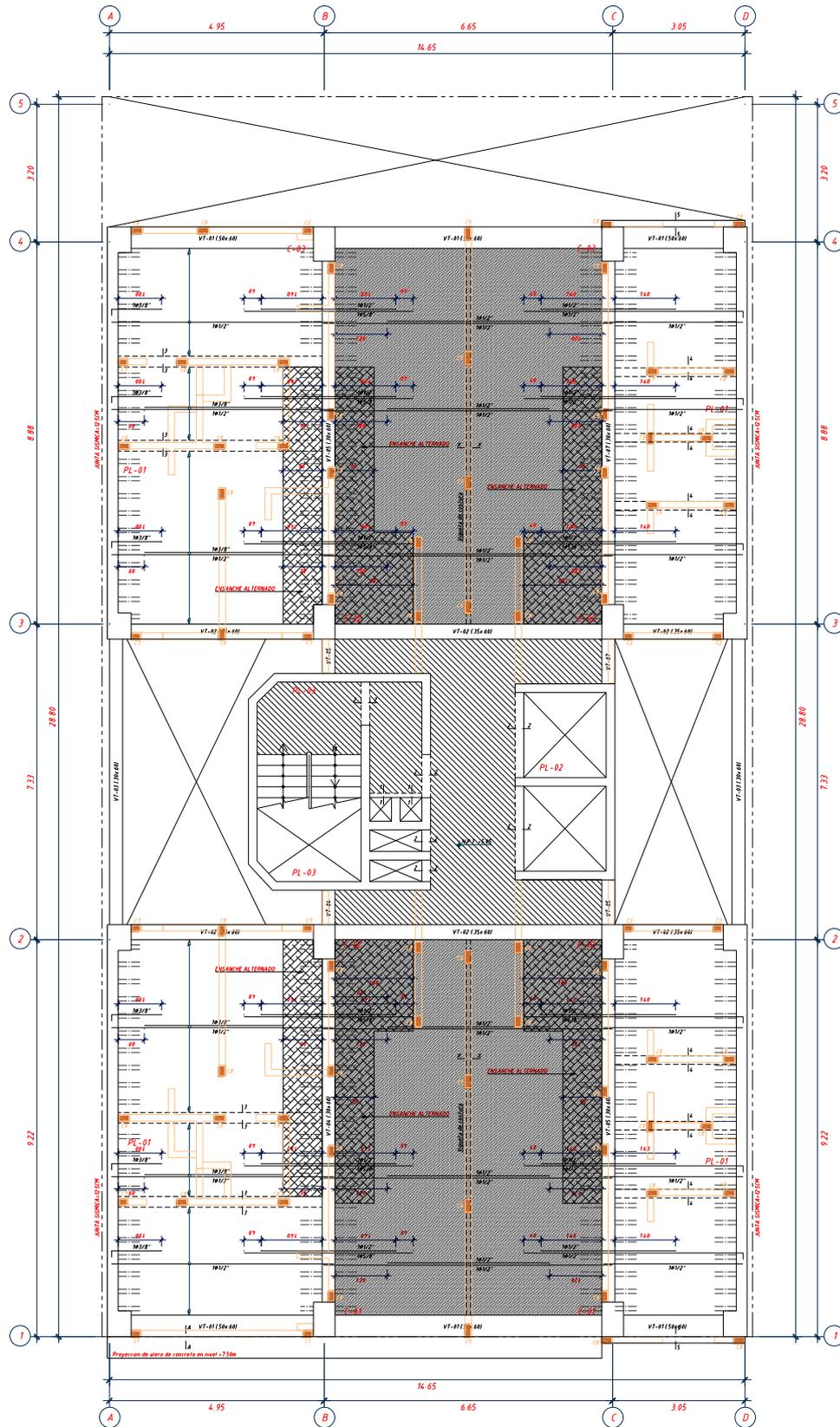


ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 1ER. PISO

ESCALA 1:50  
15/C/100 hgr/m<sup>2</sup>

<p><b>LOSA DE H=20cm</b> LOSA ALICERADA CONVENCIONAL CON VIGUETAS ESPACIADAS @ 40 MALLA SUPERIOR DE #14 A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE #14 @ 25cm En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas</p>	<p><b>LOSA DE H=25cm</b> LOSA ALICERADA CONVENCIONAL CON VIGUETAS ESPACIADAS @ 40 MALLA SUPERIOR DE #14 A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE #14 @ 25cm En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas</p>	<p><b>LOSA DE H=20cm</b> LOSA MALLADA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #14 @ 40 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #14 @ 20 En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas</p>
--	--	--

