



**UNIVERSIDAD ESTATAL  
PENÍNSULA DE SANTA ELENA  
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA  
CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 10 PLANTAS DE HORMIGÓN ARMADO IMPLEMENTANDO UNA MASA PENDULAR SINTONIZADA CON EL FÍN DE MINIMIZAR LA RESPUESTA SÍSMICA SEGÚN LOS REGISTROS SÍSMICOS DEL TERREMOTO DE PEDERNALES DEL 2016 UTILIZANDO EL PROGRAMA COMPUTACIONAL SAP2000”

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR**

Previo a la obtención del título de:

**INGENIERO CIVIL**

**AUTORES:**

DUCHITANGA GUAMÁN JEFFERSON OSWALDO

OROZCO GUIJARRO CRISTIAN MARCELO

**TUTOR:**

ING. ARGUDO RODRÍGUEZ JAIME FERNANDO, PH.D.

La Libertad - Ecuador

Marzo, 2021

# CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación, fue realizado en su totalidad por: Duchitanga Guamán Jefferson Oswaldo, y Orozco Guijarro Cristian Marcelo, como requerimiento para la obtención del título de Ingeniero Civil.

TUTOR

f.   
Ing. Argudo Rodríguez Jaime Fernando, PH.D.

DIRECTOR DE LA CARRERA

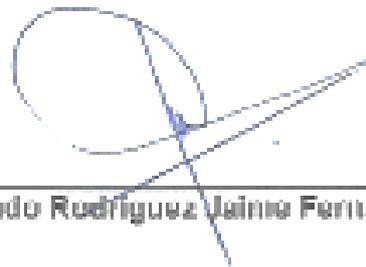
f.   
Ing. Juan García Vargas, M.Sc

La Libertad, a los 8 días del mes de marzo del año 2021

## APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de Tutor del Trabajo de Titulación, modalidad Estudio de caso "ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 10 PLANTAS DE HORMIGÓN ARMADO IMPLEMENTANDO UNA MASA PENDULAR SINTONIZADA CON EL FÍN DE MINIMIZAR LA RESPUESTA SÍSMICA SEGÚN LOS REGISTROS SÍSMICOS DEL TERREMOTO DE PEDERNALES DEL 2016 UTILIZANDO EL PROGRAMA COMPUTACIONAL SAP2000", elaborado por los Sres: DUCHITANGA GUAMÁN JEFFERSON OSWALDO y, OROZCO GUIJARRO CRISTIAN MARCELÓ, egresados de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, me permito declarar que luego de haberla dirigido, estudiado y revisado, la apruebo en su totalidad.

TUTOR



f. \_\_\_\_\_  
Ing. Argudo Rodríguez Jaime Fernando, Ph.D.

La Libertad, a los 8 días del mes de marzo del año 2021

# CERTIFICACIÓN DE GRAMATOLOGÍA

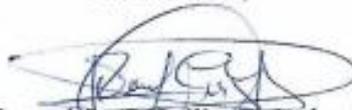
Yo, Magister. Oswaldo Flavio Castillo Beltrán. Certifico: Que he revisado la redacción y ortografía del contenido de la tesis: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 10 PLANTAS DE HORMIGÓN ARMADO IMPLEMENTANDO UNA MASA PENDULAR SINTONIZADA CON EL FÍN DE MINIMIZAR LA RESPUESTA SÍSMICA SEGÚN LOS REGISTROS SÍSMICOS DEL TERREMOTO DE PEDERNALES DEL 2016 UTILIZANDO EL PROGRAMA COMPUTACIONAL SAP2000”**, elaborada por los egresados, Duchitanga Guamán Jefferson Oswaldo y Orozco Guijarro Cristian Marcelo, previo a la obtención del título de: **INGENIERO CIVIL**.

Para efecto he procedido a leer y analizar de manera profunda el estilo y la forma del contenido del texto:

- Se denota pulcritud en la escritura en todas sus partes
- La acentuación es precisa
- Se utilizan los signos de puntuación de manera acertada
- En todos los ejes temáticos se evita los vicios de dicción
- Hay concreción y exactitud en las ideas
- No incurre en errores en la utilización de las letras
- La aplicación de la sinonimia es correcta
- Se maneja con conocimiento y precisión de la morfosintaxis
- El lenguaje es pedagógico, académico, sencillo y directo, por lo tanto es de fácil comprensión.

Por lo expuesto y en uso de mis derechos como Magister en Docencia y Gerencia en Educación Superior, recomiendo la VALIDEZ ORTOGRÁFICA de su tesis previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil y deja a vuestra consideración el certificado de rigor para los efectos legales correspondientes.

Atentamente,



**Dr. Oswaldo Castillo Beltrán. Mg**  
**Registro SENESCYT 1006-11-733293**  
**Cuarto Nivel**

## DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, **Duchitanga Guamán Jefferson Oswaldo, y Orozco Guijarro Cristian Marcelo.**

### DECLARAMOS QUE:

El Trabajo de Titulación, “**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 10 PLANTAS DE HORMIGÓN ARMADO IMPLEMENTANDO UNA MASA PENDULAR SINTONIZADA CON EL FÍN DE MINIMIZAR LA RESPUESTA SÍSMICA SEGÚN LOS REGISTROS SÍSMICOS DEL TERREMOTO DE PEDERNALES DEL 2016 UTILIZANDO EL PROGRAMA COMPUTACIONAL SAP2000**”, previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de nuestra total autoría.

En virtud de esta declaración, nos responsabilizamos del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

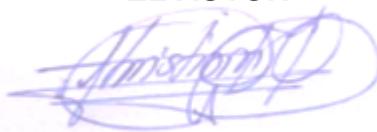
**La Libertad, a los 8 días del mes de marzo del año 2021**

**EL AUTOR**



f. \_\_\_\_\_  
**Duchitanga Guamán Jefferson Oswaldo.**

**EL AUTOR**



f. \_\_\_\_\_  
**Orozco Guijarro Cristian Marcelo.**

## AUTORIZACIÓN

Nosotros, **Duchitanga Guamán Jefferson Oswaldo, y Orozco Guijarro Cristian Marcelo.**

Autorizamos a la Universidad Península de Santa Elena la **publicación** en la biblioteca de la Institución del Trabajo de Titulación, “**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 10 PLANTAS DE HORMIGÓN ARMADO IMPLEMENTANDO UNA MASA PENDULAR SINTONIZADA CON EL FÍN DE MINIMIZAR LA RESPUESTA SÍSMICA SEGÚN LOS REGISTROS SÍSMICOS DEL TERREMOTO DE PEDERNALES DEL 2016 UTILIZANDO EL PROGRAMA COMPUTACIONAL SAP2000**”, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra exclusiva responsabilidad y total autoría.

**La Libertad, a los 8 días del mes de marzo del año 2021**

**EL AUTOR**



f. \_\_\_\_\_  
**Duchitanga Guamán Jefferson Oswaldo.**

**EL AUTOR**



f. \_\_\_\_\_  
**Orozco Guijarro Cristian Marcelo.**

## CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

En mi calidad de Tutor de Trabajo de Titulación, modalidad estudio de caso, "ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 10 PLANTAS DE HORMIGÓN ARMADO IMPLEMENTANDO UNA MASA PENDULAR SINTONIZADA CON EL FIN DE MINIMIZAR LA RESPUESTA SÍSMICA SEGÚN LOS REGISTROS SÍSMICOS DEL TERREMOTO DE PEDERNALES DEL 2016 UTILIZANDO EL PROGRAMA COMPUTACIONAL SAP2000", elaborado por los Sres: DUCHITANGA GUAMÁN JEFFERSON OSWALDO y, OROZCO GUIJARRO CRISTIAN MARCELO, egresados de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio URKUND, luego de haber cumplido los requerimientos exigidos de valoración, el presente proyecto ejecutado, se encuentra con un 5% de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el presente informe.

Adjunto reporte de similitud.

Atentamente,



f. \_\_\_\_\_  
Ing. Argudo Rodríguez Jaime Fernando, PH.D.

## URKUND ANALYSIS RESULT.

### Document Information

Analyzed document	TESIS PREGRADO OROZCO - DUCHITANGA.docx (D98320872)
Submitted	3/14/2021 11:00:00 PM
Submitted by	JAIME F ARGUDO
Submitter email	jargudo@upse.edu.ec
Similarity	5%
Analysis address	<a href="mailto:jargudo.upse@analysis.orkund.com">jargudo.upse@analysis.orkund.com</a>

### Sources included in the report.

- SA** **Tesis Calderón Correa Enrique Israel - Urkund1.docx**  
Document Tesis Calderón Correa Enrique Israel - Urkund1.docx (D30486670)
- 
- W** URL: <https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/5312/1/UPSE-TIC-2020-0007.pdf>  
Fetched: 11/27/2020 2:12:41 PM
- 
- W** URL: [https://docplayer.es/90650485-Escuela-superior-politecnica-del-litoral-facultad-de ...](https://docplayer.es/90650485-Escuela-superior-politecnica-del-litoral-facultad-de-...)  
Fetched: 2/19/2020 3:45:39 AM
- 
- W** URL: [https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/192439/TFMPoloV%C3%ADctor.pdf?sequ ...](https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/192439/TFMPoloV%C3%ADctor.pdf?sequ...)  
Fetched: 3/14/2021 11:30:00 PM
- 
- SA** **TESIS FINAL PARA IMPRIMIR.pdf**  
Document TESIS FINAL PARA IMPRIMIR.pdf (D36894674)
- 
- W** URL: [https://www.researchgate.net/profile/Alex-Barbat/publication/271505321\\_Calculo\\_y\\_d ...](https://www.researchgate.net/profile/Alex-Barbat/publication/271505321_Calculo_y_d...)  
Fetched: 2/25/2021 11:48:25 PM
- 
- SA** **CEDEÑO\_ANA\_DELAGO\_JOSE\_URKUND.docx**  
Document CEDEÑO\_ANA\_DELAGO\_JOSE\_URKUND.docx (D81100401)
- 
- SA** **Tesis Jonatha Moreira.pdf**  
Document Tesis Jonatha Moreira.pdf (D41333067)
- 
- SA** **UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA / TESIS MURO DE MORTERO CELULAR PARA URKund ver2.docx**  
Document TESIS MURO DE MORTERO CELULAR PARA URKund ver2.docx (D62960836)  
Submitted by: jargudo@upse.edu.ec  
Receiver: jargudo.upse@analysis.orkund.com

## **AGRADECIMIENTOS**

Mi eterno agradecimiento a:

Mi tutor de tesis Ing. Jaime Fernando Argudo Rodríguez, PH.D., por haber decidido ser mi guía durante el desarrollo del presente trabajo, haber dedicado su tiempo y compartir sus conocimientos con mi persona.

A mi compañero de tesis, Jefferson Duchitanga Guamán, por su perseverancia y apoyo.

Al Ing. Jaime Amón Valle, por sus recomendaciones.

Al Ing. Darwin Mata, por abrirme las puertas de su oficina y compartir sus conocimientos y experiencia conmigo.

A mis compañeros/as de curso por formar parte de mi formación académica.

A mis profesores que admiro por impartir sus conocimientos y paciencia.

Finalmente quiero agradecer a nuestra Universidad Estatal Península de Santa Elena, por abrirme sus puertas hacia el porvenir y cumplir mi objetivo, convirtiéndose en mi segundo hogar y plasmar en mí la formación académica y cultural.

***Cristian Marcelo Orozco Guijarro***

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradecer en primer lugar a Dios por darme salud, sabiduría y las fuerzas suficientes para llegar a esta meta tan anhelada.

A Norma y Oswaldo mis padres que siempre me han brindado su confianza y apoyo en mi carrera universitaria, sin dejar atrás a mi único hermano Miguel, ellos han sido mi pilar más fuerte en esta etapa.

A todos mis tíos y tías, pero en especial a Carmen, Susana y Mónica, que han estado presente, y brindándome cualquier apoyo, de corazón mil gracias.

A mi novia Narcisa, que hemos ido caminando de la mano siempre en las malas y buenas en toda la carrera.

Por otro lado, a mi tutor Ing. Jaime Fernando Argudo Rodríguez, PH.D. por ayudarnos y guiarnos en esta investigación, gracias por compartir sus conocimientos conmigo.

A mi compañero y amigo Cristian Orozco Guijarro por su dedicación en el presente trabajo.

Al Ing. Jaime Amón, por brindarnos su ayuda.

Al Ing. Santiago Mata, que estaba ahí apoyándome y compartiendo conocimientos que ha sido de gran ayuda.

Al Ing. Erik Villavicencio, que no lo conozco en persona, pero ha sido una persona que ha compartido sus conocimientos y recomendaciones, siempre amablemente.

En último lugar, y no por ser menos importante a toda mi familia en especial a mi primo Cristian por sus consejos y ánimos, y a todos mis amigos y conocidos que han aportado un grano de arena en toda esta etapa.

***Duchitanga Guamán Jefferson Oswaldo***

## DEDICATORIA

Quiero dedicar el presente Trabajo de Investigación a:

**DIOS**, por haberme dado salud y proveerme lo necesario para suplir las necesidades de mi familia durante todo mi periodo de formación.

A Narcisa mi querida madre, por ser; mi inspiración, ejemplo de superación y apoyarme durante este proceso

A Lisset, mi compañera de vida, mi ayuda idónea por su confianza en mí, amarme a pesar de los obstáculos y hacer que este proceso sea más satisfactorio.

A Jesús, Ruth y Kristhell, mis hijos por ser el motor más grande que tengo para seguir con mi proyecto de vida y a los que les debo el motivo de lo que soy.

A Majos, Abigail, Joel, mis hermanos por brindarme su apoyo y sus consejos en momentos de conflicto.

A Laurita, por estar siempre preocupada de mí y empujarme en momentos en los que ya no quería seguir.

A Socorrito, porque en momentos de escases siempre estuvo para sostenerme incondicionalmente.

***Cristian Marcelo Orozco Guijarro***

## DEDICATORIA

Dedico primero a Dios, ante todo, luego a toda mi familia.

***Duchitanga Guamán Jefferson Oswaldo***

**TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN**

f.   
**Ing. Juan Garcés Vargas, Msc.**

**DIRECTOR DE LA CARRERA (E)**

f.   
**Ing. Jaime F. Argudo Rodríguez, PhD.**  
**DOCENTE TUTOR**

f.   
**Ing. Vianna A. Pinoargote Rovello, Mgs.**  
**DOCENTE ESPECIALISTA**

f.   
**Ing. Lucrecia Moreno Alcívar, Mg.**  
**DOCENTE UIC**

# ÍNDICE GENERAL

	Págs.
APROBACIÓN DEL TUTOR.....	II
DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD .....	IV
AUTORIZACIÓN.....	V
CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO .....	VI
AGRADECIMIENTOS.....	viii
AGRADECIMIENTOS.....	ix
DEDICATORIA .....	x
DEDICATORIA .....	xi
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN .....	xii
RESUMEN.....	xxi
ABSTRACT.....	xxii
nomenclatura .....	xxiii
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I.....	3
Marco Contextual de la Investigación .....	3
1.1. Antecedentes .....	3
1.3. Justificación .....	10
1.4. Objetivos de la investigación.....	11
1.4.1. <i>Objetivo General</i> .....	11
1.4.2. <i>Objetivos Específicos</i> .....	11
1.5. Metodología .....	12
1.6. Alcance .....	12
CAPÍTULO II.....	14
Marco Teórico.....	14
2.1. Definiciones .....	14

2.1.1.	<i>Amenaza sísmica</i> .....	14
2.1.2.	<i>Altura de piso</i> .....	14
2.1.3.	<i>Acelerogramas</i> .....	15
2.1.4.	<i>Base de la estructura</i> .....	15
2.1.5.	<i>Cortante basal</i> .....	15
2.1.6.	<i>Deriva de piso</i> .....	15
2.1.7.	<i>Ductilidad global</i> .....	16
2.1.8.	<i>Ductilidad local</i> .....	16
2.1.9.	<i>Efectos de segundo orden <math>P - \Delta</math></i> .....	16
2.1.10.	<i>Espectro de respuesta de diseño</i> .....	16
2.1.11.	<i>Factor de redundancia</i> .....	17
2.1.12.	<i>Nivel de seguridad de vida (Sismo de Diseño)</i> .....	17
2.1.13.	<i>Nivel de prevención de colapso (Sismo Extremo)</i> .....	17
2.1.14.	<i>Peligrosidad sísmica (Peligro Sísmico)</i> .....	17
2.1.15.	<i>Período de vibración</i> .....	18
2.1.16.	<i>Período de vibración fundamental</i> .....	18
2.1.17.	<i>Resistencia lateral del piso</i> .....	18
2.1.18.	<i>Respuesta elástica al sismo de diseño</i> .....	18
2.1.19.	<i>Sismo de diseño</i> .....	18
2.1.20.	<i>Sistemas de control de respuesta sísmica</i> .....	19
2.1.21.	<i>Z (factor)</i> .....	19
2.1.22.	<i>Zonas sísmicas</i> .....	19
2.1.23.	<i>Geología local</i> .....	20

2.1.24. Factores de sitio .....	20
2.2. Reseña y proceso evolutivo del sistema de amortiguadores de masa sintonizada.....	21
2.2.1. Control de vibraciones .....	23
2.3. Modelo matemático para sistemas de control de vibraciones .....	25
2.4. Sistemas de protección sísmica.....	31
2.4.1. Sistemas de control pasivo .....	35
2.5. Amortiguadores de masa sintonizada (AMS).....	36
2.5.1. Tipos de AMS .....	41
2.6. Parámetros óptimos de diseño.....	41
2.6.1. Sistemas AMS en estructura sin amortiguamiento. ....	42
2.7. Parámetros de diseño .....	53
2.7.1. Métodos de estimación .....	56
CAPÍTULO III .....	63
parámetros de diseño .....	63
3.1. Descripción de la estructura.....	63
3.2. Dimensiones de los elementos estructurales .....	64
3.2.1. Inercia agrietada .....	65
3.2.2. Cargas de diseño.....	66
3.2.3. Modelo matemático .....	68
3.2.4. Análisis dinámico espectral.....	70
3.2.5. Cálculo de la carga sísmica reactiva .....	77
3.2.6. Cortante basal de diseño V.....	78
3.2.7. Cortante basal dinámico $V_d$ .....	78

3.2.8. Control de derivas.....	79
3.3. Análisis paso a paso en el tiempo.....	81
3.3.1. Registro de aceleración.....	81
3.3.2. Tiempo historia sismo de Pedernales 16 de abril, 2016 .....	81
3.3.2.1. Informe sísmico de Pedernales .....	82
capítulo iv.....	88
amortiguador de masa sintonizada tipo péndulo.....	88
4.1. Parámetros de diseño del AMS.....	88
4.1.1. Masa del AMS .....	88
4.1.2. Rigidez.....	89
4.2. Modelamiento del AMS en SAP2000 .....	92
4.3. Análisis de resultados .....	92
4.3.1. Fuerzas Internas.....	92
4.3.2. Cortante basal .....	95
4.3.3. Control de Desplazamientos.....	97
4.3.4. Control de Aceleraciones.....	103
4.3.5. Amortiguador de Fuerza Sintonizada Traslacional (FST).....	106
Capítulo v.....	117
conclusiones y recomendaciones .....	117
5.1. Conclusiones .....	117
5.2. Recomendaciones .....	119
BIBLIOGRAFÍA.....	120
Anexo 1.....	123
PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA .....	123

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS .....	126
PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES .....	127
PREDIMIENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.....	130
ANEXO 2 .....	132
PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA .....	132

# ÍNDICE DE TABLAS

	<b>Págs.</b>
Tabla 1. Historia sísmica del Ecuador.....	5
Tabla 2. Clasificación general de los sistemas de control.....	34
Tabla 3. Dimensión de elementos estructurales .....	65
Tabla 4. Cálculo de Carga Muerta (D) de la estructura.....	66
Tabla 5. Combinaciones de carga .....	68
Tabla 6. Tipo de perfil de suelo.....	71
Tabla 7. Valor de factor Z para la zona sísmica de Manabí.....	71
Tabla 8. Coeficientes de perfil de suelo .....	72
Tabla 9. Coeficientes que dependen del tipo de estructura .....	72
Tabla 10. Reacciones en la base de la estructura .....	77
Tabla 11. Comprobación de cortante basal dinámico .....	79
Tabla 12. Control de derivas en X.....	80
Tabla 13. Control de derivas en Y.....	80
Tabla 14. Registro sísmico: Estación APED, 16 de abril de 2016.....	82
Tabla 15. Factor de escalonamiento.....	83
Tabla 16. Cortante Basal – Estructura sin AMS.....	87
Tabla 17. Cortante Basal – Estructura con AMS Pendular. ....	95
Tabla 18. Desplazamientos máximos Tiempo - Historia Estación APED....	97
Tabla 19. Desplazamientos máximos Tiempo - Historia Estación AMNT ...	99
Tabla 20. Desplazamientos máximos Tiempo - Historia Estación ACUE .	101
Tabla 21. Desplazamientos máximos Tiempo - Historia estación APED ..	111
Tabla 22. Desplazamientos máximos Tiempo - Historia Estación AMNT.	113
Tabla 23. Desplazamientos máximos Tiempo - Historia Estación ACUE .	115
Tabla 24. Control de deflexiones .....	124
Tabla 25. Cargas muertas .....	125
Tabla 26. Predimensionamiento de vigas principales .....	129
Tabla 27. Secciones requeridas en todos los niveles .....	131
Tabla 28. Peso total de la estructura .....	133