### Anexo 13: Plano de estructuras – encofrado techo 02

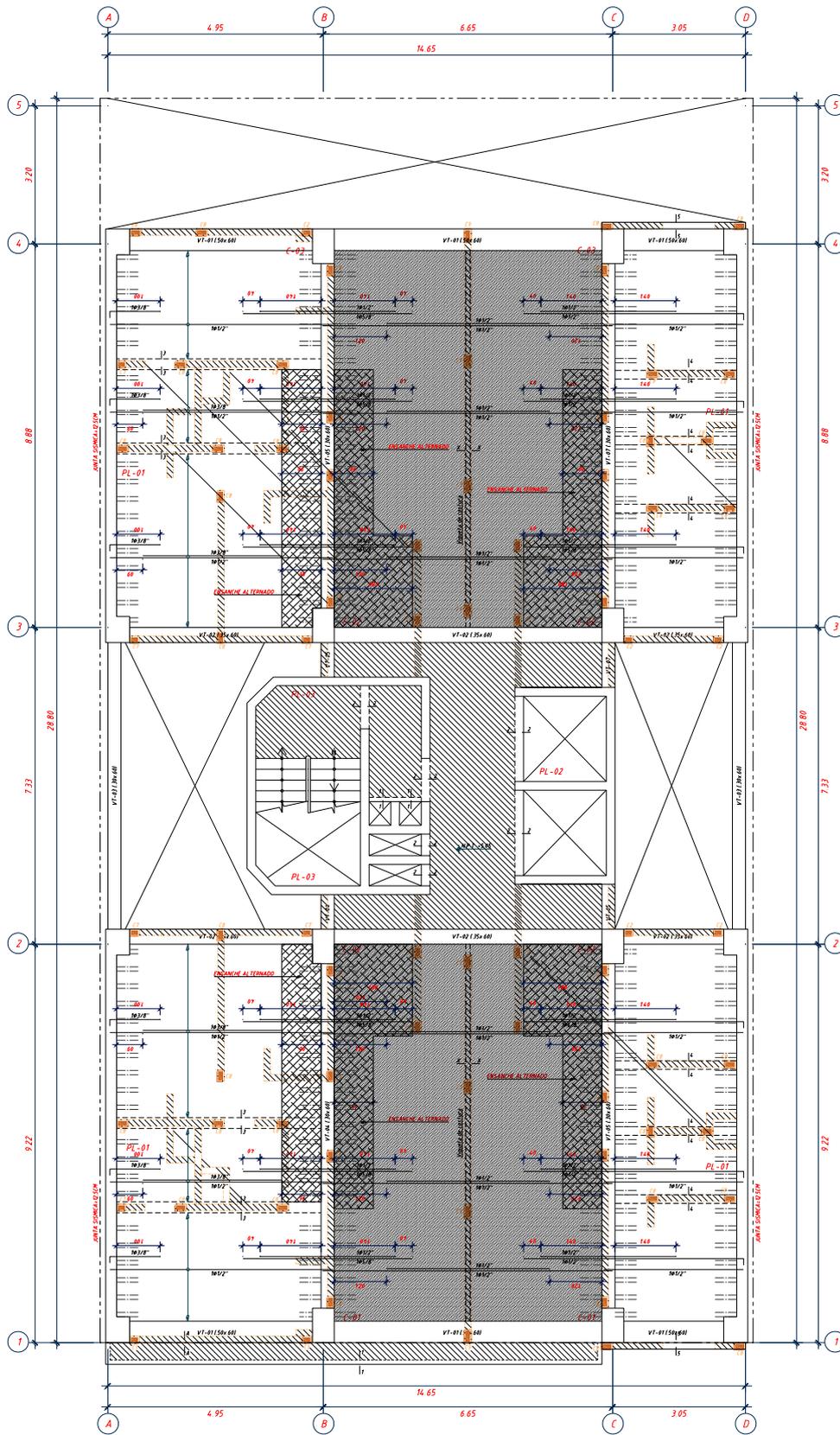


ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 2DO. PISO

ESCALA 1:50  
(5'x1' = 200 kg/m<sup>2</sup>)

<p><b>LOSA DE H=20cm</b></p> <p>LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL CON VIGETAS ESPACIADAS @ 40</p> <p>MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGETAS SUPERIOR DE #1/4" @ 25cm</p> <p><small>(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)</small></p>	<p><b>LOSA DE H=25cm</b></p> <p>LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL CON VIGETAS ESPACIADAS @ 40</p> <p>MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGETAS SUPERIOR DE #1/4" @ 25cm</p> <p><small>(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)</small></p>	<p><b>LOSA DE H=20cm</b></p> <p>LOSA MALLADA</p> <p>MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #6mm @ 40</p> <p>MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #4" @ 20</p> <p><small>(En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)</small></p>
--	--	--

**Anexo 14: Plano de estructuras – encofrado techo 03, 05, 07, 09, 11, 13, 15**



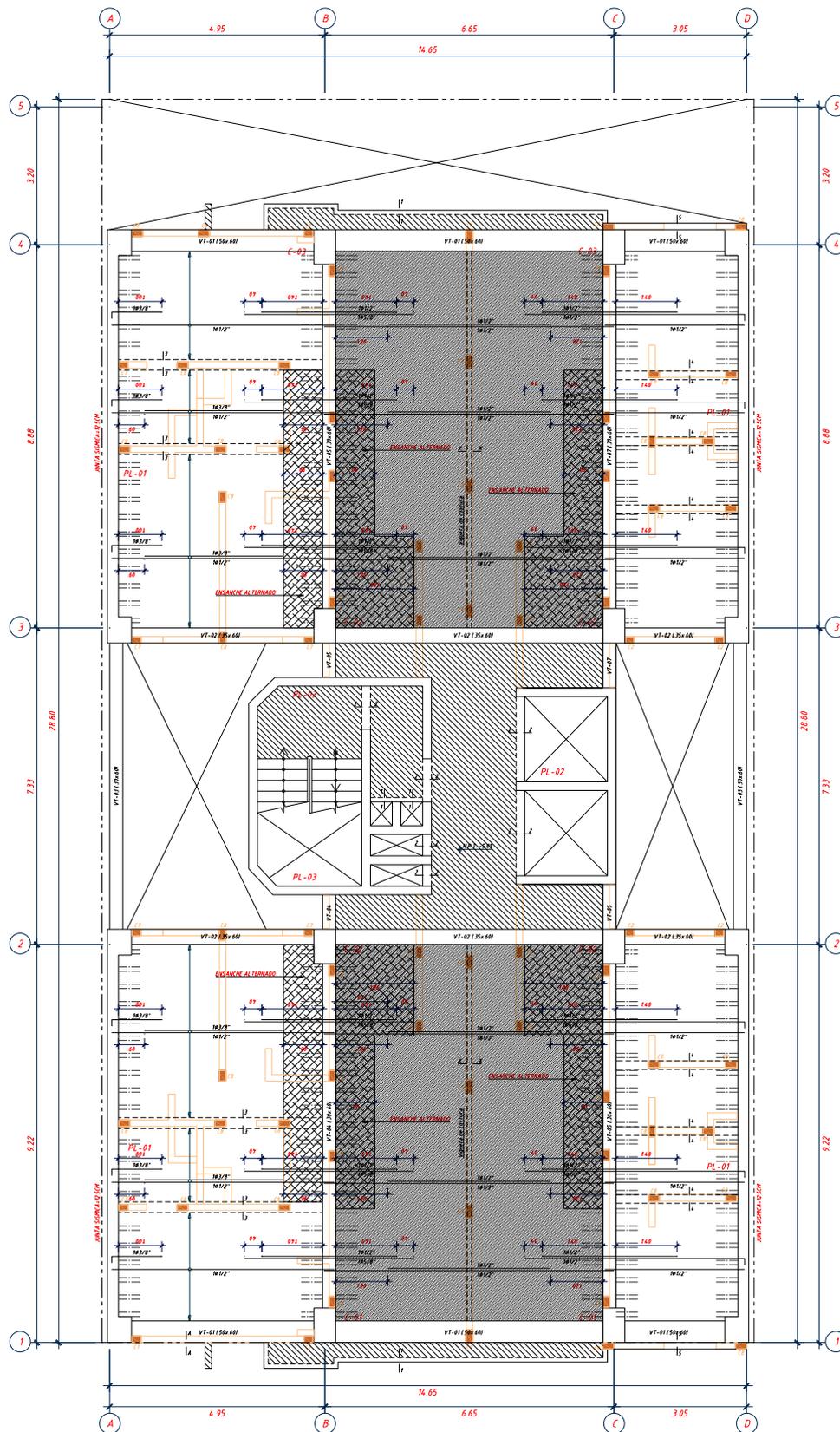
**ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 3ER PISO**

ESCALA 1:50

(511-20049-m2)

<p><b>LOSA DE H18.20m</b> LOSA ALICERADA CONVENCIONAL CON VISUETAS ESPACIADAS @ 40 MALLA PERPENDICULAR A LAS VISUETAS SUPERIOR DE #14 @ 25m <i>(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)</i></p>	<p><b>LOSA DE H18.20m</b> LOSA ALICERADA CONVENCIONAL CON VISUETAS ESPACIADAS @ 40 MALLA PERPENDICULAR A LAS VISUETAS SUPERIOR DE #14 @ 25m <i>(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)</i></p>	<p><b>LOSA DE H18.20m</b> LOSA MALLERA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #6 @ 40 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #3/8 @ 20 <i>(En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)</i></p>
---	---	--

**Anexo 15: Plano de estructuras – encofrado techos 04, 06, 08, 10, 12, 14**

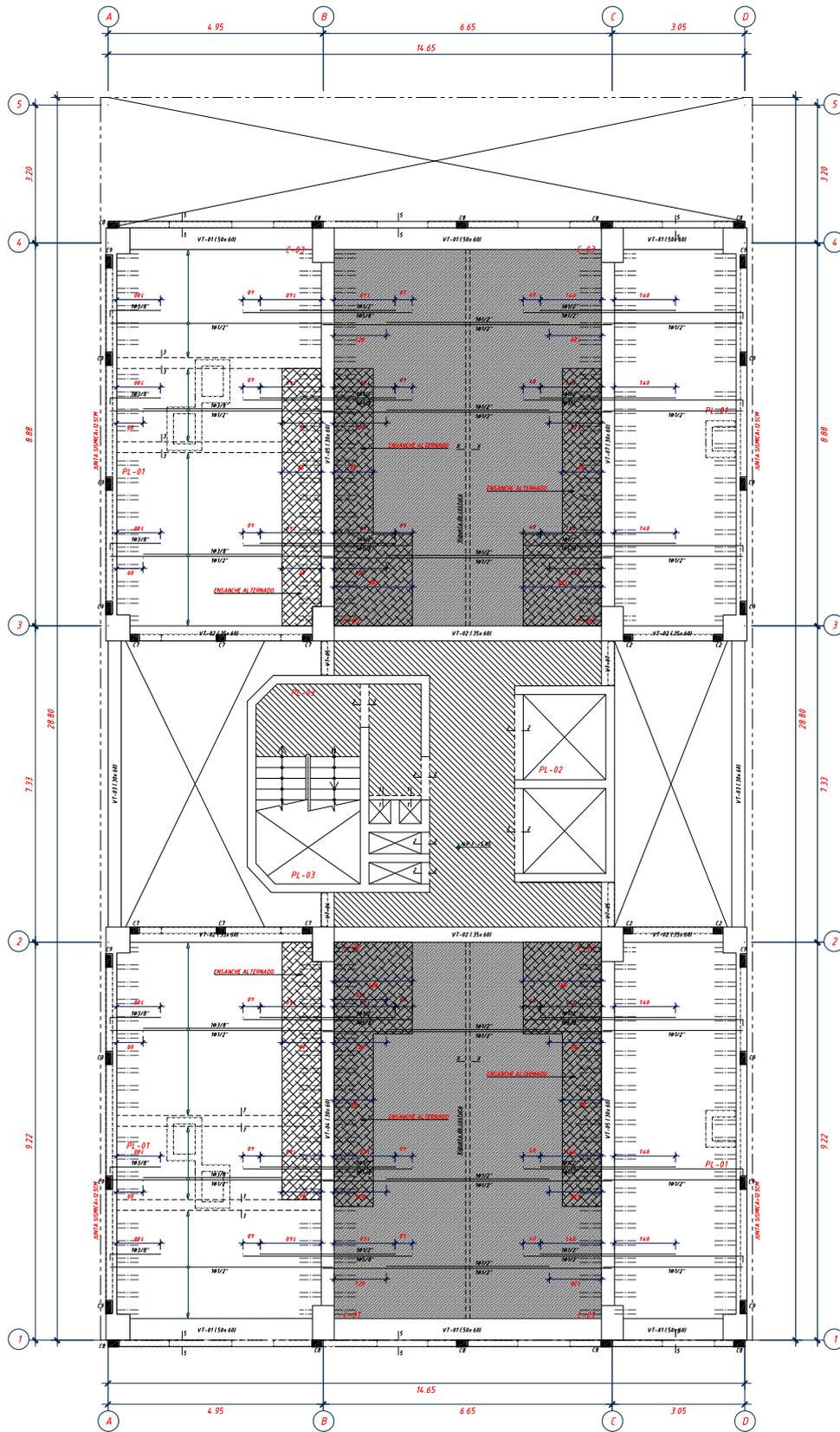


ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 4 TO., 6 TO., 8 VO PISO

ESCALA 1/50  
(50x100x120m2)