# ÍNDICE DE GRÁFICOS

	<b>Págs.</b>
Figura 1. Zonificación sísmica del Ecuador .....	20
Figura 2. Sistema de un grado de libertad .....	26
Figura 3. Ciclo histérico de la energía en la estructura .....	30
Figura 4. Representación gráfica de un sistema con protección AMS .....	36
Figura 5. Torre Toronto C.N. Canadá .....	39
Figura 6. Torre John Hancock en Boston .....	40
Figura 7. CITICORP Center en la Ciudad de Nueva York, Estados Unidos	40
Figura 8. Torre Taipéi 101 en Taipéi, Taiwán .....	41
Figura 9. Modelo matemático de un sistema no amortiguado .....	43
Figura 10. Estructura primaria no amortiguada, AMS amortiguado .....	48
Figura 11. Curva de amplificación dinámica H2 con pendiente cero en P y Q .....	51
Figura 12. AMS tipo péndulo real.....	58
Figura 13. AMS sistema equivalente .....	59
Figura 14. Vista en planta de estructura .....	63
Figura 15. Vista 3D del modelo estructural .....	69
Figura 16. Espectro del Sismo de Diseño para Pedernales, suelo tipo C... 75	75
Figura 17. Espectro inelástico de diseño .....	76
Figura 18. Registro sísmico: Estación APED E-O, 16 de abril del 2016 .....	84
Figura 19. Registro sísmico: Estación AMNT E-O, 16 de abril del 2016.....	84
Figura 20. Registro sísmico: Estación ACUE E-O, 16 de abril del 2016 .....	85
Figura 21. Registro sísmico: Valores de aceleración escalados de la estación APED E.....	85
Figura 22. Registro sísmico: Valores de aceleración escalados de la estación AMNT E .....	86
Figura 23. Registro sísmico: Valores de aceleración escalados de la estación ACUE E .....	86
Figura 24. Fuerzas internas en el eje “4” .....	92
Figura 25. Fuerza Axial en el eje “4” con y sin AMS. ....	93
Figura 26. Cortante en el eje “4” con y sin AMS. ....	93

Figura 27. Momento Flector en el eje "4" con y sin AMS. ....	94
Figura 28. Comparación de cortante basal Vd.....	96
Figura 29. Desplazamientos Absolutos (eje X, Y), con y sin AMS. Tiempo – Historia Estación APED. ....	98
Figura 30. Desplazamientos Absolutos (eje X, Y), con y sin AMS. Tiempo - Historia Estación AMNT.....	100
Figura 31. Desplazamientos Absolutos (eje X, Y), con y sin AMS. Tiempo - Historia Estación ACUE.....	102
Figura 32. Aceleraciones (eje X, Y), con y sin AMS. Tiempo - Historia Estación APED.....	103
Figura 33. Aceleraciones (eje X, Y), con y sin AMS. Tiempo - Historia Estación AMNT.....	104
Figura 34. Aceleraciones (eje X, Y), con y sin AMS. Tiempo - Historia Estación ACUE.....	105
Figura 35. Carga armónica estación APED X.....	108
Figura 36. Carga armónica estación APED Y.....	108
Figura 37. Carga armónica estación AMNT X.....	109
Figura 38. Carga armónica estación AMNT Y.....	109
Figura 39. Carga armónica estación ACUE X.....	110
Figura 40. Carga armónica estación ACUE Y.....	110
Figura 41. Desplazamientos (eje X, Y), con y sin FST. Tiempo - Historia Estación APED. ....	112
Figura 42. Desplazamientos (eje X, Y), con y sin FST. Tiempo - Historia Estación AMNT.....	114
Figura 43. Desplazamientos (eje X, Y), con y sin FST. Tiempo - Historia Estación ACUE.....	116
Figura 45. Sección transversal predimensionada de la losa.....	124

# “ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 10 PLANTAS DE HORMIGÓN ARMADO IMPLEMENTANDO UNA MASA PENDULAR SINTONIZADA CON EL FÍN DE MINIMIZAR LA RESPUESTA SÍSMICA SEGÚN LOS REGISTROS SÍSMICOS DEL TERREMOTO DE PEDERNALES DEL 2016 UTILIZANDO EL PROGRAMA COMPUTACIONAL SAP2000”

**Autor:** Duchitanga Guamán Jefferson Oswaldo.

**Autor:** Orozco Guijarro Cristian Marcelo.

**Tutor:** Ing. Argudo Rodríguez Jaime Fernando, PH.D.

## RESUMEN

En esta investigación se analiza una estructura de pórticos dúctiles de hormigón armado de 10 plantas con un amortiguador de masa sintonizado (AMS) de tipo pendular instalado en el último piso. La metodología de diseño del AMS incluye el pre-dimensionamiento y pre-diseño de la estructura para que cumpla con las especificaciones de derivas según NEC-15 y cortante basal mínimo usando el método de análisis Modal Espectral. A la estructura pre-diseñada, tal cual podría ser construida en el Ecuador se le diseña el AMS mediante análisis Historia - Tiempo con tres Historia – Tiempo características del sitio de emplazamiento asumido. Finalmente, se verifica la efectividad del AMS mediante la comparación de los cortantes basales dinámicos entre modelos matemáticos, con y sin AMS usando el programa computacional SAP2000.

*Palabras Claves:* Análisis Espectral, Análisis Historia - Tiempo, sistema de masas sintonizadas.

## ABSTRACT

Analysis for a 10-story reinforced concrete frame building, with a pendulum-type mass damper (AMS) installed on its top floor, were performed in this research. The AMS was tuned to the building's fundamental period to reduce earthquake response. The AMS design methodology includes pre-dimensioning and pre-designing the structure to meet Ecuadorian Earthquake Building Code (NEC-SE-DS-2015) specifications for Special Moment Resisting Frame (SMRF) systems. Modal Dynamic Spectral Analysis was performed to verify that the SMRF system satisfies drift and minimum dynamic base shear specifications from NEC-SE-DS-2015. The SMRF has dimensions and pre-design for its construction in a high seismic zone in Ecuador. To design the AMS, the SMRF is subject to Linear Time History Analysis using three acceleration records with source and site dynamic characteristics built in their time-history functions. The evaluation of the effectiveness of dynamic response reduction was performed by comparing the dynamic base shear force and lateral displacements from SMRF mathematical models with and without AMS. SAP2000 computer program was used in this study.

*Keywords:* Spectral analysis, Time History Analysis, tuned mass dampers system.

## NOMENCLATURA

$f$	Razón entre la frecuencia natural de vibrar del disipador y la frecuencia natural de vibrar de la estructura primaria.
$W_o$	Frecuencia de la estructura.
$W_t$	Frecuencia fundamental del disipador.
$\mu$	Cociente entre la masa del dispositivo y la masa de la estructura primaria.
$m$	Masa del disipador del disipador de masa sintonizada.
$M$	Masa del sistema principal de un grado de libertad.
$\xi$	Razón de amortiguamiento crítico del disipador.
$c$	Constante de amortiguamiento del disipador.
$F_a$	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.
$F_d$	Coefficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.
$F_s$	Coefficiente de comportamiento no lineal de los suelos.
$\eta$	Relación de amplificación espectral ( $F_a/Z$ , en roca), que varían según en la región que se encuentren.
$k$	Rigidez del disipador.
$X$	Desplazamiento de la base empotrada en el suelo.
$X_g$	Desplazamiento del suelo.
$X_t$	Desplazamiento total.
$E_l$	Energía contribuida por los requerimientos dinámicos externos.
$E_K$	Energía cinética de la masa.
$E_D$	Energía disipada por amortiguamiento.

- $E_S$  Energía de deformación interna.
- $E_{ls}$  Energía dinámica externa proveniente del movimiento del suelo durante sismos.
- $E_{lw}$  Energía dinámica externa proveniente del AMS.
- $E_s(t)$  Energía total de la estructura.
- $E_{SS}$  Energía de deformación elástica no disipada y almacenada en los elementos a manera de deformaciones elásticas.
- $E_{Sp}$  Energía disipada por efectos histeréticos de deformaciones plásticas en los elementos.
- $E_P$  Energía disipada a través de dispositivos complementarios.
- $\omega_d^2$  Frecuencia natural del AMS.
- $\omega_p^2$  Frecuencia natural de vibrar de la estructura, tomando la masa total del sistema  $M_T$ , pero solo la rigidez del sistema principal.
- $\rho$  Razón entre la frecuencia de excitación externa y la frecuencia natural de oscilación del sistema primario
- $\ddot{u}_s(t)$  Aceleración basal monofrecuencial.
- $p(t)$  Fuerza aplicada a la estructura.
- $\Omega$  Frecuencia del movimiento de la base, caso monofrecuencial.
- $u_p(t)$  Desplazamiento de la estructura primaria.
- $u_d(t)$  Desplazamiento del disipador.
- $K_p$  Rigidez del sistema primario de un grado de libertad.
- $\bar{u}_p$  Amplitud de oscilación permanente del sistema.
- $\bar{u}_d$  Desfase relativo al movimiento del suelo.
- $\omega_{d_{OPT}}$  Frecuencia optima del AMS.

$k_{OPT}$	Rigidez optima del AMS.
$\xi_d$	Razón del amortiguamiento crítico del disipador.
$\delta$	Ángulos de fase entre la respuesta y la excitación.
$H$	Valores absolutos de los factores de amplificación dinámica de las respuestas pseudo estáticas.
$T$	Tensión del Cable.
$g$	Aceleración debido a la gravedad.
$\theta$	Angulo de rotación del péndulo con respecto al eje Y.
$L$	Longitud del cable tensor.
$T_d$	Periodo natural del pendulo.

## INTRODUCCIÓN

Los sismos con frecuencia sacuden a distintas zonas de Latinoamérica, originando pérdidas de vidas humanas, daños en las diferentes estructuras civiles y pérdidas económicas. Es por ello que en la actual investigación se busca satisfacer la reducción del riesgo sísmico, y en particular la vulnerabilidad de las obras civiles. Esta tarea se debe desarrollar en un contexto multidisciplinario, es obvio que el rol del ingeniero estructural es importante, tiene a su cargo el cálculo, diseño y supervisión del proceso constructivo de la estructura.

Las obras civiles deben ser diseñadas para resistir las fuerzas gravitacionales que son provenientes del peso propio de la estructura, además deben resistir a las cargas laterales dinámicas producidas por los fenómenos naturales (viento, sismo, nieve, etc.). Al pasar de los años mediante nuevas investigaciones ha surgido algunas novedosas soluciones para minimizar las vibraciones y tener una estructura más estable ante un fenómeno natural.

El presente trabajo se basa en el análisis de una estructura de 10 plantas de hormigón armado, con un sistema de pórticos que es el modelo de construcción convencional que más se realiza en nuestro país. En esta investigación se presenta el mecanismo de respuesta sísmica, del dispositivo conocido como amortiguador de masa sintonizada (AMS) de tipo pendular.

Los disipadores tipo AMS son masas de concreto pesado, rellenas en algunos casos con bolones de acero, que se instalan en los niveles superiores de edificios, colgados por cables de acero a una viga o apoyados sobre

aisladores elastoméricos en la losa. Funcionan como una especie de contrapeso que se opone al movimiento del edificio, reduciendo la amplitud de las vibraciones inducidas por el viento o por eventos sísmicos. El período de vibración de esta masa se sintoniza con el período del edificio para maximizar su efecto amortiguador.

## CAPÍTULO I

### MARCO CONTEXTUAL DE LA INVESTIGACIÓN

#### 1.1. Antecedentes

En el perfil costero de América Latina se ha podido evidenciar a lo largo de varias décadas, que existe una actividad tectónica que varía según las características del movimiento (subducción) de la placa de Nazca, por tal motivo estas condiciones sísmicas no pueden pasar desapercibidas en el proceso de diseño de un cuerpo estructural para los diferentes tipos de edificaciones.

Con el transcurrir de los años los eventos sísmicos han llegado a formar parte prioritaria del trabajo de los diseñadores de estructuras, y que avala lo mencionado con los sismos sucedidos en las últimas décadas en el territorio ecuatoriano, los cuales han dejado pérdidas económicas considerables y daños en todos los aspectos sociales.

Por tales motivos es imprescindible hacer estudios de las respuestas dinámicas de las estructuras usando registros sísmicos del Ecuador de sitios donde se evidencien niveles de intensidad y magnitud, regiones de alto riesgo sísmico y periodos de retorno.

Ecuador registra uno de los sismos de mayor magnitud en el mundo (8,8 en la escala de Richter y IX en la de Mercalli), ocurrido en la ciudad de Esmeraldas el 31 de enero de 1906 ocupando el puesto número 7 a nivel mundial y en la última década el ocurrido en Pedernales el 16 de abril de 2016, de magnitud 7,8 en la escala de Richter. En la *Tabla 1* se detalla un breve

resumen de los eventos sísmicos más representativos a lo largo de la historia ecuatoriana (Rivadeneira et al., 2007b).

Se presentan los registros de intensidad y magnitud más fuertes del catálogo sísmico histórico e instrumental del Ecuador para los que es deber y obligación del diseñador estructural preservar la sobrevivencia de las personas que ocupan una vivienda diseñada. La mala práctica constructiva ha dejado de lado la participación de profesionales calificados en el diseño y proceso constructivo esto ha permitido que un gran porcentaje de las edificaciones existentes tengan varios aspectos de vulnerabilidad ante eventos externos a la edificación.

La falta de concienciación y conocimiento se fusionan con la mala economía en ciertos sectores donde se busca la conveniencia para el presupuesto, con el resultado de construcciones agradables a la vista, pero técnicamente deficientes, varias veces incumpliendo muchas de las normas y parámetros establecidos por la norma vigente en Ecuador (NEC-15).

**Tabla 1.***Historia sísmica del Ecuador*

<b>ZONA</b>	<b>FECHA</b>	<b>UBICACIÓN</b>	<b>INTENSIDAD</b>	<b>MAGNITUD</b>
<b>Esmeraldas</b>	31/01/1906	1,00N 81,50W	IX	8,8
<b>Chimborazo, Bolívar</b>	23/09/1911	1,70S 78,9W	VIII	-
<b>Loja, Azuay</b>	23/02/1913	4,00S 79,40W	VIII	6,1
<b>Pichincha, Cotopaxi</b>	03/05/1914	0,50S 78;48W	VIII	5,8
<b>Pichincha</b>	05/02/1923	0,50S 78,50W	VIII	6,3
<b>Carchi</b>	16/12/1923	0,90N 77,80W	VIII	4,0
<b>Carchi</b>	18/12/1926	0,80N 77,90W	VIII	-
<b>Pichincha</b>	25/07/1929	0,40S 78,55W	VIII	6,3
<b>Pichincha</b>	10/08/1938	0,30S 78,40W	VIII	6,3
<b>Manabí, Guayas, Bolívar</b>	14/05/1942	0,01N 80,12W	IX	7,9
<b>Tungurahua, Chimborazo, Cotopaxi</b>	08/05/1949	1,25S 78,37W	X	6,8
<b>Loja</b>	12/12/1953	3,40S 80,60W	VIII	7,3
<b>Pichincha, Imbabura</b>	20/07/1955	0,20N 78,40W	VIII	6,0
<b>Esmeraldas</b>	19/01/1958	1,22N 79,37W	VIII	7,8
<b>Chimborazo</b>	08/04/1961	2,20S 78,90W	VIII	6,1
<b>Manabí</b>	19/05/1964	0,84N 80,29W	VIII	6,0
<b>Loja, El Oro, Azuay</b>	10/12/1970	3,79S 80,66W	IX	7,6
<b>Esmeraldas</b>	09/04/1976	0,78N 79,80W	IX	6,7
<b>Napo, Sucumbíos, Imbabura</b>	06/03/1987	0,87S 77,14W	VIII	6,9
<b>Morona Santiago</b>	02/10/1995	2,79S 77,97W	VIII	6,5
<b>Manabí</b>	04/08/1998	0,55S 80,53W	VIII	7,2

*Nota: Tomado de Rivadeneira et al. (2007a).*

El sismo de 7,8 grados que se sintió en la mayor parte del Ecuador la noche del 16 de abril, sacó a la luz la vulnerabilidad de las construcciones en el país. Las primeras imágenes de Pedernales, Jama, Canoa y Portoviejo, muestran que edificios de más de cinco pisos quedaron en escombros, mientras otras viviendas sufrieron daños menos intensos. En Quito, seis viviendas fueron afectadas, pese a estar ubicadas a 173 kilómetros del epicentro, tres de estas estaban en San Martín de Porras, una en Nueva Aurora, una en El Beaterio y otra en La Merced (Jácome, 2016).

Patricio Placencia, docente de la Escuela Politécnica Nacional y ex director del Laboratorio de Estructuras señala como diagnóstico la inadecuada estructuración sísmica y un deficiente cálculo y diseño estructural. “Una construcción bien edificada, con un cálculo y diseño apropiados, y una estructuración buena no tendría por qué venirse abajo en un terremoto como el que golpeó al país, o incluso, mayor”, asegura e insiste en que si alguna construcción de la capital tuvo serias afectaciones fue porque estuvo mal construida (Jácome, 2016).

Gracias a la norma ecuatoriana de la construcción que especifica tipologías de construcción y la correcta aplicación de modelos matemáticos y ensayos se puede menguar muchas deficiencias de diseño y diseñar para las diferentes zonificaciones sísmicas establecidas en la NEC para consolidar un proyecto seguro.

## **1.2. Planteamiento del problema**

El desarrollo de la arquitectura junto con el modernismo ha dado paso a idealizar estructuras con un menor peso propio y formas irregulares tanto

en planta como en elevación, llevando a consecuencias poco favorables para el comportamiento sísmico, lo que se puede demostrar en un sistema estructural ante cargas externas de viento o sismos (Barragán & Cevallos, 2016).

Falconí & Cachipuendo (2013), manifiestan que con la finalidad de mitigar en cierto modo los daños a los que están expuestas sobre todo edificaciones de gran envergadura y con diseños cada vez más prometedores, a inicios del siglo XX se ha profundizado en estudios que permitan controlar desplazamientos, aceleraciones y reducir esfuerzos axiales laterales producidos en la base de cualquier estructura. Países como Europa, Asia y Estados Unidos han visto una necesidad prioritaria en desarrollar sistemas de disipación de energía dando como resultado la creación de disipadores con elastómeros, FPS, deslizadores, disipadores de energía por fricción y fluido, masas concentradas, etc.

Barragán and Cevallos (2016), destacan que como resultado de estudios realizados para mejorar propiedades dinámicas de una estructura como rigidez, amortiguamiento y masas; se pueden implementar mecanismos acoplados al sistema principal y de tal forma lograr que la ductilidad de la estructura pueda encontrar un gran aliado en el sistema acoplado gracias a las bondades que ofrece su amortiguamiento llevando a disipar energía de una manera más controlada y estable y por ende la respuesta sísmica se reduce.

En las últimas décadas los japoneses han inventado nuevos prototipos, dividiéndolos en cuatro categorías para sistemas de protección sísmica

similares a los europeos y norteamericanos los que permiten mejorar los daños ante efectos sísmicos y mejoran la rigidez o el amortiguamiento propio de las estructuras, como son: sistemas aislados en la base, sistemas de absorción de energía, sistemas de efecto de masa y sistemas de control activo (Oviedo & Duque, 2006).

Dentro del presente estudio la solución que se implementa para el análisis de estructuras está basada en el uso e implementación de amortiguadores de masa sintonizada (AMS) en particular el sistema de masa pendular siendo estos sistemas uno de los más antiguos en aplicación y efectividad en el control pasivo de edificaciones.

Montanaro (2002), expresa que el amortiguador de masa sintonizada en su sistema mecánico está compuesto por una masa, un muelle y un amortiguador de tipo viscoso que se acopla a un sistema estructural con la finalidad de sintonizar la frecuencia natural del amortiguador con la frecuencia propia de la estructura.

Aunque la base conceptual es sencilla, la aplicación a estructuras se ve limitada por problemas tecnológicos y las variables de su diseño para cada caso. Entre los parámetros de diseño para este tipo de sistemas se tiene la relación de frecuencias (frecuencia del amortiguador/frecuencia de la estructura), la relación de amortiguamiento y la relación de masa (masa AMS/masa de la estructura) (Bassotti & Ambrosini, 2004).

$$f = \frac{\omega_t}{\omega_o}$$

$$\mu = \frac{m}{M}$$

En donde:

$f$  = Razón entre la frecuencia fundamental del AMS y la estructura

$\omega_o$  = Frecuencia de la estructura

$\omega_t$  = Frecuencia fundamental del AMS

$m$  = Masa de la estructura disipadora

$M$  = Masa total de la estructura

La razón de amortiguamiento del AMS se determina por:

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_t}$$

En donde:

$c$  = Amortiguamiento efectivo

Dentro de las ventajas más importantes del sistema AMS se puede destacar su instalación en estructuras ya existentes y que al distribuir los AMS en ubicaciones diferentes se logra disminuir efectos de torsión. A pesar de lo recién mencionado, surge un obstáculo al encontrar que la frecuencia del modo torsional predominante no tiene similitud con la del primer modo traslacional, aunque de igual manera está acoplado con torsión. Este obstáculo puede ser superado con la incorporación de tres AMS, de los cuales dos serán diseñados para controlar el movimiento de traslación de la estructura (ejes X y Y) y uno contribuirá netamente al control torsional (Barragán & Cevallos, 2016).

Al entrar en resonancia el modo fundamental de la estructura primaria y la frecuencia natural del AMS, se deben sintonizar, con el propósito que la mayor cantidad de energía se pueda trasladar del sistema primario al sistema de amortiguación y a su vez a los AMS para que esta sea disipada cada vez que la estructura este sometida a excitaciones externas. Por ende, factores como la habitabilidad y seguridad se verán en condiciones mejoradas (Barragán & Cevallos, 2016).

### **1.3. Justificación**

Dado que la mayor parte del Ecuador está ubicado en una zona de alto a muy alto riesgo sísmico (Zona Sísmica “III a VI” según la norma NEC\_SE\_DS publicada en el año 2015), el Ingeniero Civil se debe encargar de garantizar que las estructuras cumplan con las estipulaciones indicadas en las normas para el diseño de estructuras con alta ductilidad, ya sean nacionales o internacionales. El uso de normas internacionales, puede en el caso del diseño de sistemas AMS, ser la única opción a falta de normas nacionales.

En los últimos años, la Ingeniería Estructural ha desarrollado sistemas que actúan como protección para las construcciones ante movimientos telúricos destructivos de alta magnitud, acontecimientos de la naturaleza causantes de la pérdida de gran cantidad de vidas humanas, que golpean la economía de los países afectados en el mundo.

Debido a las circunstancias ya explicadas, crece la necesidad y el desafío para los diseñadores de estructuras en Ecuador de implementar sistemas de protección sísmica como son las masas sintonizadas, que

introducen masas adicionales situadas de manera óptima en la parte alta de los edificios y con su movimiento, se absorbe parte de la energía cinética introducida por el sismo.

Como lo hace notar Guerra Valladares (2016), los estudios de los sistemas AMS deben determinar la aplicabilidad y la eficiencia de estructuras con sistemas de masas sintonizadas para que funcionen como tecnologías que garanticen seguridad y serviciabilidad, cuáles son los objetivos principales del diseño de una estructura. Los criterios de aplicabilidad y eficiencia serán considerados adicionalmente en este trabajo.