<p><b>LOSA DE PLATAFORMA</b> LOSA ALTERNADA CONVENCIONAL CON VIGETAS ESPACIADAS @ 40 MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGETAS SUPERIOR DE #14 @ 25cm En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas</p>	<p><b>LOSA DE PLATAFORMA</b> LOSA ALTERNADA CONVENCIONAL CON VIGETAS ESPACIADAS @ 40 MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGETAS SUPERIOR DE #14 @ 25cm En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas</p>	<p><b>LOSA DE PLATAFORMA</b> LOSA MALLA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #6mm @ 40 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #8 @ 20 En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas</p>
--	--	--

### Anexo 16: Plano de estructuras – encofrado techo azotea.



ENCOFRADO DE TECHO PARA LA AZOTEA

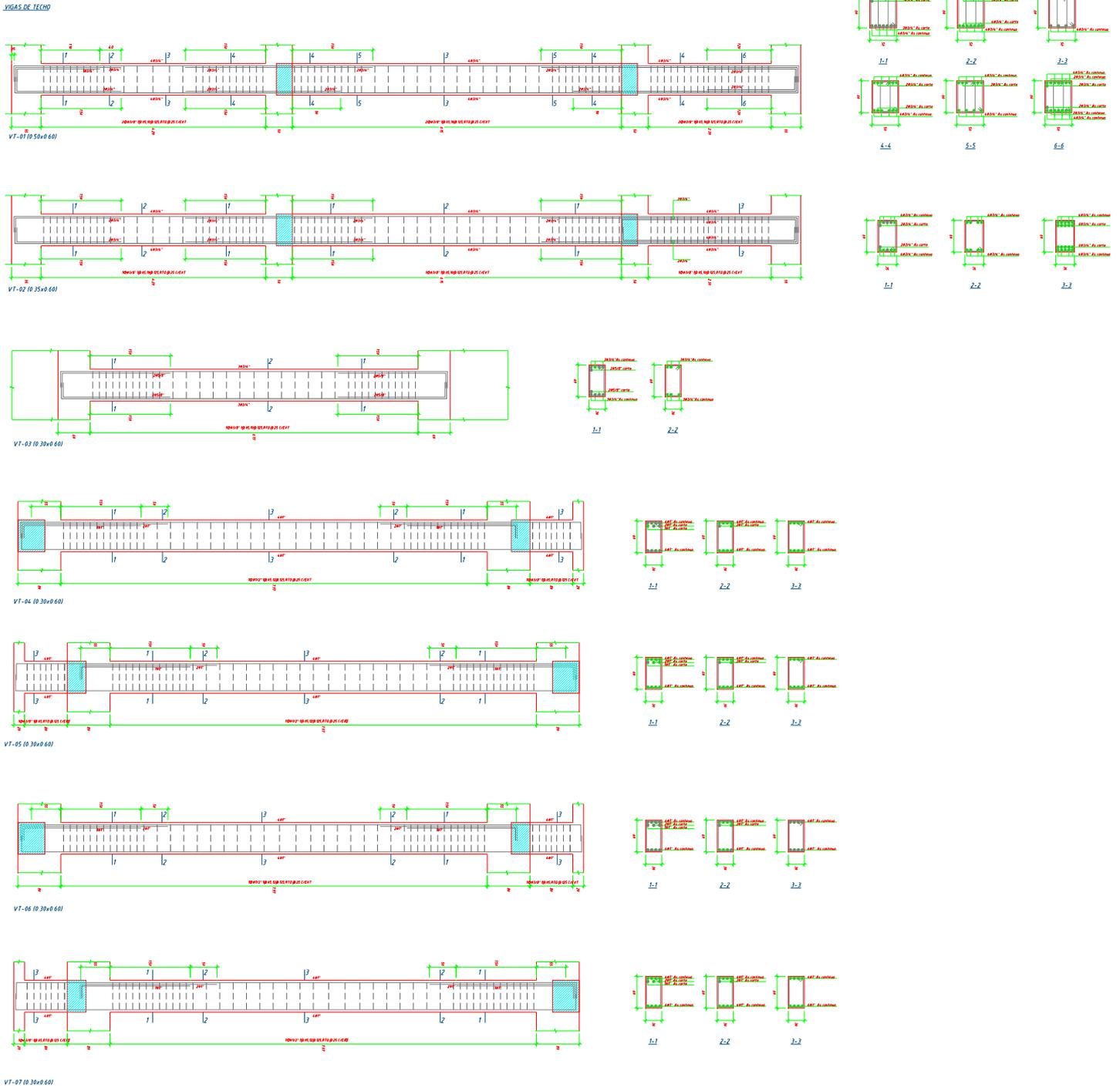
ESCALA 1:50  
(5x1,200 kg/m<sup>2</sup>)

<p>LOSA DE H.0.20m LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL CON VIGUETAS ESPACIADAS @ 15 MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE Ø12x @ 25m En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas!</p>	<p>LOSA DE H.0.20m LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL CON VIGUETAS ESPACIADAS @ 15 MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE Ø12x @ 25m En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas!</p>	<p>LOSA DE H.0.20m LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø10m @ 15 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø10x @ 20 En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas!</p>
---	---	--