#### **1.4. Objetivos de la investigación**

##### **1.4.1. Objetivo General**

Analizar una edificación de 10 plantas de hormigón armado implementando una masa pendular sintonizada; para que funcione como tecnología que garantice seguridad y serviciabilidad.

##### **1.4.2. Objetivos Específicos**

- Modelar el edificio de hormigón armado de 10 pisos en el software SAP2000, con los registros sísmicos del terremoto de Pedernales del 2016 de tres estaciones diferentes, según las recomendaciones de la NEC-15 (Pedernales, Cuenca, Manta).
- Diseñar la masa que se utiliza como amortiguador para la edificación.
- Comparar el comportamiento de la estructura ante un sismo incorporando el sistema AMS y sin el sistema AMS.

## **1.5. Metodología**

Para satisfacer los objetivos planteados en este trabajo, primero se predimensiona y prediseña a la estructura mediante un análisis modal espectral, usando el programa computacional SAP 2000, para obtener resultados que validan su estructuración y dimensionamiento, se verifican: periodos de vibración, derivas, esfuerzos cortantes en la base de la estructura y posteriormente se usa un modelo matemático historia – tiempo para modelar el AMS y luego se diseñara dicho sistema para que pueda ser implementado en la estructura. (Barragán & Cevallos, 2016).

Finalmente se comparan periodos de vibración, variación de derivas y esfuerzos de corte en la base de los dos casos propuestos (con y sin sistemas AMS) para estimar el porcentaje de reducción de daños que podría tener la estructura estudiada con la aplicación de los AMS en términos de derivas y periodos (Barragán & Cevallos, 2016).

## **1.6. Alcance**

De acuerdo con Aliante (2009), los objetivos se deben plantear para obtener valiosa información respecto al uso de sistemas de control de respuesta pasivo, como son los amortiguadores de masa sintonizados, con el propósito de analizar las ventajas que proporcionan su incorporación a las estructuras. Los amortiguadores de masa sintonizada pueden instalarse tanto en estructuras existentes como en estructuras nuevas.

Los resultados que se obtendrán producto del análisis tiempo – historia de la estructura prediseñada nos permitirán hacer una valoración y

comparación de la respuesta de la estructura, de tal modo que se pueda concluir analizando su eficiencia y la aplicación que se pueda dar a estructuras dentro del territorio ecuatoriano y las recomendaciones que al final se puedan dar sean de gran ayuda para la comunidad y diseñadores.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. Definiciones**

Usando como referencia la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015) se presenta de manera sintetizada las definiciones más fundamentales.

##### **2.1.1. Amenaza sísmica**

La amenaza sísmica se estudia estadísticamente para establecer la probabilidad de que, en un determinado sitio, se suscite un evento asociado con las fuentes sísmicas y la dinámica de placas tectónicas, dentro de un periodo de tiempo determinado. Para esto es necesario estudiar la sismicidad en una región específica; sus fuentes generadoras de sismos y la frecuencia con la que ocurren los sismos.

##### **2.1.2. Altura de piso**

Distancia vertical medida desde el nivel de la superficie del terreno y el nivel de piso terminado de la losa del nivel del piso considerado inmediatamente superior. En el caso de la cubierta de la edificación, esta medida se llevará hasta el nivel de enrase de la cubierta cuando esta sea inclinada o hasta al nivel de la impermeabilización o elemento de protección contra la intemperie cuando la cubierta sea plana.

### **2.1.3. Acelerogramas**

La serie temporal o cronológica de valores de aceleración que se han registrado durante un sismo como función del tiempo. En el registro debe destacar la aceleración máxima (PGA, peak ground acceleration, por sus siglas en inglés) y la duración de la excitación sísmica.

### **2.1.4. Base de la estructura**

Nivel en el cual se considera que la acción sísmica reacciona sobre la cimentación de la estructura.

### **2.1.5. Cortante basal**

Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño reducido hasta el nivel de un sismo de servicio ( $T_r = 44$  años con  $I = 1,0$ ) y calculado de acuerdo con las especificaciones de la norma NEC-SE-DS-2015.

### **2.1.6. Deriva de piso**

Desplazamiento lateral relativo de un piso - en particular por la acción de la fuerza cortante que actúa con respecto al piso inferior consecutivo, medido entre dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior del piso menos el desplazamiento del extremo inferior del piso.

### **2.1.7. Ductilidad global**

La capacidad de la estructura para deformarse más allá del rango elástico, ante cargas laterales estáticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica.

### **2.1.8. Ductilidad local**

La capacidad de una sección transversal o de un elemento estructural, para deformarse más allá del rango elástico, ante cargas laterales estáticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica.

### **2.1.9. Efectos de segundo orden $P - \Delta$**

Los efectos de segundo orden sobre los desplazamientos horizontales y fuerzas internas de la estructura, son causados por la acción de las cargas verticales de la edificación al actuar excéntricas respecto del desplazamiento horizontal producido por el sismo.

### **2.1.10. Espectro de respuesta de diseño**

El espectro de diseño es representado mediante un espectro de respuesta suavizado que está basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura. Corresponde a la acción de un terremoto con  $T_r = 425$  años (periodo de retorno).

#### **2.1.11. Factor de redundancia**

Se llama redundancia a la capacidad de una estructura para redistribuir las cargas de los elementos con mayor solicitación a los elementos con menor solicitación. Se evalúa como la relación entre el cortante correspondiente al mecanismo completo de falla de la estructura, con respecto al Cortante Basal de diseño, mismo que aproximadamente corresponde a la formación de la primera articulación plástica en estructuras dúctiles; a la carga correspondiente al Sismo de Servicio.

#### **2.1.12. Nivel de seguridad de vida (Sismo de Diseño)**

Nivel de desempeño estructural cuyo objetivo es proteger la vida de sus ocupantes ante un terremoto de 475 años de período de retorno (de probabilidad anual de excedencia 0.002 en las curvas de peligro sísmico).

#### **2.1.13. Nivel de prevención de colapso (Sismo Extremo)**

Nivel de desempeño estructural cuyo objetivo es impedir el colapso de la estructura ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (sismo severo, probabilidad anual de excedencia 0.0004 en las curvas de peligro sísmico).

#### **2.1.14. Peligrosidad sísmica (Peligro Sísmico)**

Probabilidad de excedencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de una región determinada, de movimientos del suelo cuyos parámetros aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados.

#### **2.1.15. Período de vibración**

Tiempo transcurrido para que el sistema estructural en vibración vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo de oscilación.

#### **2.1.16. Período de vibración fundamental**

Es el mayor período de vibración de la estructura en la dirección horizontal de interés, correspondiente a la vibración pendular de la estructura.

#### **2.1.17. Resistencia lateral del piso**

Es la sumatoria de las fuerzas de corte horizontal de los elementos estructurales verticales del piso; calculada a la formación de un estado de falla completo.

#### **2.1.18. Respuesta elástica al sismo de diseño**

Son los parámetros relacionados con fuerzas y deformaciones determinadas a partir de un análisis elástico, utilizando la representación del sismo de diseño reducido al nivel del sismo de servicio, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma.

#### **2.1.19. Sismo de diseño**

Con base en (NEC-SE-DS, 2015), es el evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años (período de retorno de 475 años), determinado a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico. Para caracterizar este evento, puede utilizarse un grupo de acelerogramas

con propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos, geológicos y geotécnicos del sitio, conforme lo establece esta norma. Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño, como el proporcionado en esta norma.

#### **2.1.20.        *Sistemas de control de respuesta sísmica***

Sistemas y dispositivos adaptados a las estructuras que, al modificar las características dinámicas de las mismas, controlan y disipan parte de la energía de entrada de un sismo y permiten reducir la respuesta sísmica global de la estructura y mitigar su daño ante sismos severos. Pueden clasificarse en 3 grupos: sistemas de aislamiento sísmico, sistemas de disipación pasiva de energía y sistemas de control activo.

#### **2.1.21.        *Z (factor)***

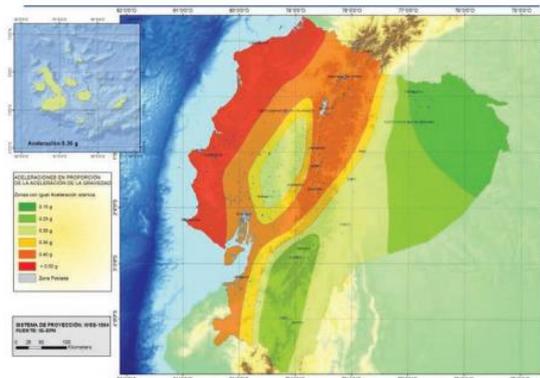
El valor de Z de cada zona sísmica representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

#### **2.1.22.        *Zonas sísmicas***

El Ecuador se divide en seis zonas con peligro sísmico, caracterizada por el factor de zona Z. Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta.

## Figura 1.

### Zonificación sísmica del Ecuador



Nota. Tomado de (NEC-SE-DS, 2015)

#### 2.1.23. Geología local

NEC-SE-DS (2015), define seis tipos de perfil de suelos; A, B, C, D, E, F, en la tabla 2 sección 3.2.1; los valores examinan los 30m superiores del perfil de suelo del sitio de estudio. El tipo de perfil F se analizará basándonos en otros juicios como lo indica NEC-15 en la sección 10.5.4.

#### 2.1.24. Factores de sitio

Conocidos como coeficientes de perfil de suelo y son los que dan paso a la amplificación de las ordenadas del espectro de respuesta elástico en función del tipo de suelo y la zona sísmica. Se considera también el comportamiento no lineal y baja de periodo en función de la intensidad, frecuencia y desplazamientos relativos del suelo.

NEC-SE-DS (2015) da a conocer 3 coeficientes y sus respectivos valores definidos en el capítulo 3.2.2. como  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$ . Con el factor Z, el tipo

de suelo a emplear y la relación de amplificación espectral  $\eta$ . Los factores mencionados determinan el espectro de diseño a utilizar.

En donde:

$F_a$  = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

$F_d$  = Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

$F_s$  = Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos.

$\eta$  = relación de amplificación espectral ( $F_a/Z$ , en roca), que varían según en la región que se encuentren.

Que mediante lo mencionado varían según la clasificación de los suelos como se presentan en la tabla 3, tabla 4, tabla 5, de la sección 3.2.2. (NEC-SE-DS, 2015).

## **2.2. Reseña y proceso evolutivo del sistema de amortiguadores de masa sintonizada**

En el año 1909 el Ingeniero naval Herman Frahm quien prestaba sus servicios en la constructora naval Blohm & Voß alemana, inventor de los tanques antirrodata, logra obtener una patente para amortiguadores de vibraciones de resonancia, que se ven frecuentemente en cuerpos sometidos a fuerzas externas periódicas

Este tipo de vibraciones se pueden estudiar en barcos donde se observa que tan pronto las fuerzas externas están en armonía con las

oscilaciones naturales del barco, este empieza a oscilar con mayor o menor frecuencia. El mismo fenómeno se puede evidenciar en cuerpos con empotramientos, como cualquier tipo de edificación donde las vibraciones de resonancia pueden llegar a ser de gran intensidad (Js, Ag, Wiley, & Sons Inc, 1971).

HARTOG (1947) en 1940 es el primero en encontrar una solución para los parámetros óptimos de sintonización (razón entre las frecuencias del dispositivo y la estructura principal) bajo el supuesto de un sistema principal no amortiguado.

En 1963 Crandall and Mark (2014), analizaron la respuesta de una estructura sometida a perturbaciones basales del tipo ruido blanco, basados en la teoría de vibraciones aleatorias, esto permite ampliar el análisis a diferentes tipos de acciones que se efectúan sobre la estructura principal.

Garrido (2016), menciona que obtenidos los parámetros óptimos para un sistema de dos grados de libertad (uno representa a la estructura principal y el otro al AMS) el desafío consistía en abarcar cualquier tipo de carga y representar con la menor pérdida de información la estructura real. De forma simultánea a la investigación del AMS, se estaban desarrollando construcciones verticales cada vez más altas, debido a la creación del elevador en 1850, alcanzando diseños de edificios de 10 plantas en 1885 y posteriormente 30 plantas en 1899, por lo que los esfuerzos se concentraron en proveer soluciones a este nuevo tipo de edificación, afectadas principalmente por cargas inducidas por viento y sismo, eventos naturales que producían vibraciones no deseadas dentro de la estructura.

Según Garrido (2016), el desempeño de una estructura de un grado de libertad con un amortiguador líquido sintonizado sujeto a excitación sinusoidal fue investigado por Sun en 1991, en conjunto con la aplicación de vibraciones inducidas por el viento propuestas por Wakahara et al. en 1989. Como resultado de los estudios antes mencionados, los amortiguadores líquidos sintonizados han encontrado aplicaciones prácticas en el área de control estructural de vibraciones inducidas por viento. En Vancouver, Canadá, One Wall Centre, fue el primer edificio en el que se instaló un ALS con ese uso en 2001.

Garrido (2016), menciona que pese a que se efectuaron mejoras en la determinación de los parámetros óptimos, los problemas de sintonización siempre van a estar presentes debido a la precisión con la que se miden las propiedades de los elementos y la degradación de estos, por esta razón surgió la alternativa de diseñar sistemas de monitoreo estructural que permitieran trabajar en conjunto con los AMS y, de esta forma, diseñar AMS que varíen sus propiedades dinámicas a través de diseños de rigidez variable (sistemas semiactivos o Amortiguador de Masa Híbrido) o controlar el movimiento de estos por medio de actuadores (sistemas activos).

### **2.2.1. Control de vibraciones**

Desde el punto de vista de Garrido (2016), el correcto desempeño estructural ante efectos dinámicos naturales o provocados desde el exterior de una edificación convencional se fundamentará en la facultad de un sistema para soportar el desplazamiento horizontal y lograr atenuar la fuerza asimilada de manera certera a frecuencias de oscilación grandes.

Como señala Garrido (2016), los sistemas estructurales de pórticos disipan la energía absorbida en forma de rotulas plásticas que son las regiones de unión donde se concentran la mayor cantidad de energía que por lo general sucede en elementos estructurales dúctiles sometidos a flexión y compresión (vigas y columnas). A pesar de esto, el criterio de diseño mencionado da resultados convincentes si se considera beneficios en la parte económica y el enfoque sea evitar que colapse la estructura y salvaguardar la vida de sus ocupantes. Hay circunstancias en las que no se puede aplicar criterios convencionales de diseño, por ejemplo, es necesario que las estructuras esenciales se mantengan operativas en caso de presentarse un fenómeno sísmico catastrófico y de acuerdo a su importancia y función estas pueden ser: hospitales, escuelas, universidades estaciones de bomberos, policías, estaciones gubernamentales, defensa civil. Existen otros tipos de edificaciones cuyo funcionamiento es vital para afrontar las consecuencias del escenario catastrófico tales como: centrales eléctricas, centrales de radio y televisión, plantas de agua potable, etc. Para dichas edificaciones resulta improcedente ejecutar una metodología de diseño de tipo convencional ya que su importancia radica en el funcionamiento, estos sistemas serán diseñados con la rigidez requerida para que los efectos que intenten llevar a la estructura a deformaciones inelásticas puedan ser prevenidas o se mengüen de cierta forma dichos efectos, a sabiendas que esto puede conllevar una inversión con un costo más alto.

Oviedo & Duque (2006), indican que en la actualidad se ha implementado algunas variantes de diseño y mecanismos de control en elementos dúctiles de un sistema con pórticos como parte de un complemento

para los sistemas con disipadores de energía. El propósito es de mejorar las cualidades dinámicas del sistema y reducir la respuesta sísmica con cargas contrarias a las axiales de diseño, liberando una parte de la energía cargada al sistema, controlando las deformaciones y reduciendo la magnitud de los daños.

### **2.3. Modelo matemático para sistemas de control de vibraciones**

Calderón (2017), sostiene que con el fin de restringir desplazamientos excesivos que provoquen deformaciones perjudiciales en los elementos estructurales se considera la opción de implementar sistemas de control de vibraciones. La estructura principal es la encargada de sostener las propiedades inherentes propias del sistema para que el objetivo se pueda cumplir en conjunto con el dispositivo de control, su ubicación y la conexión hacia el sistema principal.

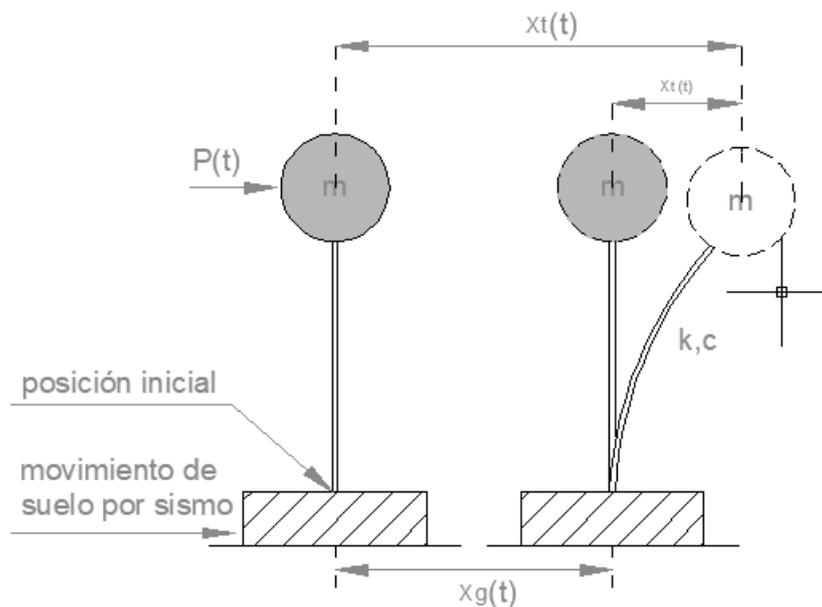
Según Wilson (2002), toda estructura responde dinámicamente ante la acción de cargas o deformaciones, formando pseudofuerzas equivalentes al producto de su masa por la aceleración (segunda ley de Newton, ecuación dinámica de equilibrio). (Oviedo & Duque, 2006), señalan que, “para cargas o deformaciones aplicadas de una manera lenta, que es el caso de cargas muertas y vivas no dinámicas, las fuerzas inerciales pueden despreciarse, lo que hace posible un análisis estático de la estructura”. Dicho argumento no se podría aplicar bajo circunstancias en las que la estructura se someta a cargas o deformaciones aplicadas de manera rápida como son las que producen los vientos, sismos y también las cargas vivas con impacto, en estos

casos es imprescindible tomar las pseudofuerzas y no ignorarlas, con el propósito de realizar un necesario y apropiado análisis dinámico

Para fines didácticos se muestra una representación esquemática de un modelo matemático con un grado de libertad y su comportamiento como sistema de control de vibraciones fundamentadas en la segunda ley de Newton.

**Figura 2.**

*Sistema de un grado de libertad*



*Nota. Tomado de Oviedo & Duque (2006)*

Como lo hace notar (Oviedo & Duque, 2006), en la representación esquemática se puede observar las componentes que forman parte del sistema como tal. Una masa ( $m$ ), empotrada en un elemento vertical con una rigidez ( $k$ ) y un amortiguamiento ( $c$ ); propiedades inherentes en función del

tipo de material que se use, una carga  $P(t)$  proveniente del AMS y que se combina con la fuerza inercial originada en el desplazamiento del suelo  $X_g(t)$ .

La reacción del sistema se determina de acuerdo a la distancia desplazada de la masa de acuerdo a sus coordenadas iniciales en cualquier variable en el tiempo.

La distancia desplazada se la obtiene con referencia a la base empotrada en el suelo y respecto a la distancia desplazada del suelo, estableciéndose de forma matemática que:

$$X_t(t) = X_g(t) + X(t) \quad (1)$$

Según (Oviedo & Duque, 2006), insertando la fuerza inercial, el amortiguamiento inherente y la fuerza elástica del sistema ( $m\ddot{x}$ ,  $c\dot{x}$ ,  $kx$ ) correspondientemente, se obtiene la ecuación de equilibrio dinámico que rige el movimiento:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = m\ddot{x}_g(t) + P(t) \quad (2)$$

En consecuencia, la ecuación (2) expresada en términos de fuerza, usa las propiedades del sistema que actúa ante requerimientos dinámicos. El trabajo que produce el sistema se determina multiplicando de manera individual las componentes de la ecuación por una función de velocidad dada por el desplazamiento  $dx$  equivalente a  $xdt$ . El resultado de la ecuación se integra en función al tiempo que actúa la carga dinámica y en vista a que un

sistema estructural debe regirse a condiciones balanceadas se obtiene la siguiente ecuación: (Rozas Torres, 2009).

$$E_l = E_K + E_D + E_S \quad (3)$$

En donde:

$$E_K = \int m \ddot{x} dx = \frac{m \dot{x}^2}{2} \quad (4)$$

$$E_D = \int c \dot{x} dx = \int c \dot{x}^2 dt \quad (5)$$

$$E_S = \int kx dx = \frac{kx^2}{2} \quad (6)$$

Entonces:

$E_K$  = energía cinética de la masa

$m$  = masa

$E_D$  = energía disipada por amortiguamiento

$c$  = amortiguamiento propio del sistema

$E_S$  = energía de deformación interna

$E_l$  = energía contribuida por los requerimientos dinámicos externos

En donde:

$$E_l = E_{ls} + E_{lw} \quad (7)$$

Entonces:

$$E_{ls} = \int m \ddot{x}_g dx \quad (8)$$

$$E_{lw} = \int P_{(t)} dx \quad (9)$$

En donde:

$E_{ls}$  = energía dinámica externa proveniente del movimiento del suelo durante sismos.

$E_{lw}$  = energía dinámica externa proveniente del AMS.