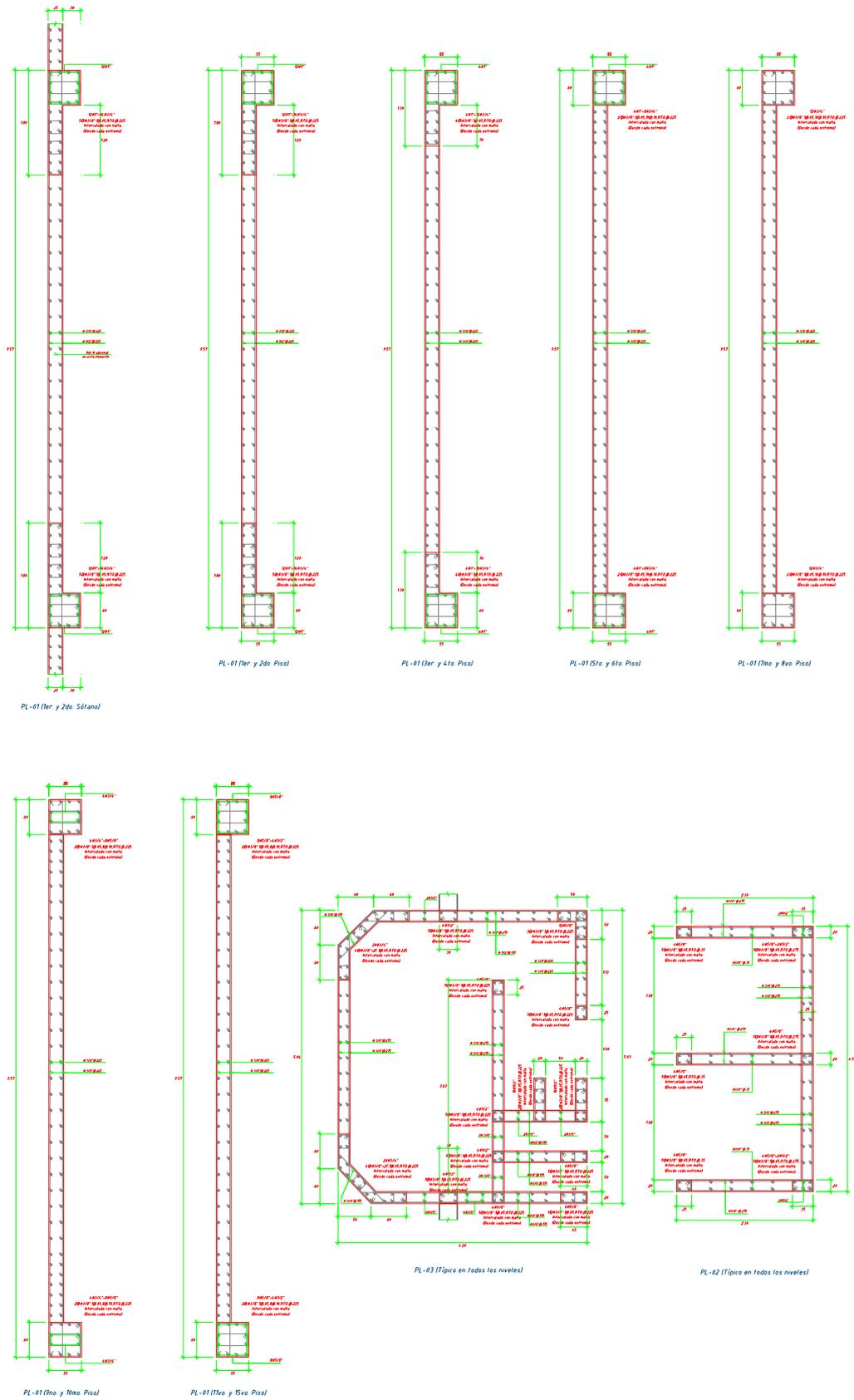
### Anexo 17: Plano de estructuras - columnas

<p>COLUMNA</p> <p>PISO</p>	C-01	C-02	C-03
Segundo y Primer Sótano			
Primer a Tercer Piso			
Cuarto a Sexto Piso			
Septimo a Noveno Piso			
Decimo a Quinceavo Piso			
AZOTEA			

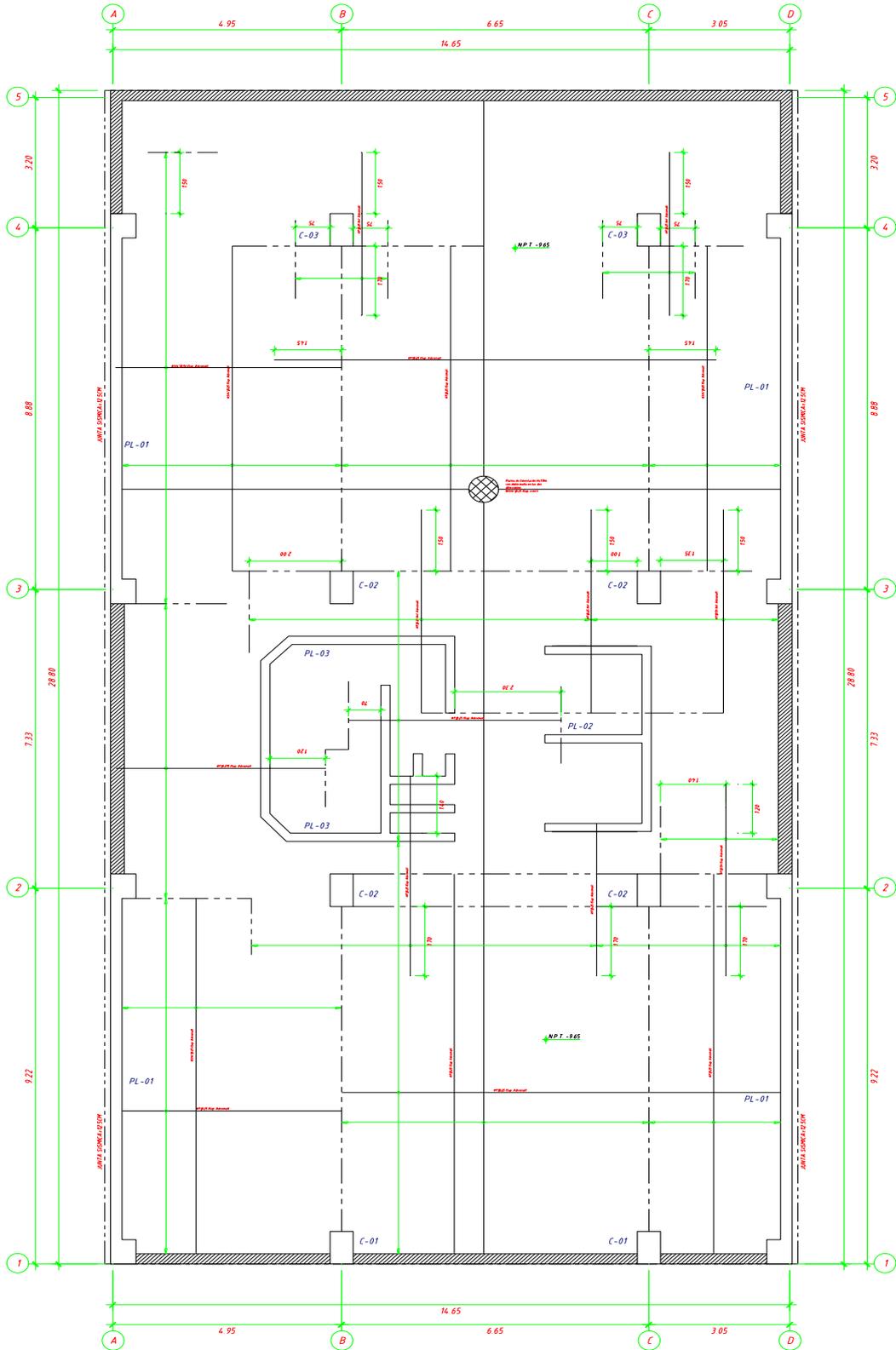
## Anexo 18: Plano de estructuras – Vigas



## Anexo 19: Plano de estructuras - Muros



## Anexo 20: Plano de estructuras - Cimentación



PLATEA DE CIMENTACIÓN H=1.10m

ESCALA 1:50  
15/12/1998 kg/m<sup>3</sup>

<p>PLATEA DE CIMENTACIÓN H=1.10m                  MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR DE #1/4" @ 25cm                  MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR DE #1/4" @ 25cm                  DESARROLLAR EL DORADO DE LA CAPACIDAD DEL SUELO, HASTA 2.00m @ 2.00m @ 2.00m                  MEDIANTE TECNOLOGÍA DE CEMENTO O SIMILAR</p>
--

## Anexo 21: Detalles, especificaciones de AMS

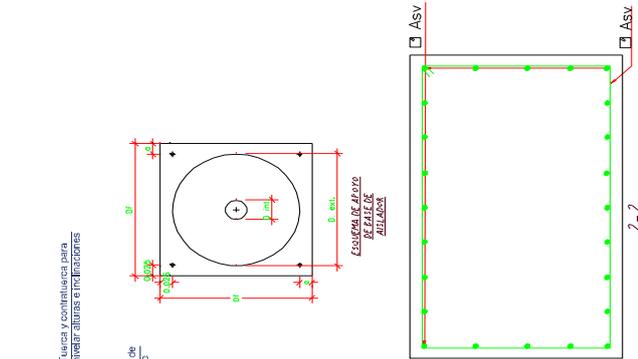
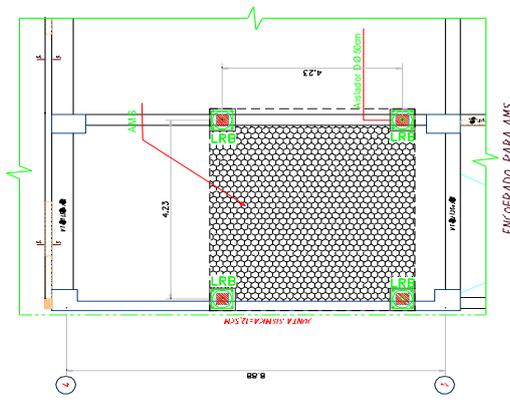
### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LOS AISLADORES SÍSMICOS

TIPO	DESC.	CANT.	D. ext. (cm)	D. int. (cm)	ts (cm)	nr (und)	lr (cm)	lr (cm)	lf (cm)	Hr (cm)	HT (cm)	NUCLEO PLOMO
LRB A	4	4	50	2.5	0.3	20	1	60	2	20	30	

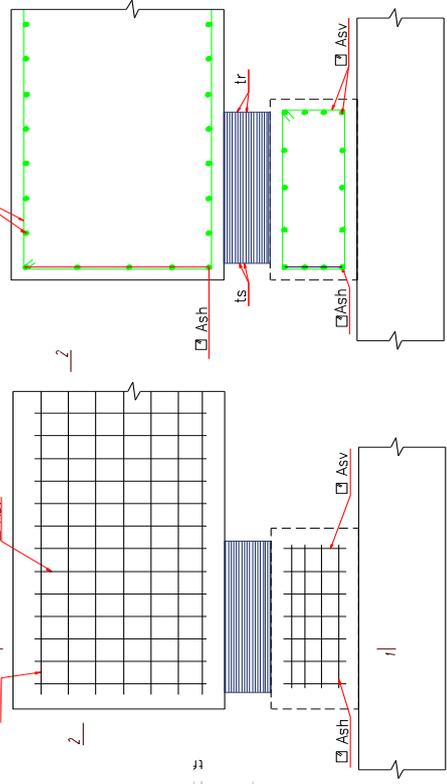
**NOTAS:**  
 D ext. = DIAMETRO EXTERIOR DEL ELASTÓMERO  
 D int. = DIAMETRO INTERIOR DEL ELASTÓMERO  
 ts = ESPESOR DE LAS CAPAS INTERMEDIAS DE ACERO  
 nr = ESPESOR DE LAS CAPAS DE GOMA  
 lr = DIMENSION LADO DE PLACAS DE ACERO DE ANCLAJE  
 lf = ESPESOR PLACAS DE ACERO DE ANCLAJE  
 HT = ALTURA TOTAL DEL AISLADOR  
 H = ALTURA TOTAL DE ASLADOR

**NOTAS SOBRE MAGIZO**  
 AL SER FINES DE TESIS, NO SE HIZO EL DISEÑO DE ACERO DE REFUERZO PUESTO QUE SOLO SE EVALUO CON EL PESO EXTRA DE EL MAGIZO. EN CASO DE SER NECESARIO, SE DEBE REALIZAR UN ANÁLISIS POR MOMENTOS Y CORTANTES PARA VERIFICAR QUE SE SATISFAGA LA DEMANDA DEL PESO TOTAL QUE NECESITAMOS COLOCANDOLO EN EL MAGIZO DE CONCRETO.

- NOTAS:**
- 1) LOS AISLADORES SÍSMICOS CORRESPONDEN A LA MARCA DYNAMIC ISOLATION SYSTEMS (DIS) Y DEBEN CUMPLIR CON LAS PROPIEDADES MOSTRADAS Y CON LAS TOLERANCIAS DADAS EN LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.
  - 2) LOS AISLADORES SÍSMICOS SERÁN ELASTÓMERO DE NEOPRENO.
  - 3) (\*) (\*\*) LAS DIMENSIONES DE LOS AISLADORES SON REFERENCIALES Y PUEDEN VARIAR SEGÚN EL PROVEEDOR, CUMPLIÉNDOSE SIEMPRE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DADAS EN LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y MENORIAS DE CÁLCULO.
  - 4) LA ESTRUCTURA AISLADA SE ENCUENTRA EN LA AZOTEA A NIT +46.35m.
  - 5) CADA TIPO DE AISLADOR SE INDICA EN LAS PLANTAS DE LOS ENCOFRADOS COMO LRB A.