Calderón (2017), manifiesta que cuando el sistema estructural logra responder en el rango inelástico de los materiales, se debe tomar en cuenta la contribución que tiene la estructura tanto para esta condición como para el rango elástico. “Esto se logra introduciendo la función  $f_s(x)$  al termino  $E_s$ , ya que dicha función abarca la respuesta elástica e inelástica histerética al cálculo de la energía total suministrada por la estructura”. (Calderón, 2017)

Entonces:

$$E_s(t) = \int f_s(x) dx = E_{Ss} + E_{Sp} \quad (10)$$

En donde:

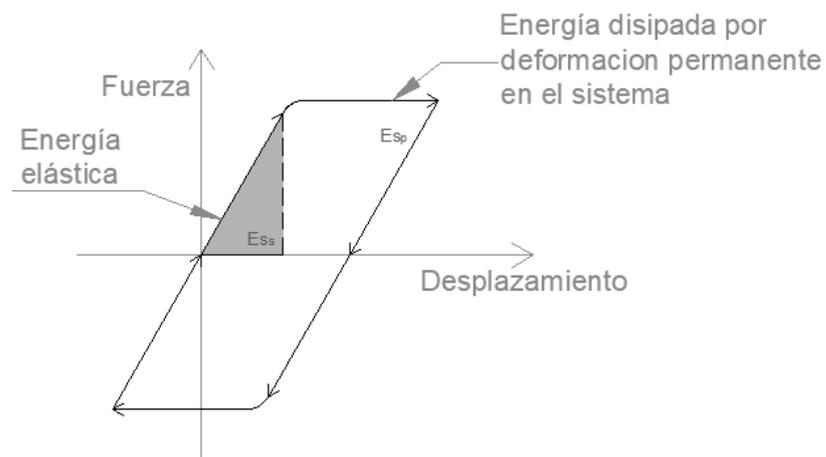
$E_{ss}$  = Energía de deformación elástica no disipada y almacenada en los elementos a manera de deformaciones elásticas.

$E_{sp}$  = Energía disipada por efectos histeréticos de deformaciones plásticas en los elementos.

Como señala Oviedo & Duque (2006), la gráfica histerética del ciclo de la energía en la estructura se presenta a continuación:

**Figura 3.**

*Ciclo histerético de la energía en la estructura*



*Nota.* Tomado de Oviedo & Duque (2006)

Cuando el sistema sismorresistente diseñado se vincula a disipadores especiales de energía ósea que están en función de la velocidad, la aceleración o la deformación se debe tomar en cuenta que donde actúan cargas dinámicas no es conveniente depreciar la energía cinética entre los elementos estructurales, para esto se requiere incluir una condición en la ecuación (3) que permita diferenciar la aportación de estos dispositivos en la ecuación de balance de energía, esta condición estará dada por el termino  $E_p$

que se calcula a través del operador de integro-diferenciación que represente la energía disipada a través de dispositivos complementarios (Oviedo & Duque, 2006).

$$E_p = \int \Gamma \bar{x} dx \quad (11)$$

La aportación de la energía conseguida por los disipadores se tiene que adicionar a la ecuación de balance de energía quedando de tal manera:

$$E_l = E_p + E_{ss} + E_{sp} + E_K + E_D \quad (12)$$

Según Oviedo & Duque (2006), dentro de los métodos tanto tradicionales como nuevas tecnologías para el control de respuestas sísmicas tienen la misma finalidad que es aumentar la contribución de los términos; “ $E_{sp}$ , energía disipada por histéresis propia de la estructura, y  $E_p$ , energía disipada por dispositivos adicionales”, a lado derecho de la ecuación (12). Debido al balance de energía, en la medida en que se aumente el término  $E_p$ , la disipación de energía por histéresis de la estructura disminuye y la participación de los componentes estructurales es menor; por lo tanto, el nivel de daño en la estructura se reduce y se concentra en los dispositivos adicionales, que son elementos totalmente identificados y fáciles de reemplazar (Calderón, 2017).

#### **2.4. Sistemas de protección sísmica**

De acuerdo con Montanaro (2002), por la intensidad de los eventos sísmicos la mayoría de las edificaciones están expuestas a sufrir daños

irreparables en su sistema estructural ocasionados por cargas axiales en los elementos verticales y sobrecargas de uso mayores para las que fueron diseñadas combinada con la acción sísmica. Tomando en cuenta lo ya mencionado se ha contemplado que es necesario incluir sistemas de protección adicionales con la finalidad de menguar daños significativos en las estructuras y salvaguardar la vida de sus residentes.

Mayorga (2011), destaca que el control estructural ante acciones sísmicas se está planteando como una alternativa al diseño sismorresistente convencional, basado en la ductilidad y la hiperestaticidad o redundancia estructural. Los diseños estructurales sismorresistentes modernos que cuentan con nuevas tecnologías buscan primordialmente controlar los desplazamientos de la estructura valiéndose de los siguientes medios:

- Reducir el ingreso de energía al sistema principal para evitar comportamientos de resonancia, esto se lograría reformando las propiedades dinámicas de la estructura.
- Utilización de sistemas mecánicos disipadores de energía con el fin de reducir el ingreso de energía al sistema principal.
- Neutralizar la excitación externa mediante dispositivos que ejerzan fuerzas capaces de controlarla.

Según Mayorga (2011), existen muchas clasificaciones para los sistemas de protección en base a varios factores. Muchos de ellos están clasificados según la aportación de la energía que imprime el sismo en la estructura. Los norteamericanos y países del este asiático como Japón

prefieren clasificar los sistemas de control de vibraciones de acuerdo a la mecánica con que funcionan.

En Estados Unidos, los investigadores los han clasificado en tres grupos de sistemas que son:

- Sistemas aislados
- Sistemas de disipación pasiva de energía
- Sistemas de control pasivo

Como lo hace notar Oviedo & Duque (2006), en estos sistemas el efecto de los sistemas AMS está incluido dentro de los sistemas activos y pasivos de energía. Mientras que los japoneses plantean cuatro grupos de sistemas:

- Sistemas aislados en la base
- Sistemas de absorción de energía
- Sistemas de efectos de masa
- Sistemas de control activo

Con la finalidad de evitar confusiones la norma ISO 3010 “Basic for design of structures - Seismic action on structures” propone una clasificación con solo tres categorías, promoviendo el uso internacional y general de la siguiente tabla: (Oviedo & Duque, 2006)

**Tabla 2.***Clasificación general de los sistemas de control*

Sistema de control	Tipo	Tipo	Dispositivo
Control pasivo	Aislamiento sísmico	Mecanismos deslizantes o rodillos	Apoyo de rodillos
			Apoyo de placa deslizante, tipo péndulo basculante
	Disipación de energía	Elemento flexible	Capa deslizante
			Otros
	Disipación de energía	Histeréticos	Elastómero de multiplacas
			Dispositivo flexible
	Disipación de energía	Friccionante	Otros
			Fluidos
	Disipación de energía	Viscoelástico	Hidráulico
			Viscoso
Disipación de energía	Viscoelástico	Otros	
		Otros	
Efecto de masa adicional	Masa y resorte	Masa y resorte	
		Pendular	
Efecto de masa adicional	Vibración de líquido	Vibración de líquido	
		Otros	
Otro	Otro	Otro	
Control semi activo	Control de amortiguamiento	Sistema de amortiguamiento variable	De tipo hidráulico
			Otro
	Control de rigidez	Sistema de rigidez variable	Riostra
Otro	Otro	Otro	
Control activo e híbrido	Efecto de maza	Amortiguamiento activo de maza	Amortiguamiento activo de maza
			Amortiguamiento híbrido de maza
	Control de fuerza	Tendón Activo	Tendón Activo
			Otro
Otro	Otro	Otro	

*Nota. Tomado de (Oviedo & Duque, 2006)*

### **2.4.1. Sistemas de control pasivo**

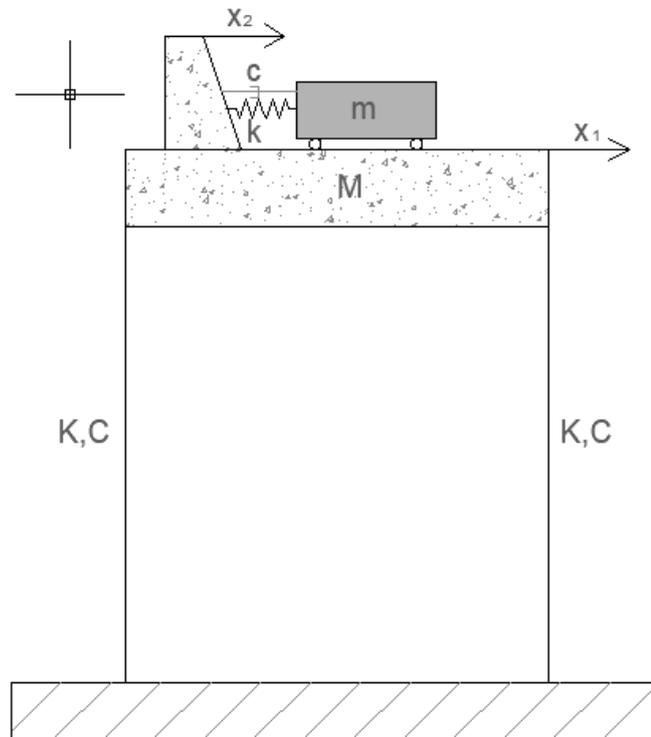
Mayorga (2011), manifiesta que, los dispositivos pasivos son elementos de carácter reactivo cuya respuesta no es controlable y depende únicamente de las condiciones de trabajo (o de frontera) en que se encuentren. Son sistemas que intervienen alterando las propiedades dinámicas del edificio, provocando una reducción de su respuesta estructural.

La respuesta en estos sistemas no es controlable, se los conoce también como sistemas de disipación de energía ya que al ser instalados en un sistema estructural este absorbe gran parte de la energía proporcionada por efectos externos como vientos o sismos y que la disipan de manera relativa al lograr que la frecuencia de vibración del sistema sea igual a la frecuencia de vibración de la estructura (Yu & Thenozhi, 2016).

Entre estos sistemas se destacan los **AMS** (amortiguadores de masa sintonizada) que constan de un grado de libertad y un sistema de resorte y uno de amortiguamiento, requieren de un bajo presupuesto en relación a otros sistemas y presentan un buen comportamiento. (Mayorga, 2011)

**Figura 4.**

*Representación gráfica de un sistema con protección AMS*



*Nota.* Tomado de Aliante (2009)

## **2.5. Amortiguadores de masa sintonizada (AMS)**

Como expresa Rozas Torres (2009), los disipadores de masa sintonizada, son dispositivos mecánicos que se componen de una o más masas que se conectan a una estructura principal mediante sistemas restitutos y amortiguadores. Los sistemas restitutos utilizados por estos sistemas de control son en general de tipo elástico, en cuyo caso pueden materializarse mediante resortes lineales. Alternativamente, puede utilizarse como fuerza restitutiva la gravedad, cual es el caso de los disipadores de masa sintonizada tipo péndulo. Otras formas para la fuerza restitutiva son la

utilización de elementos no lineales como los materiales con memoria de forma.

Rozas Torres (2009), describe que la eficacia de los AMS reside por tanto en la determinación de sus parámetros óptimos de diseño, los cuales son su frecuencia natural de oscilación y amortiguamiento crítico. La determinación de dichos parámetros, para estructuras no amortiguadas sujetas a acciones externas armónicas, fue desarrollada por Den Hartog junto con J.E. Brock en el año 1946. Posteriormente, Crandall y Mark, utilizando la teoría de vibraciones aleatorias, analizaron la respuesta de una estructura de un grado de libertad acompañada de un AMS lineal (AMSL), sometida a perturbaciones basales del tipo ruido blanco. En el año 1982 G. B. Warburton determinó, para distintos tipos de excitaciones determinísticas y aleatorias, los parámetros óptimos de diseño de un AMSL instalado en una estructura primaria de un grado de libertad no amortiguada. En el año 1993, Hsiang-Chuan Tsai y GuanCheng Lin determinaron, mediante análisis numéricos, los parámetros óptimos de diseño para el caso de estructuras amortiguadas sujetas a acciones externas monofrecuenciales. Recientemente, (Bakre & Jangid, 2007), plantearon expresiones analíticas para la obtención de parámetros óptimos de AMSL en estructuras amortiguadas sujetas a acciones externas aleatorias.

(Vijayasathya & Wilson, 2016), mencionan que se realizó un estudio sobre tres diferentes estructuras, en las que la primera es una estructura plana 2D de dos pisos, la segunda es una estructura tridimensional (3D) de un solo piso, y la tercera es un puente atirantado 3D. Utilizando nueve tipos diferentes

de registros de terremotos los resultados numéricos y experimentales muestran que la eficacia de los AMS en la reducción de la respuesta de la misma estructura durante diferentes terremotos, o de diferentes estructuras durante el mismo terremoto es significativamente diferente; en algunos casos los AMS dan buen rendimiento y algunos u otros tienen poco o ningún efecto. Esto implica que existe una dependencia de las características del movimiento del suelo, movimiento que excita la estructura. Esta reducción de respuesta es grande para movimientos resonantes del suelo y la estructura y disminuye a medida que la frecuencia dominante del movimiento del suelo se aleja más de la frecuencia natural de la estructura a la que el AMS es sintonizado. Además, los AMS tienen una eficacia limitada bajo cargas sísmicas similares a pulsos (Villaverde et al., 1994).

Para Rao (2003), los principales factores favorables de este tipo de sistemas son:

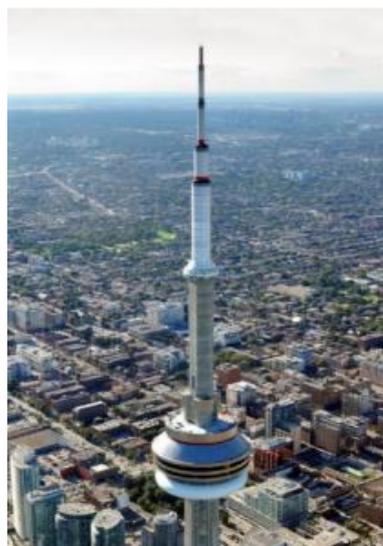
- Instalación en estructuras ya existentes.
- Pueden instalarse en distintas ubicaciones con la finalidad de reducir efectos de torsión.
- Un adecuado diseño permite incorporar amortiguamiento al sistema con poco peso.
- La resistencia y rigidez del sistema principal no se verá afectada.
- La instalación no es compleja gracias a su diseño compacto
- Mediante un mecanismo para ajustar la longitud del péndulo se puede sintonizar las frecuencias en las dos direcciones principales.

Elias & Matsagar (2017), manifiestan que es recomendable usar un AMS como un sistema de control de vibraciones debido a que algunas estructuras tienen un diseño muy robusto; los AMS no se afectan por altas temperaturas, proporcionan un amortiguamiento considerable a la estructura y además es relativamente de bajo costo.

Desde el punto de vista de Aliante (2009), la ventaja más importante es que casi no tiene limitaciones para su implementación en estructuras existentes que presenten una deficiente respuesta estructural y vibraciones excesivas, de esta forma se puede incrementar la seguridad para los ocupantes y mejorar su comodidad. Estos dispositivos están siendo utilizados en varios edificios a nivel mundial tales como: Torre C. N. en Toronto, Canadá; Torre John Hancock en Boston, Estados Unidos; CITICORP Center en la Ciudad de Nueva York, Estados Unidos; y Torre Taipéi 101 en Taipéi, Taiwán.

**Figura 5.**

*Torre Toronto C.N. Canadá*



*Nota. Tomado de (Elias & Matsagar, 2017)*

**Figura 6.**

*Torre John Hancock en Boston*



*Nota. Tomado de (Elias & Matsagar, 2017)*

**Figura 7.**

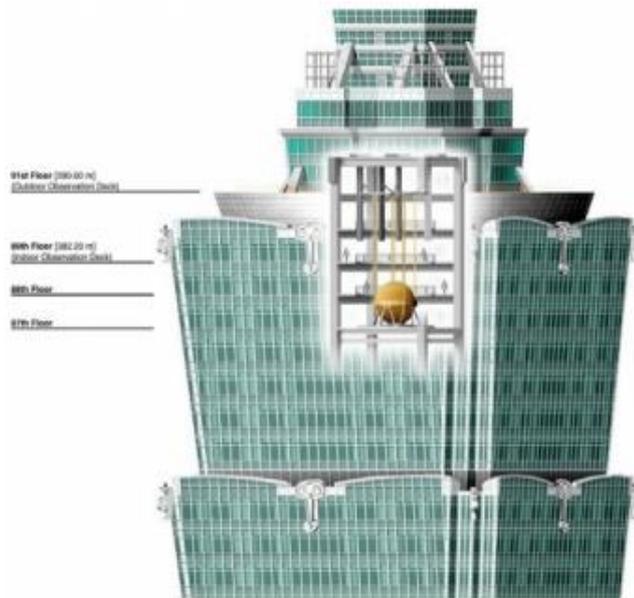
*CITICORP Center en la Ciudad de Nueva York, Estados Unidos*



*Nota. Tomado de (Elias & Matsagar, 2017)*

## Figura 8.

*Torre Taipéi 101 en Taipéi, Taiwán*



*Nota. Tomado de (Elias & Matsagar, 2017)*

### 2.5.1. Tipos de AMS

Existen varios tipos de amortiguadores, pero los más utilizados son los traslacionales y los de tipo pendular, los mismos que son dispositivos de control activo y pasivo respectivamente.

### 2.6. Parámetros óptimos de diseño

Ross, Kamatchi, Balaji Rao, Iyer, and Rama Mohan Rao (2012), mencionan que los AMS son sistemas que se componen de una masa pequeña que trabaja en resonancia con la estructura, esta masa se conecta al sistema principal a través de un elemento con propiedades elásticas que puede ser de tipo péndulo o resorte que trabajan en conjunto con un amortiguador viscoso o histérico. El AMS al ser acoplado al sistema principal

y sintonizado a una frecuencia de ondas elásticas en particular funciona como un disipador dinámico de vibraciones de tal manera que se logra disminuir de manera óptima la energía producida por factores de fuerza externos.

La Formulación matemática para los parámetros de diseño del AMS se hará en base a los resultados obtenidos en la tesis de Rozas Torres (2009), titulada “Reducción de la Respuesta Estructural por medio del uso de Disipadores de Masa Sintonizada y Disipadores de Columna Líquida Sintonizada”.

A continuación, se presenta el procedimiento y aspectos más importantes mediante el cual se determinan los parámetros de diseño tal cual fue desarrollado por Rozas Torres (2009).

### **2.6.1. Sistemas AMS en estructura sin amortiguamiento.**

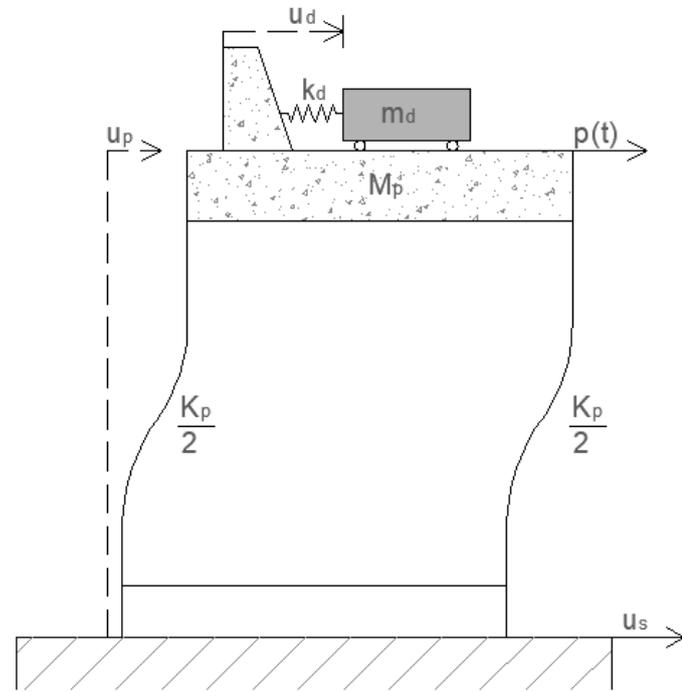
Al cargar con una vibración forzada armónica a una estructura amortiguada en la base se tienen dos casos.

#### **2.6.1.1. AMS no amortiguado**

Tomando en cuenta el sistema de referencia dado por los desplazamientos de la estructura principal  $u_p$  y del AMS con respecto a la estructura principal  $u_d$ , se define matricialmente la siguiente expresión (Garrido, 2016).

**Figura 9.**

*Modelo matemático de un sistema no amortiguado*



*Nota. Tomado de (Rozas Torres, 2009)*

$$\begin{bmatrix} M_p & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_p + \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_p + \ddot{u}_s + \ddot{u}_d \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_p + k_d & -k_d \\ -k_d & k_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_p \\ u_p + u_d \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p(t) \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (13)$$

Donde:

$M_p$  = masa del sistema principal

$K_p$  = rigidez del sistema principal

$m_d$  = masa del AMS

$k_d$  = rigidez del AMS

Siendo:

La frecuencia natural del AMS:

$$\omega_d^2 = \frac{k_d}{m_d} \quad (14)$$

La frecuencia de resonancia del Sistema Principal:

$$\omega_p^2 = \frac{K_p}{M_p} \quad (15)$$

La razón de masas entre el sistema principal y el AMS:

$$\mu = \frac{m_d}{M_p} \quad (16)$$

La razón entre la frecuencia de excitación y la frecuencia de resonancia del sistema principal:

$$\rho = \frac{\Omega}{\omega_p} \quad (17)$$

La razón entre la frecuencia de resonancia del AMS y la frecuencia de resonancia del sistema principal:

$$f = \frac{\omega_d}{\omega_p} \quad (18)$$

En un supuesto que  $u_s$  y  $p(t)$  sean armónicos, se tiene que:

$$\ddot{u}_s(t) = \bar{\ddot{u}}_s \sin(\Omega t) \quad (19)$$

$$p(t) = \bar{p} \sin(\Omega t) \quad (20)$$

La relación del amortiguamiento es:

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_t} \quad (21)$$

$c = \text{amortiguamiento inherente}$

Rozas Torres (2009), plantea que en un sistema no amortiguado se puede suponer una frecuencia  $\Omega$  y desfase nulo (condición resonante) o ángulo de fase igual a cero y asumiendo que la respuesta del sistema principal es permanente, entonces se tiene:

$$u_p(t) = \bar{u}_p \sin(\Omega t) \Rightarrow \ddot{u}_p(t) = -\Omega^2 \bar{u}_p \sin(\Omega t) \quad (22)$$

$$u_d(t) = \bar{u}_d \sin(\Omega t) \Rightarrow \ddot{u}_d(t) = -\Omega^2 \bar{u}_d \sin(\Omega t) \quad (23)$$

Sustituyendo en la ecuación principal de movimiento del sistema se tiene:

$$-m_d \Omega^2 \bar{u}_p + (k_d - m_d \Omega^2) \bar{u}_d = -m_d \bar{\ddot{u}}_s \quad (24)$$

$$(K_p - M_p \Omega^2) \bar{u}_p - k_d \bar{u}_d = -M_p \bar{\ddot{u}}_s + \bar{p} \quad (25)$$

Las soluciones para  $\bar{u}_p$  y  $\bar{u}_d$  están dadas por:

$$\bar{u}_p = \frac{\bar{p}}{K_d} \left( \frac{f^2 - \rho^2}{D_1} \right) - \frac{M_p \bar{u}_s}{K_p} \left( \frac{f^2(1 + \mu) - \rho^2}{D_1} \right) \quad (26)$$

$$\bar{u}_d = \frac{\bar{p}}{k_d} \left( \frac{\mu \rho^2}{D_1} \right) - \frac{m_d \bar{u}_s}{k_d} \left( \frac{\mu}{D_1} \right) \quad (27)$$

$$D_1 = (1 + \rho^2)(f^2 - \rho^2) - \mu \rho^2 f^2 \quad (28)$$

Rozas Torres (2009), señala, que si se analiza en la ecuación (26) se puede visualizar que si el término  $f^2(1 + \mu) - \rho^2$  se elimina o da como resultado cero entonces la acción de respuesta de la estructura principal deja de estar en función de la aceleración del suelo  $\bar{u}_s$ . De tal modo que las ecuaciones simplificadas quedarían:

$$\bar{u}_p = \frac{\bar{p}}{K_p} \quad (29)$$

$$\bar{u}_d = \frac{\bar{p}}{k_d} \rho^2 + \frac{M_p \bar{u}_s}{k_d} \quad (30)$$

Rozas Torres (2009), sugiere, que usando las ecuaciones reducidas se logra que la respuesta del sistema principal sea igual a la respuesta p-seudo estática causada por la fuerza  $p(t)$  de tal modo que se logra seleccionar un AMS que tome todo el movimiento del suelo, la frecuencia optima del AMS y la rigidez quedaría:

$$\omega_{d|OPT} = \frac{\Omega}{\sqrt{1 + \mu}} \quad (31)$$

$$k_{OPT}(t) = \omega_{d|OPT}^2 m_d = \frac{\Omega^2 M_p \mu}{1 + \mu} \quad (32)$$

Remplazando en la ecuación (30) se tiene:

$$\bar{u}_d = \frac{1 + \mu}{\mu} \left( \frac{\bar{p}}{K_p} + \frac{\bar{u}_s}{\Omega^2} \right) \quad (33)$$

Una vez obtenido el valor máximo del desplazamiento admisible del AMS  $max \bar{u}_d$  mediante la ecuación (33), se puede observar que se necesita obtener la rigidez optima del dispositivo cuando se utiliza este procedimiento reducido, de tal manera que para determinar  $\mu$  se tiene:

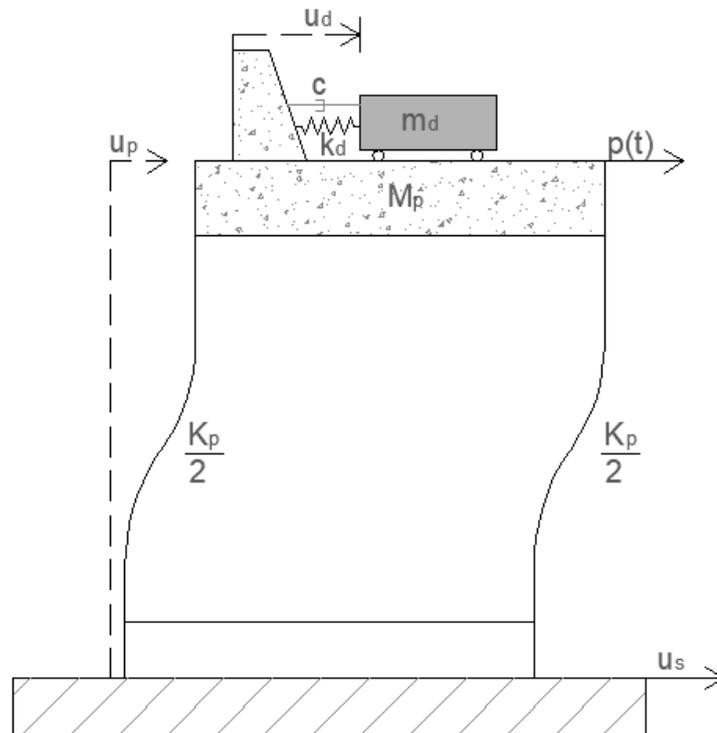
$$\mu = \frac{\bar{p}\Omega^2 + \bar{u}_s K_p}{(K_p \Omega^2) max \bar{u}_d - (\bar{p}\Omega^2 + \bar{u}_s K_p)} \quad (34)$$

Obtenidos los valores de  $\mu$  y  $\Omega$  se remplazan en la ecuación (32) y de tal modo que se puede calcular como la rigidez óptima (Rozas Torres, 2009).

### 2.6.1.2. AMS amortiguado

Figura 10.

Estructura primaria no amortiguada, AMS amortiguado



Nota. Tomado de (Rozas Torres, 2009).

En la figura (10) de Rozas Torres (2009), se observa el mismo sistema principal con la diferencia que el AMS tiene un dispositivo de amortiguamiento, por lo tanto, las ecuaciones que expresan de forma matricial este sistema quedarían de la siguiente manera (Rozas Torres, 2009).:

$$\begin{aligned}
& \begin{vmatrix} M_p & 0 \\ 0 & m_d \end{vmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_p + \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_p + \ddot{u}_d + \ddot{u}_s \end{Bmatrix} + \begin{vmatrix} c_d & -c_d \\ -c_d & c_d \end{vmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_p \\ \dot{u}_p + \dot{u}_d \end{Bmatrix} \\
& + \dots + \begin{vmatrix} K_p + k_d & -k_d \\ -k_d & k_d \end{vmatrix} \begin{Bmatrix} u_p \\ u_p + u_d \end{Bmatrix} \\
& = \begin{Bmatrix} p(t) \\ 0 \end{Bmatrix}
\end{aligned} \tag{35}$$

Rozas Torres (2009), menciona que al incorporar el amortiguamiento en el dispositivo acoplado se logra disipar energía, pero a su vez se crea un desfase incorporado, consecuencia del amortiguamiento y de tal forma se puede ensanchar la banda de atenuación del dispositivo.

Se recomienda expresar este desfase en números complejos.

$$u_s(t) = \bar{u}_s e^{i\Omega t}, \quad p(t) = p e^{i\Omega t} \tag{36}$$

En función a lo anterior la solución permanente queda expresada de la siguiente manera:

$$u_p(t) = \bar{u}_p e^{i\Omega t}, \quad u_d(t) = \bar{u}_d e^{i\Omega t} \tag{37}$$

Remplazando estas cantidades en las ecuaciones del movimiento, suprimiendo  $e^{i\Omega t}$  y resolviendo de manera consistente se tiene que:

$$\begin{aligned}
\bar{u}_p &= \frac{\bar{p}}{K_d} \left( \frac{f^2 - \rho^2 + i2\xi_d \rho f}{D_2} \right) \\
&- \frac{M_p \bar{u}_s}{K_p} \left( \frac{f^2(1 + \mu) - \rho^2 + i2\xi_d \rho f(1 + \mu)}{D_2} \right)
\end{aligned} \tag{38}$$

$$\bar{u}_d = \frac{\bar{p}}{k_d} \left( \frac{f^2 \rho^2 \mu}{D_2} \right) - \frac{m_d \bar{u}_s}{k_d} \left( \frac{f^2}{D_2} \right) \quad (39)$$

En donde:  $\xi_d$  es la relación de amortiguamiento crítico del dispositivo y  $D_2$  esta dada por:

$$D_2 = (1 - \rho^2)(f^2 - \rho^2) - \mu \rho^2 f^2 + i2\xi_d \rho f [1 - \rho^2(1 + \mu)] \quad (40)$$

Al escribir las ecuaciones (38) y (39) en su forma polar se tiene:

$$\bar{u}_p = \frac{\bar{p}}{K_p} H_1 e^{i\delta_1} - \frac{\bar{u}_s M_p}{K_p} H_2 e^{i\delta_2} \quad (41)$$

$$\bar{u}_d = \frac{\bar{p}}{k_d} H_3 e^{-i\delta_3} - \frac{m_d \bar{u}_s}{k_d} H_4 e^{-i\delta_3} \quad (42)$$

En donde:

$H$  = Valores absolutos de los factores de amplificación dinámica de las respuestas pseudo estáticas.

$\delta$  = ángulos de fase entre la respuesta y la excitación.

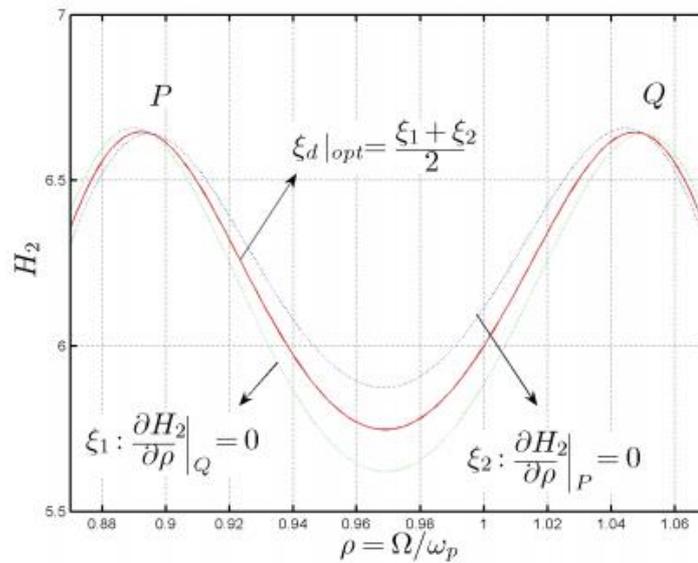
La reducción de la respuesta sísmica permite tener la certeza de unos parámetros óptimos de diseño, por lo que es suficiente trabajar en el factor de amplificación  $H_2$ .

$$H_2 = \frac{\sqrt{[(1 + \mu)f^2 - \rho^2]^2 + 4\xi_d^2 \rho^2 f^2 (1 + \mu)^2}}{|(1 - \rho^2)(f^2 - \rho^2) - \mu \rho^2 f^2 + i2\xi_d \rho f [1 - \rho^2(1 + \mu)]|} \quad (43)$$

$H_2$  Variará en función de  $\rho$ , siempre y cuando  $\mu$  y  $f$  sean valores constantes y  $\xi_d$  sean variables, de tal manera que se puede visualizar que todas las curvas pasan por los puntos **P** y **Q** tal que la ubicación de estos puntos dependerá solo de  $\mu$  y  $f$ . (Rozas Torres, 2009).

**Figura 11.**

*Curva de amplificación dinámica  $H_2$  con pendiente cero en P y Q*



*Nota. Tomado de (Rozas Torres, 2009).*

$$H_2 = \sqrt{\frac{a_1^2 + \xi_d^2 a_2^2}{a_3^2 + \xi_d^2 a_4^2}} = \left| \frac{a_2}{a_4} \right| \sqrt{\frac{a_1^2/a_2^2 + \xi_d^2}{a_3^2/a_4^2 + \xi_d^2}} \quad (44)$$

Esta ecuación debe satisfacer la siguiente igualdad para que sea independiente de  $\xi_d$  (Garrido, 2016).

$$\begin{aligned} \left| \frac{a_2}{a_4} \right| = \left| \frac{a_2}{a_4} \right| &\Leftrightarrow \left| \frac{(1 + \mu)f^2 - \rho^2}{2\rho f(1 + \mu)} \right| \\ &= \left| \frac{(1 - \rho^2)(f^2 - \rho^2) - \mu\rho^2 f^2}{2\rho f(1 - \rho^2(1 + \mu))} \right| \end{aligned} \quad (45)$$

Para que las condiciones óptimas de diseño del AMS queden definidas hay que imponer un valor para  $f$  de tal modo que la curva de amplificación dinámica  $H_2$  tenga concordancia con los puntos **P** y **Q**. (Garrido, 2016).

$$H_2|_P = H_2|_Q = \left| \frac{a_2}{a_4} \right|_{P,Q} \Rightarrow \frac{1 + \mu}{|1 - \rho_P^2(1 + \mu)|} = \frac{1 + \mu}{|1 - \rho_Q^2(1 + \mu)|} \quad (46)$$

Sabiendo que  $\rho_P^2$  y  $\rho_Q^2$  son raíces de la ecuación (45) y definiendo condiciones de igual factor de amplificación, tenemos que  $f$  quedaría expresado de la siguiente manera:

$$f|_{OPT} = \frac{\sqrt{1 - 0,5\mu}}{1 + \mu} \quad (47)$$

$H_2$  Mantendrá el mismo valor para  $\rho_P$  y  $\rho_Q$  sin que  $\xi_d$  tenga influencia sobre este. Garrido (2016) señala, que de tal modo es necesario imponer valores máximos para  $\xi_d$  permitiendo que el valor de la amplificación tenga un tope y no tenga un valor exagerado para distintos valores de  $\rho$ . Matemáticamente queda de la siguiente manera:

$$\left. \frac{\partial H_2}{\partial \rho} \right|_P = 0 \vee \left. \frac{\partial H_2}{\partial \rho} \right|_Q \quad (48)$$

Como lo menciona Brock (1946) la condición anterior esta evaluada en  $f = f|_{OPT}$  y no se satisface, necesariamente, de forma simultánea para el mismo valor de  $\xi_d$ , por lo que se determina por separado para **P** y **Q** y posteriormente se promedia, obteniéndose:

$$\xi_d|_{OPT} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)(1 - 0,5\mu)}} \quad (49)$$

## 2.7. Parámetros de diseño

Un AMS principalmente se apega a la relación entre algunos parámetros físicos y externos entre un sistema principal y un dispositivo acoplado o secundario. Estos parámetros son: masas, amortiguamiento y frecuencias. Donde la relación de frecuencia está dada por la ecuación (18) (Sadek, Mohraz, Taylor, & Chung, 1997):

$$f = \frac{\omega_d}{\omega_p}$$

La relación de masas está dada por la ecuación (16):

$$\mu = \frac{m_d}{M_p}$$

Siendo:

$$m_d = \text{masa del AMS}$$

$M_p$  = masa de un sistema principal SDOF o de un sistema MDOF (para un modo de vibración definido).

La relación de amortiguamiento está dada por la ecuación (21):

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_t}$$

Como señala Sadek et al. (1997), se han hecho varios estudios sobre el impacto que ha tenido la optimización de los parámetros de diseño de los AMS, con la finalidad de mejorar el desempeño del sistema estructural principal en edificaciones y reducir su respuesta ante la acción de fuerzas dinámicas externas, principalmente las de sismo y las de viento.

Frahm (1911), propone en 1909, el uso de este tipo de dispositivos en maquinarias y varios tipos de estructuras. HARTOG (1947), presenta de manera más detallada un estudio sobre la utilización de los AMS en estructuras SDOF sin amortiguamiento sometidos a cargas dinámicas del tipo sinusoidal, concluyó que los parámetros óptimos de diseño para la frecuencia  $f$  y el amortiguamiento  $\xi_{d|OPT}$ , los que según Lin and Wang (2013), quedan definidos de acuerdo a la ecuación (47) y (49).

Según Lin and Wang (2013), la relación de amortiguamiento primaria no tiene nada que ver con el diseño del AMS por lo tanto la ecuación (49) no tiene un buen pronóstico.

(Wirsching & Yao, 1973), destacan resultados positivos en el diseño de AMS bajo solicitaciones sísmicas con una aceleración de suelo no estacionario y un amortiguamiento estructural igual al 2% para una edificación

de 5 a 10 plantas, utilizando un  $m_d$  igual a la masa de una planta multiplicado por 0,5 con una relación de frecuencia  $f = 1$ , dando como resultado una disminución notoria de la respuesta dinámica de la estructura a una frecuencia de amortiguamiento  $\xi = 0,20$

De acuerdo con Villaverde (1994), Villaverde and Koyama (1993), Villaverde and Martin (1995), un óptimo rendimiento entre el AMS y el sistema principal, los primeros modos de vibración de la combinación estructura-amortiguador tendrán igual relación que el promedio de vibración entre el sistema principal y el AMS. Villaverde (1985), define que este objetivo se cumplirá si el AMS se sincroniza con la estructura a una frecuencia  $f = 1$ , de tal modo que la relación de amortiguamiento se obtendría con la siguiente ecuación.

$$\xi = \beta + \Phi\sqrt{\mu} \quad (50)$$

En donde:

$\beta$  = amortiguamiento de la estructura.

$\mu$  = relación de masa del AMS con la masa de la estructura en un modo de vibración definido.

$\Phi$  = amplitud del modo donde el AMS está ubicado.

Sadek et al. (1997), proponen que los valores de  $\mu$  y  $\Phi$  pueden determinarse por unidad de factor de participación modal.

Villaverde (1985), propone que, si se utiliza AMS con pequeñas masas con fuerte amortiguamiento en resonancia, se desempeñan efectivamente disipando la energía provocada por fuerzas externas. Sin embargo, Villaverde (1985), revela que los valores óptimos determinados utilizando una excitación armónica o ruido blanco actuando en la masa de la estructura principal no equivale a sistemas con aceleración en la base como excitación y, por ello, estos valores propuestos como óptimos no son aplicables con cargas sísmicas ya que minimizara la eficiencia del AMS.

Los estudios de Miyama (1992), mencionan que si se utiliza una relación de masa pequeña para el diseño del AMS (cerca del 0,02 de la masa generalizada del primer modo de vibración) no se reduce la respuesta de la estructura sometida a cargas sísmicas, por lo que sugiere que el AMS sea ubicado en el último piso. Esto provocará que la energía producto de cualquier fuerza externa sea absorbida en mayor porcentaje por el AMS, lo que es posible ya que el último piso posee propiedades físicas complementarias idóneas para resistir este tipo de cargas y en consecuencia se logra que pisos inferiores reduzcan el porcentaje de daños según análisis matemáticos realizados por Sadek et al. (1997), se ha podido comprobar que se puede lograr que el AMS tome hasta un 80% de la energía del movimiento con  $\mu = 0,05$  (relación de masa) para una relación de frecuencias entre el último piso de la estructura y la estructura.

### **2.7.1. Métodos de estimación**

Chang (1973), menciona que, con la finalidad de comprobar la efectividad de estos sistemas de control de vibraciones (AMS), dentro de la

literatura donde se analizan su comportamiento se han mejorado dos cometidos.

1. Reducir los desplazamientos asociados a la máxima respuesta de la estructura (control de vibraciones). La comprobación de esto se ha desarrollado extensamente en los estudios por medio de la razón de desplazamiento máximo de piso y la desviación entre pisos. Esta función está estrechamente relacionada con el confort de sus ocupantes y las reacciones desarrolladas por el sistema estructural (Hansen, Reed, & Vanmarcke, 1973).
2. La segunda función que toma en cuenta la reducción del presupuesto en la parte constructiva se relaciona con la disminución de los ciclos de fatiga que se ven reflejados en los daños acumulados en elementos estructurales en relación con su promedio histerético de energía disipada (Lukkunaprasit & Wanitkorkul, 2001), (Pinkaw, Lukkunaprasit, & Chatupote, 2003).

Actualmente los parámetros de las funciones a través de las que se desea hacer una evaluación de eficiencia para los amortiguadores de masa sintonizada (AMS) en cualquier país, no ha sido normalizada aun, de tal modo que las investigaciones académicas y las diferentes empresas que desarrollan estos dispositivos, solo se han enfocado en resolver aspectos puntuales asociados a la reducción de la respuesta de un movimiento en estructuras (máxima, acumulada, RMS, entre otras). (Garrido, 2016)

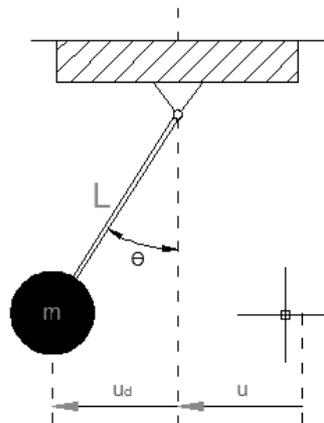
### 2.7.1.1. Modelo matemático tipo péndulo

(Battista, Rodrigues, & Pfeil, 2003), proponen un modelo matemático analítico para el análisis de torres de transmisión debido a que estas están sometidas a cargas de viento en su parte superior. Obtuvieron un 90% de eficacia con el AMS sintonizado en resonancia con el desplazamiento provocado por las fuerzas de viento.

En el presente estudio se analizará la aportación de un AMS pendular para mejorar la respuesta en una estructura sometida a fuerzas sísmicas en su base.

**Figura 12.**

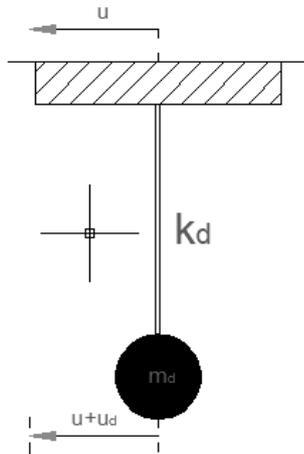
*AMS tipo péndulo real*



*Nota.* Tomado de (J. Connor & Laflamme, 2014).

**Figura 13.**

*AMS sistema equivalente*



Nota. Tomado de (J. Connor & Laflamme, 2014).

Para torres de transmisión en función al modelo presentado por Battista et al. (2003), se asume que el péndulo se encuentra incluido en una estructura sometida a fuerzas sísmicas y por consiguiente se tiene un nuevo sistema que describe el desplazamiento del AMS en el eje  $x$  expresado de la siguiente manera:

$$T \sin \theta + \frac{W_d}{g} (\ddot{u} + \ddot{u}_d) = 0 \quad (51)$$

En donde:

$T$  = Tensión del cable.

$W_d$  = Peso del péndulo.

$g$  = Aceleración debido a la gravedad.

$\ddot{u}$  = Aceleración del Sistema principal de un grado de libertad.

$\ddot{u}_d$  = Aceleración del AMS.

$\theta$  = Ángulo de rotación del péndulo con respecto al eje Y.