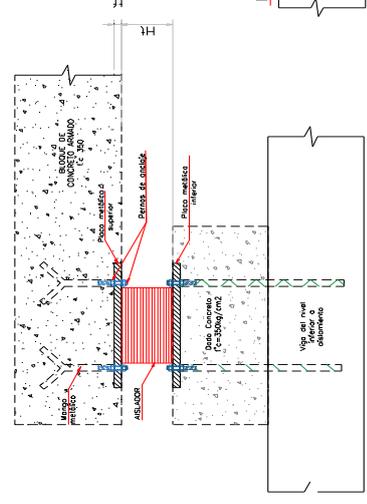
DETALLE DE ARMADURA DE DADO Y BLOQUE AMS



Detalle de armadura dados de concreto

Distribución de acero Bloque AMS

DETALLES PARA EL SISTEMA DE AISLAMIENTO



INTERFAZ Y ANCLAJE DE AISLADOR Y AMS

Anexo 22: Diseño de FRP para viga por carga de servicio en MathCad

**Diseño por Flexión:**

b: Ancho de Viga      r: Recubrimiento 2 capas       $f'_c$ : Resistencia compresión concreto  
 h: Peralte              d: Peralte efectivo               $f_y$ : Fluencia del acero  
 $\epsilon_{cu}$ : Deformación unitaria permisible - compresión  
 $\epsilon_y$ : Deformación de fluencia del acero  
 $E_s$ : Modulo de elasticidad del acero

$$b := 30 \text{ cm} \qquad h := 60 \text{ cm} \qquad r := 9 \text{ cm} \qquad d := h - r = 51 \text{ cm}$$

$$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \qquad f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \qquad E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.002 \qquad \epsilon_{cu} := 0.003$$

**Cargas de servicio:**

WDL: Carga Muerta de servicio sin AMS      W'DL: Carga Muerta de servicio con AMS  
 WLL: Carga Viva de servicio sin AMS      W'LL: Carga Viva de servicio con AMS

$$W_{DL} := 18.40 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \qquad W'_{DL} := 28.3376 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$W_{LL} := 6.71 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \qquad W'_{LL} := 6.71 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

**Propiedades del acero:**

$$d_b := 1 \text{ in} = 2.54 \text{ cm} \qquad A_b := \pi \cdot \frac{d_b^2}{4} = 5.1 \text{ cm}^2$$

**Propiedades de la fibra: SIKA CARDOBUR S1512**

$t_f$  = espesor de tira                       $f'_{fu}$  = Resistencia última a tensión  
 $\epsilon'_{fu}$  = Deformación de falla               $E_f$  = Módulo de elasticidad de FRP  
 $n_f$  = numero de capas de FRP       $w_f$  = Ancho de FRP       $d_f$  = Altura efectiva de FRP

$$t_f := 1.2 \text{ mm} \qquad n_f := 2$$

$$f'_{fu} := 3100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \qquad E_f := 165000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \qquad w_f := b$$

$$\epsilon'_{fu} := 0.012 \qquad d_f := h$$

**Paso 1: Cálculo de propiedades del sistema FRP**

$C_E$  = Exposición interior según ACI 440-2R 17 = 0.95

$ffu$  = Resistencia de rotura del FRP

$\epsilon_{fu}$  = Deformación máxima unitaria del FRP

$$C_E := 0.95$$

$$ffu := C_E \cdot f'_{fu} = 30030.642 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \qquad \epsilon_{fu} := C_E \cdot \epsilon'_{fu} = 0.011$$

## Paso 2: Cálculo preliminares del concreto

$A_f$  = Área de refuerzo FRP       $A_s$  = Área de refuerzo a tracción  
 $A_{sc}$  = Área de refuerzo a compresión       $E_c$  = Módulo de elasticidad del concreto  
 $n$  = Relación modular

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 218819.789 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad n := \frac{E_s}{E_c} = 9.14$$

$$A_f := t_f \cdot n_f \cdot w_f = 7 \text{ cm}^2 \quad A_s := 7 \cdot A_b = 35.47 \text{ cm}^2 \quad A_{sc} := 4 \cdot A_b = 20.27 \text{ cm}^2$$

## Paso 3: Determinar la deformación existente en la cara interior

$M_{DL}$  = Carga de Servicio       $c$  = profundidad eje neutro       $k$  = proporción del eje neutro  
 $\varepsilon_{bi}$  = Deformación en el concreto al colocar el FRP  
 $I_{cr}$  = Momento de Inercia de la sección fisurada

$$M_{DL} := W'_{DL} + W'_{LL} = 35.048 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-\left(\frac{2 \cdot A_s \cdot f_y}{E_c \cdot b \cdot \varepsilon_y}\right) + \sqrt{\left(\frac{2 \cdot A_s \cdot f_y}{E_c \cdot \varepsilon_y \cdot b}\right)^2 + 4 \cdot \left(\frac{2 \cdot A_s \cdot f_y}{E_c \cdot \varepsilon_y}\right) \cdot \frac{d}{b}}}{2} = 24.108 \text{ cm}$$

$$k := \frac{c}{d} = 0.473 \quad x := d - k \cdot d = 26.892 \text{ cm} \quad I_{cr} := 768800.53 \cdot \text{cm}^4$$
$$\varepsilon_{bi} := \frac{M_{DL} \cdot (d_f - k \cdot d)}{I_{cr} \cdot E_c} = 0.00075$$

## Paso 4: Deformación del diseño del FRP

$\varepsilon_{fd}$  = Deformación unitaria por pérdida de adherencia del refuerzo FRP

$$\varepsilon_{fd} := 0.083 \cdot \sqrt{\frac{f'c \text{ in}}{n_f \cdot t_f \cdot E_f}} = 0.003$$

$$\varepsilon_{fd} := 0.41 \cdot \sqrt{\frac{f'c \text{ mm}}{n_f \cdot t_f \cdot E_f}} = 0.003 \quad 0.9 \cdot \varepsilon_{fu} = 0.01$$