En estructuras de un grado de libertad donde el ángulo  $\theta$  es muy pequeño, se puede aproximar los siguientes valores (J. J. Connor, 2003):

$$T = w_d \quad (52)$$

$$u_d = L \sin \theta = L\theta \quad (53)$$

Remplazando la ecuación (53) y (52) en la ecuación (51) se tiene:

$$m_d \ddot{u}_d + \frac{w_d}{L} u_d = -m_d \ddot{u} \quad (54)$$

De tal modo la rigidez equivalente del AMS resulta:

$$k_{eq} = \frac{W_d}{L} \quad (55)$$

A su vez  $k_{eq}$  se relaciona con la frecuencia natural de vibración del AMS:

$$w_d^2 = \frac{k_{eq}}{m_d} = \frac{g}{L} \quad (56)$$

Según la ecuación (56) el periodo natural del péndulo equivale a:

$$T_d = 2\pi \sqrt{\frac{L}{g}} \quad (57)$$

Según Connor (2007),  $L$  es la longitud del cable tensor, de tal modo la solución para el presente sistema está dada por la ecuación:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_g + \frac{W_d}{L}U_d \quad (58)$$

Por consiguiente, se llega a tener el siguiente sistema de ecuaciones que se usaran en cálculos posteriores, el cual está dado por:

$$\left. \begin{aligned} M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku &= -M\ddot{u}_g + \frac{W_d}{L}U_d \\ m_d\ddot{u}_d + \frac{W_d}{L}u_d &= -m_d\ddot{u} \end{aligned} \right\} \quad (59)$$

### 2.7.1.2. **Modelo matemático traslacional DMSL**

Establecidos los parámetros y propiedades de movimiento de la estructura y con análisis experimentales como lo demuestra Rozas Torres (2009), en su trabajo titulado “REDUCCIÓN DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL POR MEDIO DEL USO DE DISIPADORES DE MASA SINTONIZADA Y DISIPADORES DE COLUMNA LÍQUIDA SINTONIZADA”, se toman las rigideces y masas para reproducir los periodos y formas de vibrar encontrados con análisis experimentales. De esta manera, con los datos encontrados se puede diseñar los dispositivos para controlar los movimientos de la estructura.

Rozas Torres (2009), menciona que el procedimiento de diseño del AMS se puede resumir en los pasos mostrados a continuación:

- 1) Establecer los máximos desplazamientos admisibles para el dispositivo.
- 2) A partir de los valores anteriores, determinar la razón de masas  $\mu$ . Se selecciona el mayor valor de  $\mu$ .
- 3) Determinar  $f|_{OPT}$

4)  $W_d|_{OPT} = f|_{OPT} W_p$

5)  $k_d = m_d W_d^2 = \mu K_p f^2|_{OPT}$

6) Determinar el valor para  $\xi_d|_{OPT}$

7)  $c_d = 2m_d W_d \xi_d|_{OPT} = 2\mu f|_{OPT} M_p W_p \xi_d|_{OPT}$

## CAPÍTULO III

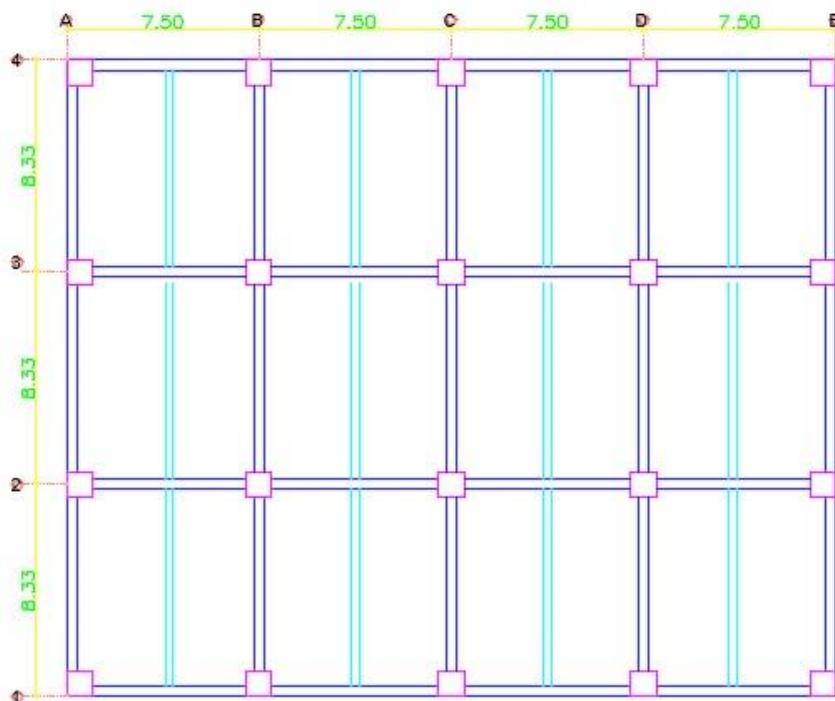
### PARÁMETROS DE DISEÑO

#### 3.1. Descripción de la estructura

La edificación que se analiza consta de 10 plantas, la altura de entrepiso es 3,5 m para todos los niveles. Tiene 4 pórticos en la dirección Y; y 3 pórticos en la dirección X. El edificio tiene 30 m de fondo en la dirección de X y 25 m de frente en la dirección principal. La estructura presenta simetría tanto en planta como en elevación.

**Figura 14.**

*Vista en planta de estructura*



Nota. Tomado de *AutoCAD 2016*.

El sistema estructural es de pórticos especiales de hormigón armado resistentes a momentos con vigas peraltadas. Este sistema está conformado de columnas fuertes y vigas débiles, losas nervadas alivianadas. En el último piso se agrega un sistema de amortiguamiento de masa sintonizada (AMS).

El diseño del sistema cumple con las normativas establecidas en el Ecuador, NEC-SE-DS-2015 y NEC-SE-HA-2015, para sistemas especialmente diseñados para resistir sismos con alta ductilidad, y las normas de diseño del material que establece el ACI 318-19.

Se consideró que el hormigón tiene resistencia  $f'c= 280 \text{ kg/cm}^2$  para los elementos que conforman los pórticos del sistema primario resistente a sismos y la cimentación.

Se considera que el sitio tiene un perfil de suelo tipo **C**, siendo el valor del factor de zona **Z=0,5** correspondiente a la ciudad de **Pedernales**, según la sección 3 de la norma Nec-15.

### **3.2. Dimensiones de los elementos estructurales**

Las dimensiones de los elementos estructurales fueron determinadas mediante el predimensionamiento mostrado en el Anexo 1, según los requerimientos de carga de cada piso.

Las dimensiones de las columnas disminuyen gradualmente en altura. Las dimensiones definitivas por piso son las siguientes:

**Tabla 3.***Dimensión de elementos estructurales*

<b>N° de piso</b>	<b>Columna (cm)</b>	<b>Viga Principal (cm)</b>	<b>Viga Secundaria (cm)</b>
<b>10</b>	60x80	40x60	25x50
<b>9</b>	60x80	40x60	25x50
<b>8</b>	70x90	40x60	25x50
<b>7</b>	70x90	40x60	25x50
<b>6</b>	70x90	40x60	25x50
<b>5</b>	70x90	40x60	25x50
<b>4</b>	80x100	40x60	25x50
<b>3</b>	80x100	40x60	25x50
<b>2</b>	80x100	40x60	25x50
<b>1</b>	80x100	40x60	25x50

### **3.2.1. Inercia agrietada**

Las inercias gruesas ( $I_g$ ) e inercias agrietadas correspondientes a las secciones de los elementos estructurales definidos en el apartado 6.1.6 Modelación estructural, literal b, de la NEC-SE-DS (Peligro sísmico), establecen los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, son:

- 0,5  $I_g$  para vigas
- 0,8  $I_g$  para columnas

### 3.2.2. Cargas de diseño

#### 3.2.2.1. Carga muerta

El peso propio de la estructura fue determinado a partir de la geometría del proyecto y comparado con el resultado calculado por SAP2000 a partir del modelo; verificándose la convergencia de resultados.

El cálculo detallado de los pesos se encuentra en el Anexo 2.

La carga muerta D de la estructura es el peso propio de la estructura más la carga muerta sobreimpuesta.

Peso propio de la estructura – carga muerta:

**Tabla 4.**

*Cálculo de Carga Muerta (D) de la estructura.*

No de Piso	Peso (t) (D)	Peso (t/m <sup>2</sup> )
10	632,352	0,843
9	632,352	0,843
8	654,864	0,873
7	654,864	0,873
6	654,864	0,873
5	654,864	0,873
4	680,736	0,907
3	680,736	0,907
2	680,736	0,907
1	680,736	0,907
<b>TOTAL</b>	<b>6607,104 t</b>	<b>8,809 t/m<sup>2</sup></b>

### **3.2.2.2. Sobrecarga viva**

Según NEC-15 para estructuras residenciales de tipo vivienda la carga viva es de **200 kg/m<sup>2</sup>**.

### **3.2.2.3. Patrones de carga**

Para la estructura se definen los siguientes patrones de carga:

- **Peso propio:** corresponde al peso total de la estructura, que es considerado internamente por el programa SAP2000 a partir de la geometría modelada.
- **Carga muerta sobreimpuesta:** carga que es la adicional que corresponde a los elementos no estructurales y que es modelada como carga aplicada sobre los elementos.
- **Carga viva:** la sobrecarga viva especificada (pisos 200 Kg/m<sup>2</sup>, cubierta 100 Kg/m<sup>2</sup>).

### **3.2.2.4. Combinaciones de carga**

Se consideran todos los casos de carga especificados en la NEC-SE-DS-2015 tanto para el dinámico espectral como para el análisis historia – tiempo.

**Tabla 5.***Combinaciones de carga*

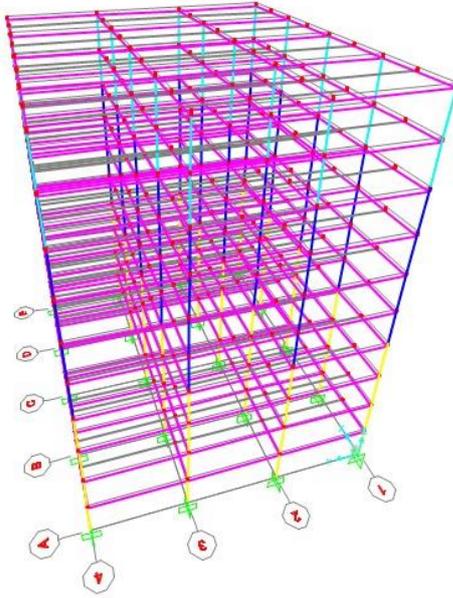
<b>Combinación</b>	<b>NEC-15</b>
<b>Combo 1</b>	1,4 D
<b>Combo 2</b>	1,2 D + 1,6 L
<b>Combo 3</b>	1,2 D + 1,0 L
<b>Combo 4</b>	0,9 D
<b>Combo 5</b>	1,2 D + 1,0 L + 1,0 E_X
<b>Combo 6</b>	1,2 D + 1,0 L - 1,0 E_X
<b>Combo 7</b>	1,2 D + 1,0 L + 1,0 E_Y
<b>Combo 8</b>	1,2 D + 1,0 L - 1,0 E_Y
<b>Combo 9</b>	0,9 D + 1,0 E_X
<b>Combo 10</b>	0,9 D - 1,0 E_X
<b>Combo 11</b>	0,9 D + 1,0 E_Y
<b>Combo 12</b>	0,9 D - 1,0 E_Y

### **3.2.3. Modelo matemático**

La estructura predimensionada se modela en SAP2000 tridimensionalmente, como elementos finitos, conectados mediante nodos. Los elementos considerados para el modelado son: vigas principales, vigas secundarias, y columnas. La losa no consta en el modelo, pero su contribución de carga está repartida sobre las vigas y todos los nodos en el plano de cada piso son vinculados a una misma función de diafragma rígido de la losa. Los nodos que conectan los elementos tienen 3 grados de libertad traslacionales y 3 rotacionales.

**Figura 15.**

*Vista 3D del modelo estructural*



*Nota.* Tomado de SAP 2000.

### **3.2.3.1. Diafragma rígido**

Se definen diafragmas rígidos para cada piso. De esta manera, las losas de piso experimentan deformaciones laterales, de cuerpo rígido sin torsión, dada la simetría y regularidad de la planta y elevación de la estructura.

### **3.2.3.2. Masas participativas y modos de vibración**

Para el análisis de la estructura se considera la participación del 100% de las masas del peso propio de la estructura, la masa de las cargas muertas sobre-impuestas; y, la masa correspondiente al 25% de la carga viva.

Dentro del análisis dinámico que se realiza, el análisis modal dinámico calcula los modos de vibración y sus porcentajes de participación de masa

correspondientes. Los modos de vibración se dan en función al número de pisos; es decir, dado que la estructura tiene 10 pisos tendrá 30 modos de vibración, correspondientes a 3 modos por piso.

### **3.2.3.3. *Análisis por cargas dinámicas***

El análisis dinámico de la estructura se realizó con base a los procedimientos y lineamientos señalados por NEC-SE-DS (Peligro Sísmico – Sección 6 – Método basado en fuerzas). El análisis espectral se usa para diseño, mientras que el método historia tiempo se usa para evaluar la eficiencia del AMS. Ambos análisis se basan en la superposición de la respuesta dinámica de todos los modos, en cada una de las direcciones con el 100% de la fuerza sísmica aplicada. Mientras que el análisis espectral combina de forma vectorial las respuestas máximas de los modos que ocurren en distintos instantes de tiempo, el análisis historia tiempo combina algebraicamente las respuestas modales paso a paso en el tiempo para cada registro sísmico de aceleraciones.

### **3.2.4. *Análisis dinámico espectral***

#### **3.2.4.1. *Espectro de diseño***

Para determinar el espectro de diseño se deben calcular los parámetros de la estructura y del tipo de suelo donde está ubicada.

#### **3.2.4.2. *Tipo de perfil de suelo***

El tipo de suelo de emplazamiento de la estructura, está dado por el tipo de perfil de suelo existente en la ciudad de Pedernales, en el cual predomina el perfil de suelo tipo C.

**Tabla 6.**

*Tipo de perfil de suelo*

<b>Ciudad</b>	<b>Perfil de Suelo</b>
<b>Pedernales</b>	<b>C</b>

*Nota.* Tomado de *NEC-SE-DS (2015)*.

#### **3.2.4.3. Factor de zona**

Conociendo que el cantón de Pedernales se encuentra ubicada en una zona de muy alto riesgo sísmico (Zona Sísmica “VI” según la norma NEC\_SE\_DS publicada en el año 2015), factor de zona  $Z=0,5$  y el tipo de suelo C; corresponde a suelos muy densos o roca blanda, como se detalla en la sección 2.1.2 y en sección 3 de NEC-15.

**Tabla 7.**

*Valor de factor Z para la zona sísmica de Manabí*

<b>Población</b>	<b>Parroquia</b>	<b>Cantón</b>	<b>Provincia</b>	<b>Z</b>
<b>Pedernales</b>	Pedernales	Pedernales	Manabí	0,50

*Nota.* Tomado de *NEC-SE-DS (2015)*

#### **3.2.4.4. Coeficientes de perfil de suelo $F_a$ , $F_d$ y $F_s$ .**

La NEC 15 sección 3.2.2, detalla los coeficientes de sitio  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$  según el tipo de suelo y del factor de zonificación sísmica.

**Tabla 8.***Coefficientes de perfil de suelo*

Ciudad	Coefficientes de perfil de suelo	Zona sísmica VI – Factor z= 0,50	NEC-SE-DS-15
	Fa	1,18	Tabla 3
<b>Pedernales</b>	Fd	1,06	Tabla 4
	Fs	1,23	Tabla 5

*Nota.* Tomado de *NEC-SE-DS (2015)*.**3.2.4.5. Periodo de vibración T**

Se usa el Método 1 de la NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), para determinar el periodo aproximado de vibración de la estructura.

El Método 1, establece la siguiente ecuación:

$$T = C_t * h^\alpha \quad (\text{NEC-15; Sección 6.3.3}) \quad (60)$$

**Tabla 9.***Coefficientes que dependen del tipo de estructura*

Tipo de estructura	Ct	$\alpha$
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.	0,055	0,9

*Nota.* Tomado de *NEC-SE-DS (2015)*, sección 6.3.3.

$$T_a = 0,055(35)^{0,9}$$

$$T_a = 1,349 \text{ seg}$$

Una vez realizado el análisis modal con SAP2000, se tiene que  $T_x=1,19365$  en la dirección X,  $T_y=1,67678$  en la dirección Y, el cual será el valor representativo para los cálculos siguientes.

En la sección 12.8.2.1 del ASCE 7-16 se establece que el periodo dinámico calculado no debe superar en más del 40% del periodo asumido  $T_a$ , entonces:

$$\text{Periodo Asumido } T_a = 1,349 \text{ seg} * 1,40 = 1,89 \text{ seg}$$

$$\text{Periodo Calculado } T_x = 1,194 \text{ seg} \quad T_y = 1,677 \text{ seg}$$

$$T < 1,4 T_a \quad (61)$$

$$T_y = 1,677 \text{ seg} < 1,89 \text{ seg} \quad \text{OK}$$

$$T_x = 1,194 \text{ seg} < 1,89 \text{ seg} \quad \text{OK}$$

#### 3.2.4.6. Espectro elástico

El espectro elástico del sismo de diseño, depende básicamente del tipo de suelo, y otros factores tales como:

- El factor de zonificación sísmica  $Z$ ,
- El tipo de perfil de suelo donde estará la estructura,
- Los valores de coeficientes de amplificación del suelo  $F_a, F_d, F_s$ .

Con base a la sección 3.3.2.2 de NEC-SE-DS-2015 para el diseño sísmico de todo tipo de estructuras, se tiene que:

$$T_o = 0,1 F_s \frac{F_d}{F_a} \text{ (NEC-SE-DS; Figura 3)} \quad (62)$$

$$T_o = 0,1 (1,23) \left( \frac{1,06}{1,18} \right)$$

$$T_o = 0,1105$$

$$T_c = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a} \text{ (NEC-SE-DS; Figura 3)} \quad (63)$$

$$T_c = 0,55 * 1,23 \left( \frac{1,06}{1,18} \right)$$

$$T_c = 0,608$$

El espectro del sismo de diseño para  $T > T_c$  se calcula con la siguiente ecuación. Esta ecuación es usada dado que el periodo fundamental de la estructura, es mayor a  $T_c$ .

$$S_a = \eta z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \text{ (NEC-SE-DS; Figura 3)} \quad (64)$$

En donde:

$$\eta = 1,8 \text{ para provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)}$$

$$r = 1 \text{ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E}$$

$$z = 0,5$$

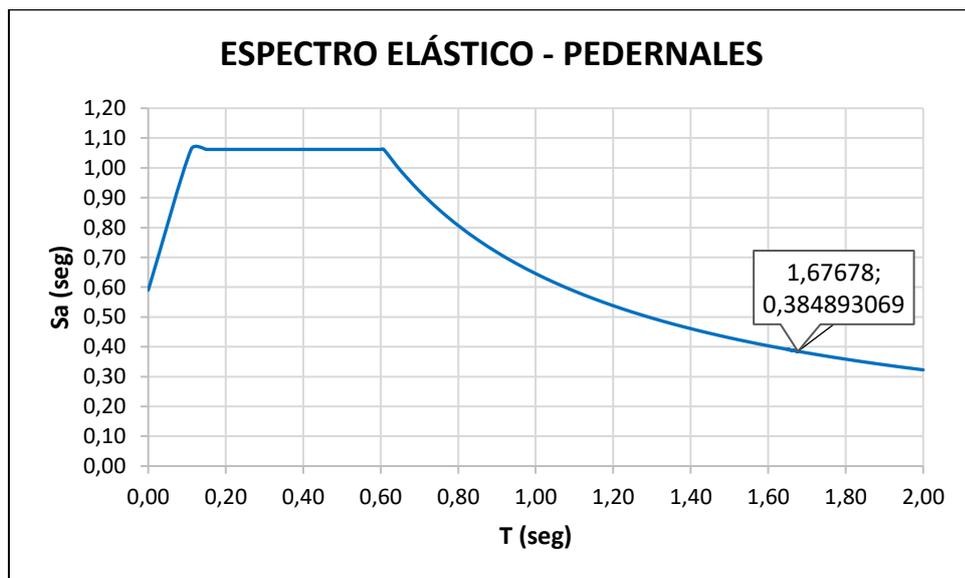
$$F_a = 1,18$$

$$S_a = (1,8)(0,5)(1,18) \left( \frac{0,6077}{1,67678} \right)^1$$

$$S_a = 0,38489$$

**Figura 16.**

*Espectro del Sismo de Diseño para Pedernales, suelo tipo C.*



### 3.2.4.7. Espectro inelástico

El espectro inelástico correspondiente al sismo de servicio se obtiene con la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{S_a I}{\phi P \phi E R} \quad (65)$$

En donde:

$S_a$  = Espectro del sismo de diseño.

$I$  = Factor de importancia

$\phi P$  = Regularidad en planta

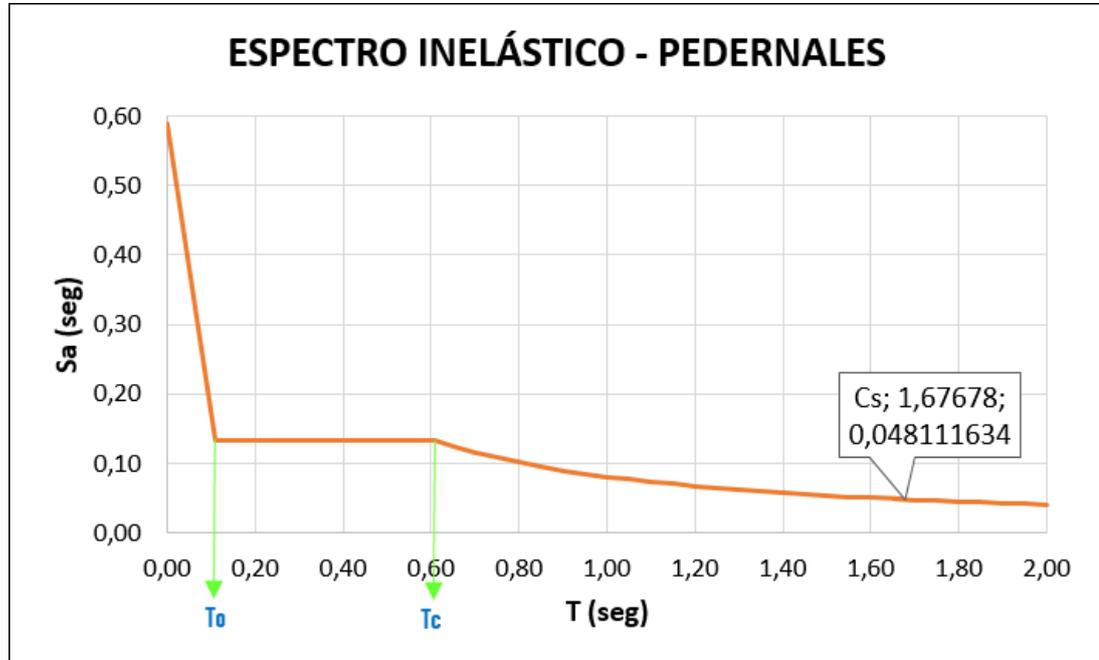
$\phi E$  = Regularidad en elevación

$R$  = Coeficiente de reducción de respuesta estructural

La gráfica de los espectros inelásticos está basada en su segmento lineal, que inicia con un periodo  $T=0$  en la aceleración  $Z \cdot F_a$  del suelo correspondiente a una estructura infinitamente rígida, y converge a la aceleración reducida para una estructura de periodo  $T_o=0,11$  seg.

**Figura 17.**

*Espectro inelástico de diseño*



Usando los datos del espectro inelástico en SAP2000, con la opción de simplificar usando la función constante para  $T < T_c$ , función que es definida por

$$S_a = \frac{\eta Z F_a I}{\phi_P \phi_E R}$$

### 3.2.5. Cálculo de la carga sísmica reactiva

NEC-15 establece que se debe tomar la carga muerta total, es decir el peso propio de la estructura y las cargas sobrepuestas como mínimo. Opcionalmente se puede agregar el 25% de la carga viva. En SAP2000 las cargas están divididas en peso propio, carga muerta y carga viva.

Los resultados obtenidos para reacciones en la base son:

**Tabla 10.**

*Reacciones en la base de la estructura*

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
D	LinStatic	1,044E-14	1,155E-14	6599,0398	82487,99431	-98985,597	1,918E-13
L	LinStatic	1,499E-15	2,22E-15	1402,4999	17531,2486	-21037,4992	5,151E-14

*Nota.* Fuente SAP 2000.

$$W = D + 0,25 L \text{ (NEC-SE-DS; Sección 6.1.7)} \quad (66)$$

En donde:

$D$ = carga muerta total de la estructura

$L$ = Carga viva.

$$W = (6599,0398 \text{ ton}) + 0,25 (1402,4999 \text{ ton})$$

$$W = 6949,664775 \text{ tonf}$$

### 3.2.6. Cortante basal de diseño $V$

El cortante basal de diseño de la estructura se calcula con la siguiente ecuación, obtenida de ASCE 7-16 sección 12.8.1 ecuación 12.8-1:

$$V = C_s W \quad (67)$$

Se utiliza el valor del coeficiente sísmico que corresponde a la aceleración que se produce para el periodo de la estructura.

$$V = 0,0481 * 6949,664775 \text{ tonf}$$

$$V = 334,3597 \text{ ton}$$

### 3.2.7. Cortante basal dinámico $V_d$

La NEC-15 establece en su Sección 6.2.2. Procedimientos dinámicos de cálculo de las fuerzas sísmicas, literal b, que cortante basal dinámico de los resultados obtenidos por un análisis dinámico, no debe ser:

< 80% del cortante basal  $V$  obtenido por el método estático (estructuras regulares)

< 85% del cortante basal  $V$  obtenido por el método estático (estructuras irregulares)

En caso de que los resultados de los análisis no cumplen con esta condición, se deberá escalar las fuerzas aplicadas (Espectro Inelástico).

$$Vd \geq 0,8 V \quad (68)$$

$$Vd \geq 0,8 * 334,3597 \text{ ton}$$

$$Vd \geq 267,4877 \text{ ton}$$

Con los datos calculados, para la dirección Y se realizó un ajuste de escala en la fuerza aplicada, para que esta llegara al mismo valor que la dirección X, cumpliendo la condición  $Vd \geq 0,8 V$ .

**Tabla 11.**

*Comprobación de cortante basal dinámico*

<b>COMPROBACIÓN DE CORTANTE BASAL DINÁMICO</b>				
<b>Pedernales</b>	Espec. X	387,3946	>	267,4877
	Espec. Y	387,3946	>	267,4877

*Nota.* Elaboración Propia.

**3.2.8. Control de derivas**

La deriva de cada piso expresada en porcentajes (deriva en cm dividida para la altura del entrepiso considerada) no debe exceder el 2%, según la NEC-SE-DS (Peligro Sísmico) y la torsión accidental asociada a una excentricidad del 5% para ambos sentidos (x, y), no debe producir torsión excesiva para considerar a la estructura regular.

La torsión excesiva se evalúa con la irregularidad tipo I, tabla 13, sección 5.2.3 de la NEC-SE-DS-2015.

**Tabla 12.**

*Control de derivas en X*

TABLE: Joint Displacements - Absolute													
Nivel	Joint	U1	U2	U	Deriva	H	Deriva	F	Deriva	NEC-15	$\Delta E$ Prom.	$\frac{\Delta E}{1,2Prom}$	Tor. Accidental
	Text	cm	cm	cm	Elástica	cm	Elástica		Inelástica	<0,02			
Base	1	0	0	0	0	0	0	0	0	Si cumple	0,000	0,000	No hay torsión
	34	0	0	0	0	0	0	0	0				
1	2	0,2746	0,0416	0,2777	0,2777	350	0,0008	6	0,005	Si cumple	0,0008	0,833	No hay torsión
	35	0,2746	0,0416	0,2777	0,2777	350	0,0008	6	0,005				
2	3	0,7416	0,1176	0,7509	0,4732	350	0,0014	6	0,008	Si cumple	0,0014	0,833	No hay torsión
	36	0,7416	0,1176	0,7509	0,4732	350	0,0014	6	0,008				
3	4	1,2388	0,2008	1,2550	0,5041	350	0,0014	6	0,009	Si cumple	0,0014	0,833	No hay torsión
	37	1,2388	0,2008	1,2550	0,5041	350	0,0014	6	0,009				
4	5	1,7167	0,2811	1,7396	0,4846	350	0,0014	6	0,008	Si cumple	0,0014	0,833	No hay torsión
	38	1,7167	0,2811	1,7396	0,4846	350	0,0014	6	0,008				
5	6	2,1896	0,3573	2,2186	0,4790	350	0,0014	6	0,008	Si cumple	0,0014	0,833	No hay torsión
	39	2,1896	0,3573	2,2186	0,4790	350	0,0014	6	0,008				
6	7	2,6060	0,4230	2,6401	0,4216	350	0,0012	6	0,007	Si cumple	0,0012	0,833	No hay torsión
	40	2,6060	0,4230	2,6401	0,4216	350	0,0012	6	0,007				
7	8	2,9565	0,4770	2,9947	0,3546	350	0,0010	6	0,006	Si cumple	0,0010	0,833	No hay torsión
	41	2,9565	0,4770	2,9947	0,3546	350	0,0010	6	0,006				
8	9	3,2362	0,5196	3,2777	0,2830	350	0,0008	6	0,005	Si cumple	0,0008	0,833	No hay torsión
	42	3,2362	0,5196	3,2777	0,2830	350	0,0008	6	0,005				
9	10	3,4618	0,5520	3,5056	0,2279	350	0,0007	6	0,004	Si cumple	0,0007	0,833	No hay torsión
	43	3,4618	0,5520	3,5056	0,2279	350	0,0007	6	0,004				
10	11	3,5898	0,5710	3,6349	0,1293	350	0,0004	6	0,002	Si cumple	0,0004	0,833	No hay torsión
	44	3,5898	0,5710	3,6349	0,1293	350	0,0004	6	0,002				

**Tabla 13.**

*Control de derivas en Y*

TABLE: Joint Displacements - Absolute													
Nivel	Joint	U1	U2	U	Deriva	H	Deriva	F	Deriva	NEC-15	$\Delta E$ Prom.	$\frac{\Delta E}{1,2Prom}$	Tor. Accidental
	Text	cm	cm	cm	Elástica	cm	Elástica		Inelástica	<0,02			
Base	1	0	0	0	0	0	0	0	0	Si cumple	0,000	0,000	No hay torsión
	34	0	0	0	0	0	0	0	0				
1	2	0,0577	0,4048	0,4089	0,4089	350	0,0012	6	0,007	Si cumple	0,0012	0,833	No hay torsión
	35	0,0577	0,4048	0,4089	0,4089	350	0,0012	6	0,007				
2	3	0,1623	1,2229	1,2336	0,8248	350	0,0024	6	0,014	Si cumple	0,0024	0,833	No hay torsión
	36	0,1623	1,2229	1,2336	0,8248	350	0,0024	6	0,014				
3	4	0,2758	2,1935	2,2107	0,9771	350	0,0028	6	0,017	Si cumple	0,0028	0,833	No hay torsión
	37	0,2758	2,1935	2,2107	0,9771	350	0,0028	6	0,017				
4	5	0,3844	3,1867	3,2098	0,9990	350	0,0029	6	0,017	Si cumple	0,0029	0,833	No hay torsión
	38	0,3844	3,1867	3,2098	0,9990	350	0,0029	6	0,017				
5	6	0,4864	4,1506	4,1790	0,9692	350	0,0028	6	0,017	Si cumple	0,0028	0,833	No hay torsión
	39	0,4864	4,1506	4,1790	0,9692	350	0,0028	6	0,017				
6	7	0,5732	5,0147	5,0473	0,8683	350	0,0025	6	0,015	Si cumple	0,0025	0,833	No hay torsión
	40	0,5732	5,0147	5,0473	0,8683	350	0,0025	6	0,015				
7	8	0,6439	5,7578	5,7937	0,7464	350	0,0021	6	0,013	Si cumple	0,0021	0,833	No hay torsión
	41	0,6439	5,7578	5,7937	0,7464	350	0,0021	6	0,013				
8	9	0,6994	6,3734	6,4116	0,6179	350	0,0018	6	0,011	Si cumple	0,0018	0,833	No hay torsión
	42	0,6994	6,3734	6,4116	0,6179	350	0,0018	6	0,011				
9	10	0,7413	6,8516	6,8916	0,4800	350	0,0014	6	0,008	Si cumple	0,0014	0,833	No hay torsión
	43	0,7413	6,8516	6,8916	0,4800	350	0,0014	6	0,008				
10	11	0,7659	7,1630	7,2038	0,3122	350	0,0009	6	0,005	Si cumple	0,0009	0,833	No hay torsión
	44	0,7659	7,1630	7,2038	0,3122	350	0,0009	6	0,005				

Las derivas obtenidas cumplen con lo establecido.

La estructura cumple los requisitos de diseño y los parámetros de control, por lo tanto, se concluye que es una estructura constructivamente factible, se basa en los lineamientos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la construcción y puede ser posteriormente diseñada en detalle. El diseño detallado de esta estructura, no es parte del alcance de esta investigación.

### **3.3. Análisis paso a paso en el tiempo**

#### **3.3.1. Registro de aceleración**

La NEC-SE-DS- Peligro Sísmico, establece en la sección 6.6.2 literal *f* que, para realizar el análisis de la respuesta dinámica de la estructura en cada incremento de tiempo, se deben tomar los registros de aceleración de mínimo 3 eventos sísmicos. Para la ciudad de Pedernales, se tienen registros de solo 1 sismo, por lo tanto, se trabajará con los registros de acelerogramas del sismo del 16 de abril, registrados en las estaciones de Pedernales, Cuenca y Manta.

#### **3.3.2. Tiempo historia sismo de Pedernales 16 de abril, 2016**

La estructura será analizada para el sismo de Pedernales del 16 de abril de 2016. Los datos de los acelerogramas son proporcionados por la RENAC, los cuales se les debe hacer un escalamiento para analizar con el valor de la aceleración máxima del suelo (PGA) seleccionada según el tipo de evento considerado.

### 3.3.2.1. Informe sísmico de Pedernales

En el informe de observación del sismo del 16 de abril de 2016 de la RENAC, tabla 1 detalla, los valores de la máxima amplitud para cada componente del sismo registrado con una magnitud de 7.8 en la escala de Richter, cuyo hipocentro se ubicó frente a Pedernales (Manabí).

$$\eta Z F_a = 1,062$$

$$PGA_{Análisis} = \frac{\eta Z F_a}{8} = 0,13275 \text{ g}$$

$$PGA_{Análisis} = 130,2278 \text{ cm/seg}^2$$

El PGA considerado corresponde aproximadamente a un sismo ocasional ( $T_r = 72$  años) para el cual la estructura responderá inelásticamente, esencialmente sin pérdida sustancial de la rigidez y resistencia elástica por tratarse de un sismo que demanda poca ductilidad global.

#### Tabla 14.

*Registro sísmico: Estación APED, 16 de abril de 2016*

RED	Estación	Latitud	Longitud	Altitud (m)	Repi (Km)	PGA E (m/s <sup>2</sup> )	PGAN (m/s <sup>2</sup> )	PGA Z (m/s <sup>2</sup> )
	APED	0,608	-80,057	15	36	13,8049	8,127	7,2738
<b>RENAC</b>	AMNT	-0,941	-80,735	38	171	3,9720	5,1421	1,6213
	ACUE	-2,910	-78,959	2578	381	0,3492	0,2911	0,1748

*Nota.* Fuente *RENAC*.

### 3.3.2.2. Factores de escalamiento para el sismo de Pedernales

Se debe aplicar un factor de escalamiento al sismo para cada una de sus direcciones, multiplicando el valor de la máxima aceleración esperada del suelo, por la gravedad, con este resultado se debe obtener la razón entre el PGA del sismo considerado y el PGA del evento tal cual fue registrado.

Para el análisis historia tiempo se considera un PGA equivalente a 1/8 de la aceleración máxima del espectro de diseño.

$$(0,13275)(981 \text{ cm/s}^2) = 130,22775 \text{ cm/s}^2$$

**Tabla 15.**

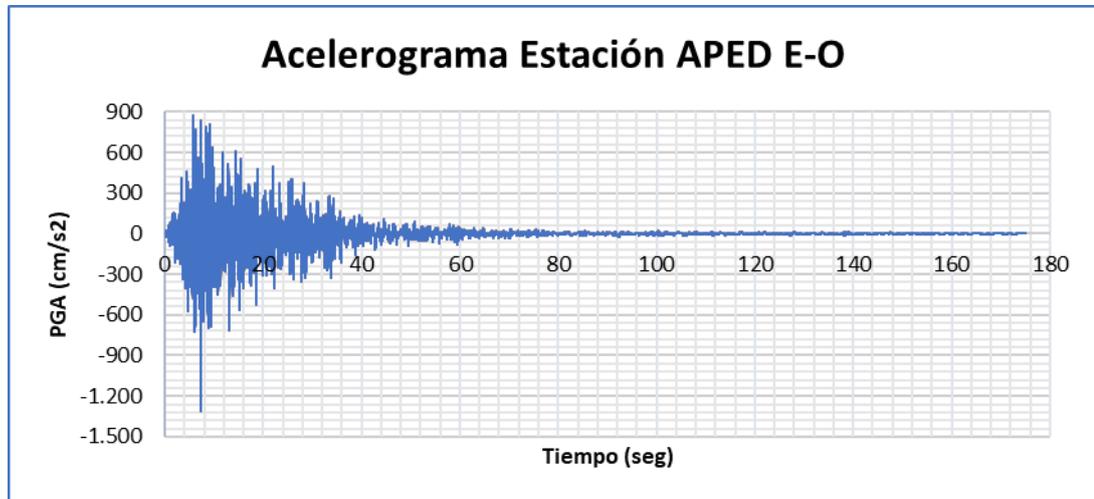
*Factor de escalamiento*

<b>FACTORES DE ESCALAMIENTO</b>				
<b>APED</b>	APED E	$\frac{130,22775}{1380,49}$		0,0943
<b>AMNT</b>	AMNT E	$\frac{130,22775}{397,20}$		0,32786
<b>ACUE</b>	ACUE E	$\frac{130,22775}{34,92}$		3,729

*Nota.* Tomado de *NEC*.

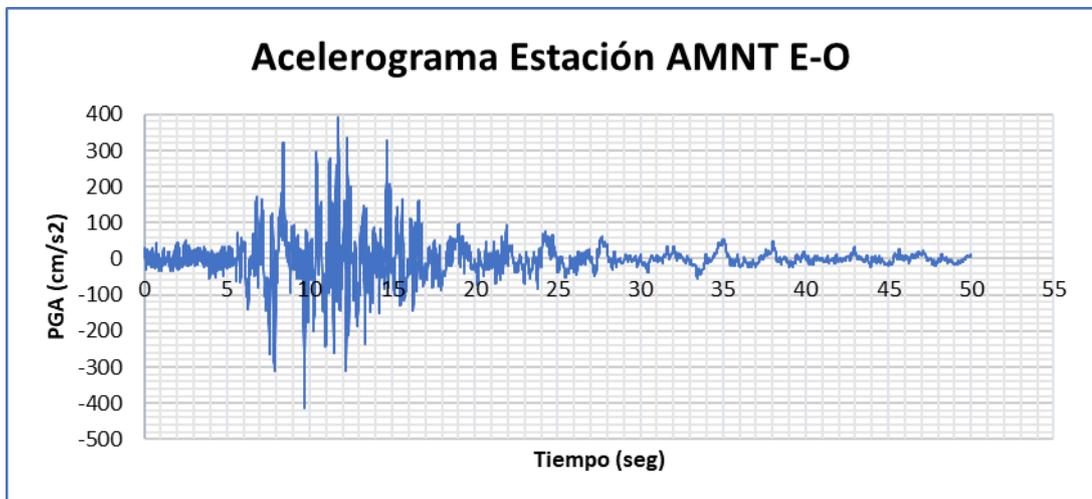
**Figura 18.**

*Registro sísmico: Estación APED E-O, 16 de abril del 2016*



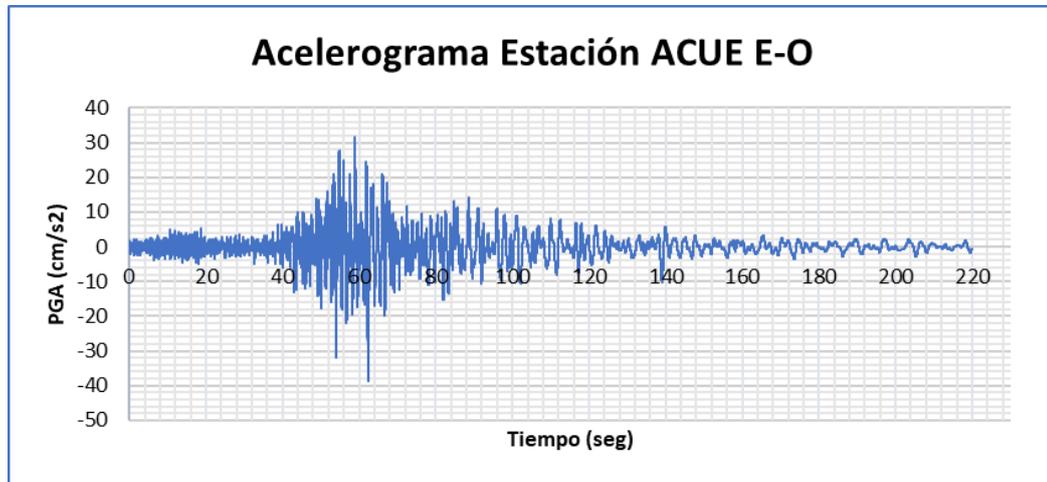
**Figura 19.**

*Registro sísmico: Estación AMNT E-O, 16 de abril del 2016*



**Figura 20.**

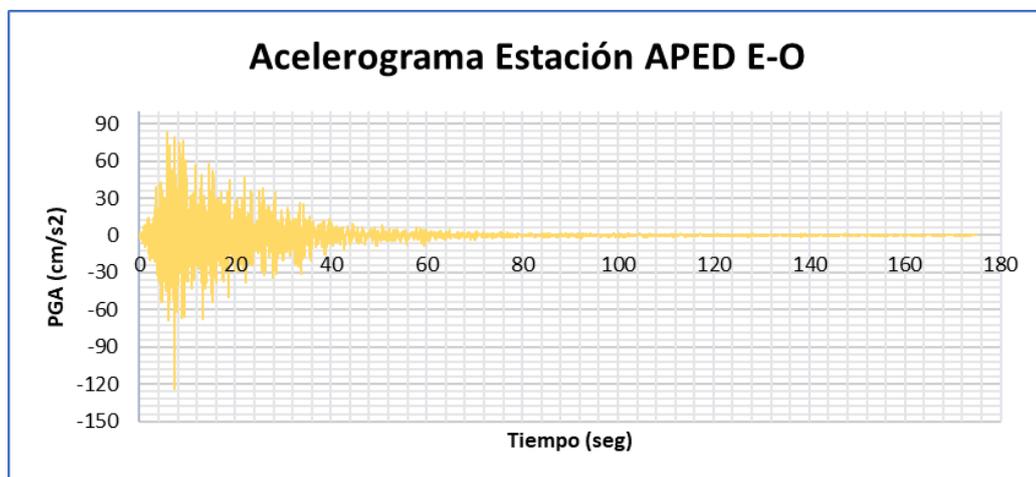
*Registro sísmico: Estación ACUE E-O, 16 de abril del 2016*



En las figuras (18, 19) y (20) se presenta los acelerogramas del sismo del 16 de abril de 2016, registrados en las estaciones de Pedernales (APED), Manta (AMNT) y Cuenca (ACUE), respectivamente. Se puede observar que a menor distancia del punto de emplazamiento las aceleraciones máximas ocurren en tiempos más cortos y con mayor intensidad que a una distancia más alejada. Datos de la RENAC, tal cual registrados sin escalamiento.