## Paso 5: Estimación de la profundidad del eje neutro

$$c := 0.634 \cdot d = 32.33 \text{ cm}$$

## Paso 6: Nivel de deformación efectiva del refuerzo FRP

$\varepsilon_{fe}$  = Deformación efectiva del FRP alcanzada en la falla  
 $\varepsilon_{fec}$  = Deformación efectiva del FRP alcanzada en la falla asumida (mínimo)  
 $\varepsilon_c$  = Deformación unitaria del concreto luego del FRP

$$\varepsilon_{fe} := \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d_f - c}{c}\right) - \varepsilon_{bi} = 0.0018$$

$$\varepsilon_{fec} := \min(\varepsilon_{fe}, \varepsilon_{fd}) = 0.0018 \quad \text{menor } \varepsilon_{fd} \quad \text{NO FALLA!!!}$$

$$\varepsilon_c := (\varepsilon_{fec} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left( \frac{c}{d_f - c} \right) = 0.003$$

### Paso 7: Deformación en el acero de refuerzo existente

$\varepsilon_s$  = Deformación del acero

$$\varepsilon_s := (\varepsilon_{fec} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left( \frac{d - c}{d_f - c} \right) = 0.0017$$

### Paso 8: Esfuerzo en el acero de refuerzo y FRP

$f_s$  = Esfuerzo del acero de refuerzo

$f_{fe}$  = Esfuerzo efectivo del refuerzo FRP de la sección de falla

$$f_s := E_s \cdot \varepsilon_s = 3463.722 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{debe ser menor que} \quad f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_s := \min(f_s, f_y) = 3463.722 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{fe} := E_f \cdot \varepsilon_{fec} = 3060.778 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

### Paso 9: Fuerzas internas resultantes del equilibrio del eje neutro

$$\varepsilon'_c := 1.7 \cdot \frac{f'_c}{E_c} = 0.0016 \quad \beta_1 := \frac{4 \cdot \varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6 \cdot \varepsilon'_c - 2 \cdot \varepsilon_c} = 0.931 \quad \alpha_1 := \frac{3 \cdot \varepsilon'_c \cdot \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3 \cdot \varepsilon'^2_c \cdot \beta_1} = 0.765$$

$$c := \frac{f'_s \cdot A_s + A_f \cdot f_{fe}}{\alpha_1 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} = 32.31 \text{ cm}$$

### Paso 10: Ajuste del eje neutro del paso 5 para que se cumpla el paso 9

Se ajustó el valor de "c" hasta satisfacer el equilibrio de fuerzas

### Paso 11: Esfuerzo a flexión de los componentes

$$M_{ns} := f'_s \cdot A_s \cdot \left( d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) = 44.184 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{nsc} := f'_s \cdot A_{sc} \cdot \left( d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) = 25.248 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{nf} := f_{fe} \cdot A_f \cdot \left( d_f - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) = 9.909 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

### Paso 12: Resistencia de diseño a flexión de la sección

$$\phi := 0.9 \quad \psi_f := 0.85$$

$$\phi M_{ns} := \phi \cdot (M_{ns} + M_{nsc} + \psi_f \cdot M_{nf}) = 70.07 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_{ns} = 70.07 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{es mayor que} \quad M_{DL} = 35.048 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{OK!!}$$

**Paso 13: Evaluación de esfuerzos de servicio en el acero de refuerzo CFRP** $\rho$  = Cuantía de acero de refuerzo $f_{s's}$  = Esfuerzo en el acero de refuerzo bajo cargas de servicio

$$\rho_s := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.023$$

$$\rho_f := \frac{A_f}{w_f \cdot d} = 0.005$$

$$k := \sqrt{\left(\rho_s \cdot \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \cdot \frac{E_f}{E_c}\right)^2 + 2 \cdot \left(\rho_s \cdot \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \cdot \frac{E_f}{E_c} \cdot \left(\frac{d_f}{d}\right)\right)} - \left(\rho_s \cdot \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \cdot \frac{E_f}{E_c}\right) = 0.507$$

$$M'_s := M_{DL} = 35 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$f_{s's} := \frac{\left(M'_s + \varepsilon_{bi} \cdot A_f \cdot E_f \cdot \left(d_f - \frac{k \cdot d}{3}\right)\right) \cdot (d - k \cdot d) \cdot E_s}{A_s \cdot E_s \cdot \left(d - \frac{k \cdot d}{3}\right) \cdot (d - k \cdot d) + A_f \cdot E_f \cdot \left(d_f - \frac{k \cdot d}{3}\right) \cdot (d_f - k \cdot d) + A_c \cdot E_c \cdot \left(d - \frac{k \cdot d}{3}\right) \cdot (d - k \cdot d)} = 1425.721 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{s's} = 1425.721 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ es menor que } 0.8 \cdot f_y = 3360 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{OK!!!}$$

**Paso 14: Verificación de límite plástico del FRP bajo cargas de servicio** $f_{f's}$  = Esfuerzo en el refuerzo CFRP dentro del rango elástico $ffu$  = Esfuerzo de ruptura del rango elástico

$$f_{f's} := f_{s's} \cdot \left(\frac{E_f}{E_s}\right) \cdot \left(\frac{d_f - k \cdot d}{d - k \cdot d}\right) - \varepsilon_{bi} \cdot E_f = 370.823 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{f's} = 370.823 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ es menor que } 0.55 \cdot ffu = 16516.853 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{OK!!!}$$

**Verificando el Esfuerzo de Servicio del Concreto** $f_{c,s}$  = Esfuerzo en compresión en el concreto luego del FRP

norma E060

$$f_{c,s} := \frac{f_{f's}}{E_s} \cdot \left(\frac{c}{d-c}\right) \cdot E_c = 70.16 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ es menor que } 0.45 \cdot f'_c = 94.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{OK!!!}$$

norma ACI 440 2R 17

$$0.60 \cdot f'_c = 126 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{OK!!!}$$