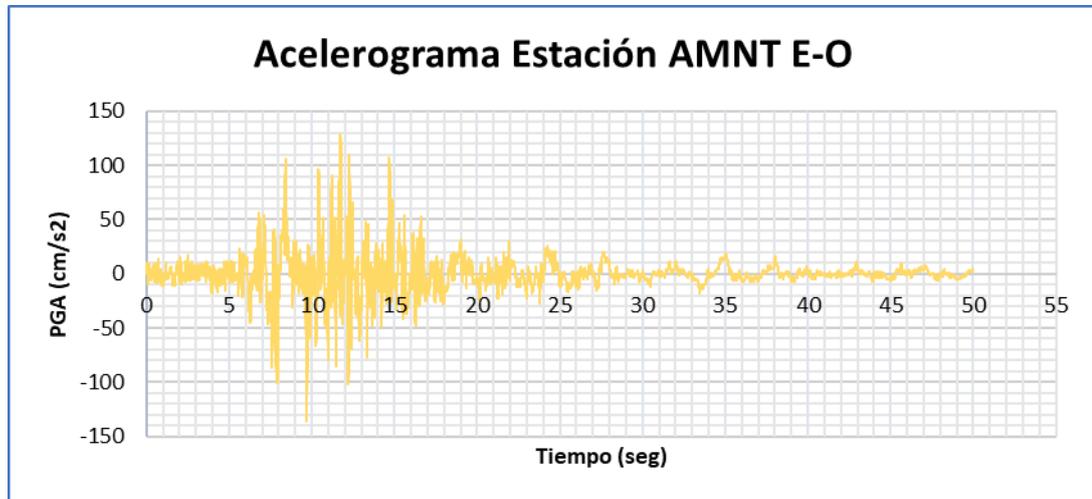
**Figura 21.**

*Registro sísmico: Valores de aceleración escalados de la estación APED E*



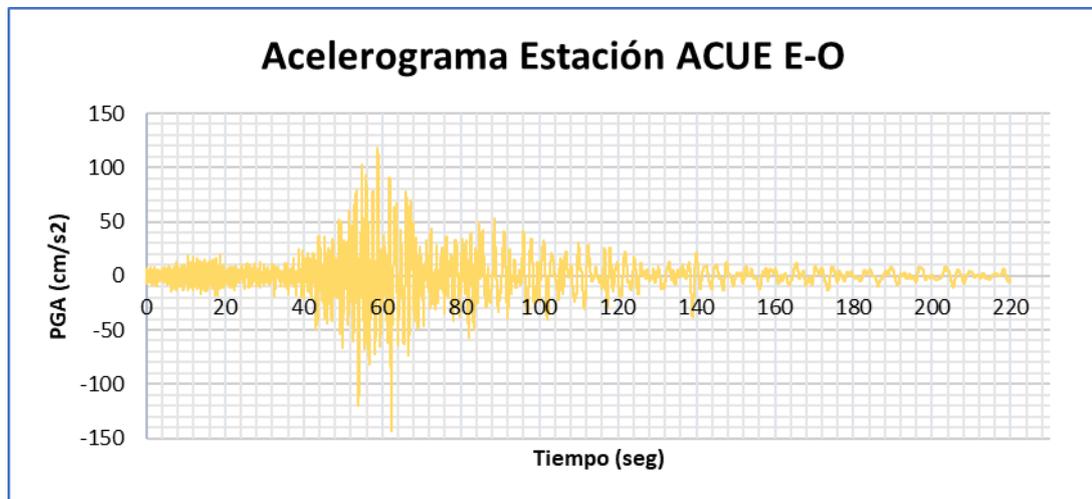
**Figura 22.**

*Registro sísmico: Valores de aceleración escalados de la estación AMNT E*



**Figura 23.**

*Registro sísmico: Valores de aceleración escalados de la estación ACUE E*



En las figuras (21, 22) y (23) se presentan los acelerogramas escalados de Pedernales (APED), Manta (AMNT) y Cuenca (ACUE) respectivamente.

Se escala los acelerogramas para el mismo PGA, para evaluar la eficiencia del sistema AMS a sismos de igual intensidad con registros distintos que causan respuesta dinámica diferente (eficiencia variable).

La estructura prediseñada es sometida a estos registros de la componente Este – Oeste (E – O) en sus dos direcciones. Se verifica que la reacción del cortante basal dinámico de la estructura, es en todos los casos mayor al cortante basal mínimo requerido por NEC-15.

**Tabla 16.**

*Cortante Basal – Estructura sin AMS*

TABLE: Base Reactions									
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-cm	Tonf-cm	Tonf-cm	
TH_X_APED	LinModHist	Max	362,2601	0,00001284	0,0003336	2,445	831115,47	501201,6	
TH_X_APED	LinModHist	Min	-400,9613	-1,257E-05	-0,0003453	-2,403	-841926,18	-452825,09	
TH_X_AMNT	LinModHist	Max	844,9318	9,285E-06	0,0001512	1,192	1758834	800707,79	
TH_X_AMNT	LinModHist	Min	-640,5663	-8,785E-06	-0,0001424	-1,17	-1507476,2	-1056164,6	
TH_X_ACUE	LinModHist	Max	1698,1658	2,871E-06	4,745E-05	0,365	4108823,8	2116876,8	
TH_X_ACUE	LinModHist	Min	-1693,5015	-2,84E-06	-4,585E-05	-0,407	-3817022,3	-2122707,2	
TABLE: Base Reactions									
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-cm	Tonf-cm	Tonf-cm	
TH_Y_APED	LinModHist	Max	0,00001303	318,4528	0,0002432	618129,61	1,445	477679,14	
TH_Y_APED	LinModHist	Min	-1,275E-05	-293,9491	-0,0002356	-623265,36	-1,429	-440923,69	
TH_Y_AMNT	LinModHist	Max	9,356E-06	772,7804	0,0001479	1619938,4	0,897	1159170,6	
TH_Y_AMNT	LinModHist	Min	-8,843E-06	-829,6551	-0,0001569	-1713655,5	-0,888	-1244482,7	
TH_Y_ACUE	LinModHist	Max	2,931E-06	1055,7477	4,737E-05	2675294,4	0,278	1583621,5	
TH_Y_ACUE	LinModHist	Min	-2,908E-06	-1159,2677	-0,0000474	-2392918,1	-0,273	-1738901,6	

Todos los cortantes basales dinámicos mostrados en la tabla (16) son mayores al mínimo y la variación de sus valores significa la mayor o menor respuesta dinámica de la estructura a la excitación sísmica analizada. Se asume que dicha respuesta es esencialmente elástica, sin degradación significativa de su rigidez y preservación de resistencia o ganancia de sobre-resistencia por la redundancia del sistema estructural.

## CAPÍTULO IV

### AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA TIPO PÉNDULO

#### 4.1. Parámetros de diseño del AMS

El sistema de masa sintonizada es de tipo pendular. Se ubica la masa del AMS en el centro de masa y rigidez del último piso de la estructura. La determinación de los parámetros se basa en criterios y resultados ensayados por otros investigadores, de los cuales se adoptaron los siguientes criterios:

- **Masa:** la masa del AMS equivale entre el 1% y 2% del peso total de la estructura. Para este diseño la masa es igual al 1% de la masa de la estructura.
- **Rigidez:** el sistema amortiguador se establece en sincronía con la estructura, mediante la relación de frecuencias que es igual a 1. Su rigidez la define la longitud del cable tensor.
- **Amortiguamiento:** para el amortiguamiento se establece un valor de 5%, que se asigna al cable tensor.

##### 4.1.1. Masa del AMS

La masa es equivalente al 1% de la masa total de la estructura, luego:

$$M_{estruct} = \frac{6949,664775 \text{ t}}{9,81 \text{ m/s}^2} = 708,4265826 \text{ ts}^2/\text{m}$$

$$m_{AMS} = 1 \% M_{estruct}$$

$$m_{AMS} = 1 \% (708,4265826 \text{ ts}^2/\text{m})$$

$$m_{AMS} = 7,08 \text{ ts}^2/\text{m}$$

$$W_{AMS} = 7,08 \text{ ts}^2/\text{m} * 9,81 \text{ m/s}^2 = 69,497 \text{ t}$$

#### 4.1.2. Rigidez

##### 4.1.2.1. Longitud del cable

Para determinar la longitud eficiente del cable tensor, se aplica la ecuación 57 planteada en la sección 2.7.1.1, donde interviene el periodo fundamental de la estructura.

$$T_{AMS} = 2\pi \sqrt{\frac{L}{g}} \therefore L = \frac{gT^2}{4\pi^2} \quad (\text{Ecuación 57, sección 2.7.1.1})$$

$$L = \frac{(9,81 \text{ m/s}^2)(1,69591 \text{ s})^2}{4\pi^2}$$

$$L = 0,71 \text{ m}$$

##### 4.1.2.2. Rigidez dirección U1 (Rigidez Axial)

Para determinar la rigidez en la dirección U1 del eje z, se toma la expresión determinada para una barra recta, entonces;

$$K = \frac{EA}{L} \quad (69)$$

Donde **E** es el módulo de elasticidad, **A** área de la sección transversal de la barra y **L** es la longitud efectiva.

Para la rigidez axial se toma un valor elevado, debido a que la barra es la que mantendrá el peso del AMS, la cual exige que no presente deformaciones o que sea mínima y mantenga su longitud original calculada.

$$K = 1000000 \text{ KN/m}$$

Si se adopta una rigidez de  $1000000 \text{ KN/m}$  para la barra, que sostendrá una carga de  $69,497 \text{ t}$ , la deformación será:

$$\Delta = \frac{(69,497 * 9,8) \text{ KN}}{1000000 \text{ KN/m}} = 0,000681 \text{ m} = 0,68 \text{ mm}$$

La deformación presentada es despreciable, por lo tanto, la rigidez asumida es correcta.

#### **4.1.2.3. Rigidez dirección U2 y U3 (Rigidez Efectiva)**

Al determinar la rigidez horizontal del sistema, se usa la siguiente expresión:

$$T_{AMS} = 2\pi \sqrt{\frac{L}{g}} \quad (\text{Ecuación (57), sección 2.7.1.1})$$

$$2\pi \sqrt{\frac{m_{AMS}}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{L}{g}}$$

$$\frac{m_{AMS}}{K} = \frac{L}{g}$$

$$\frac{m_{AMS} * g}{L} = k$$

$$k_{eq} = \frac{W_{AMS}}{L} \text{ (Ecuación 55, sección 2.7.1.1)}$$

$$k_{eq} = \frac{69,497 \text{ t}}{0,71 \text{ m}}$$

$$k_{eq} = 97,24 \text{ t/m} \therefore 953,6075 \text{ KN/m}$$

#### 4.1.2.4. Amortiguamiento

El amortiguamiento se obtiene utilizando la siguiente expresión:

$$c_{AMS} = 2\xi m W_{AMS} \text{ (Ecuación (21), sección 2.6.1.1), Donde } W^2 = \frac{k}{m}$$

$$c_{AMS} = 2\xi m \sqrt{\frac{k_{eq}}{m_{AMS}}}$$

$$c_{AMS} = 2\xi \sqrt{\frac{k_{eq} m^2}{m_{AMS}}}$$

$$c_{AMS} = 2\xi \sqrt{k_{eq} m_{AMS}} \quad (70)$$

Se asume un factor de amortiguamiento de 5%

$$c = 2(0,05) \sqrt{\left(7,08 \frac{ts^2}{m}\right) \left(97,24 \frac{t}{m}\right)}$$

$$c = 2,6247 \text{ t seg/m} \therefore 25,7395 \text{ KN seg/m}$$

## 4.2. Modelamiento del AMS en SAP2000

El modelado de los elementos que intervienen en el sistema del AMS, toma en cuenta los parámetros antes calculados. La metodología se basa en dibujar un elemento tipo “link”, ubicado en el centro de masa y rigidez del último piso, mismo que está sujeto en su extremo superior a la estructura y el extremo inferior sostiene la masa del AMS y cuelga libre como un péndulo.

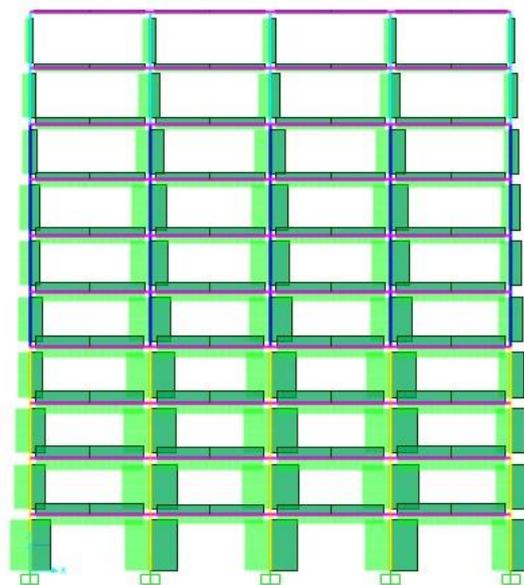
## 4.3. Análisis de resultados

### 4.3.1. Fuerzas Internas

Las fuerzas internas (Axial, Cortante y Momento) de los elementos estructurales en el pórtico 4 para un elemento frame, bajo la acción sísmica y con la implementación del AMS pendular, tiene los siguientes resultados:

#### Figura 24.

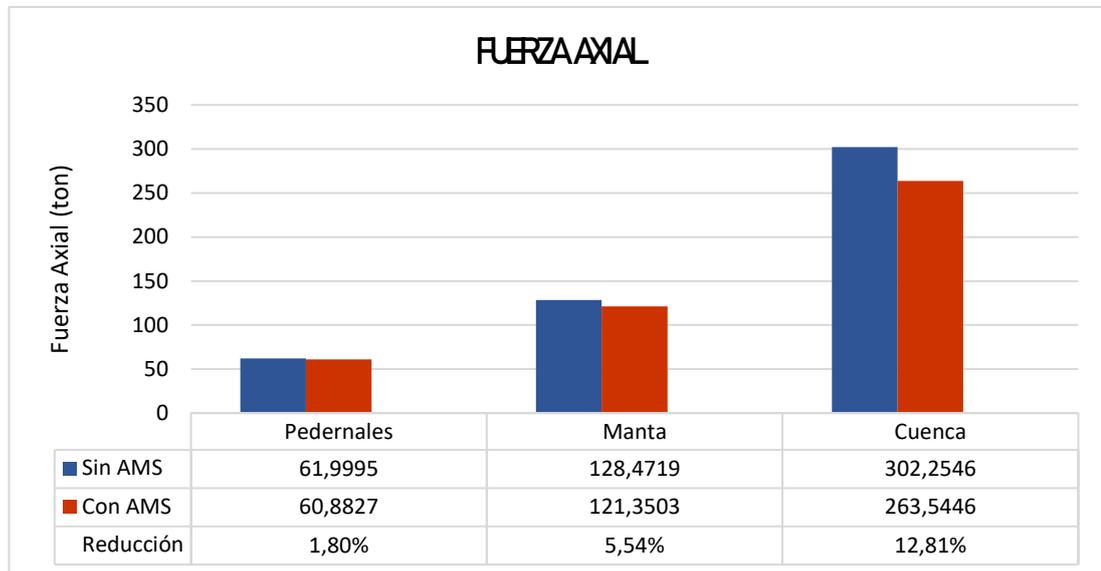
*Fuerzas internas en el eje “4”*



*Nota. Fuente SAP2000*

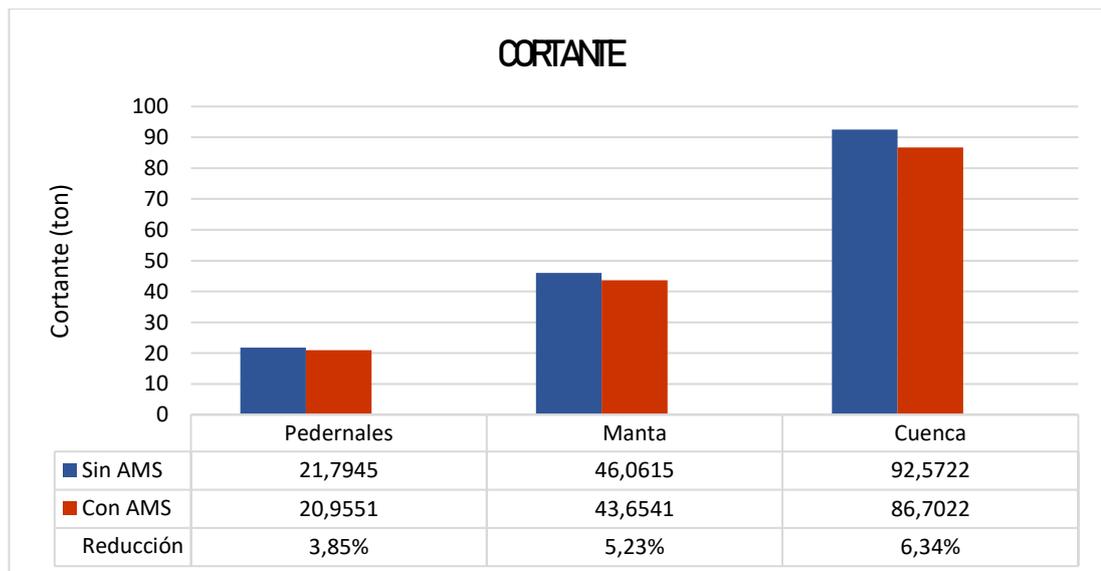
**Figura 25.**

*Fuerza Axial en el eje "4" con y sin AMS.*



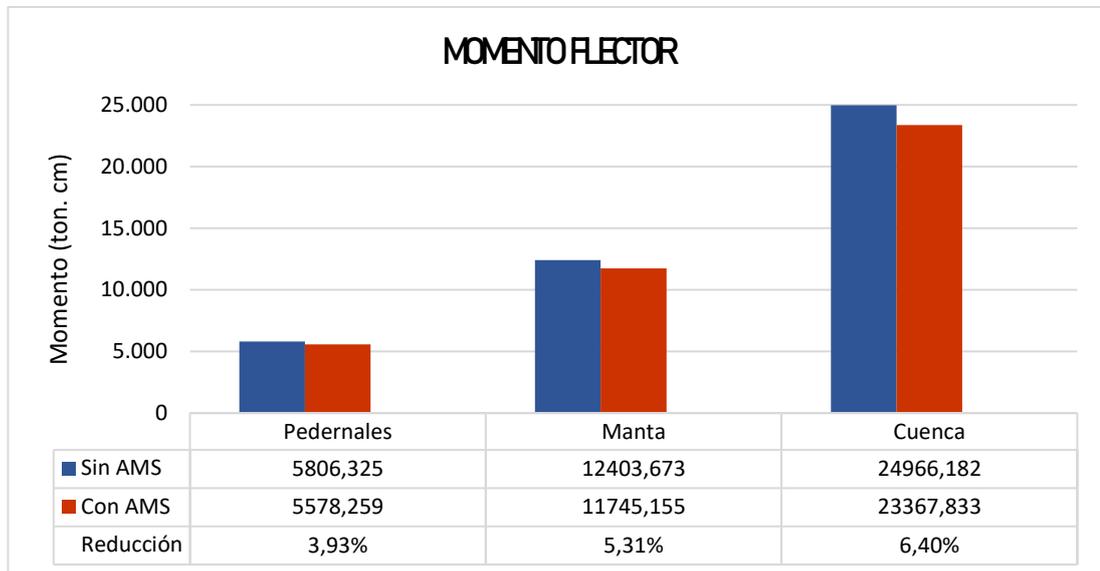
**Figura 26.**

*Cortante en el eje "4" con y sin AMS.*



**Figura 27.**

*Momento Flector en el eje "4" con y sin AMS.*



En la figura (25), (26) y (27) se muestran los resultados calculados de las fuerzas internas a la que está sometido un elemento del pórtico "4", y se calcula la reducción de los valores cuando interviene la acción del AMS pendular.

Los valores obtenidos para la estación de Cuenca son muy elevados en comparación para las otras dos estaciones, esto se produce porque los periodos vibratorios de las ondas propagadas desde la fuente o producidas en sitio, mismos que están contenidos en el registro acelerográfico son sintonizadas por los periodos propios de la estructura, produciéndose una respuesta dinámica mucho más amplificadas que la de otros registros analizados.

### 4.3.2. Cortante basal

Tabla 17.

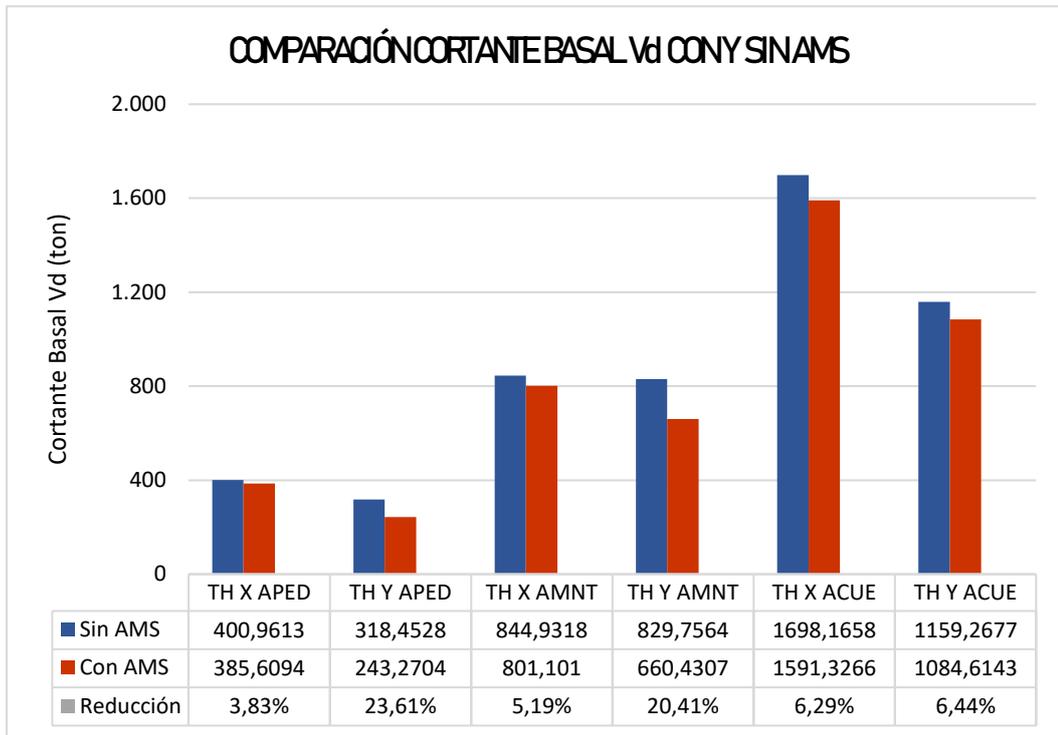
Cortante Basal – Estructura con AMS Pendular.

TABLE: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-cm	Tonf-cm	Tonf-cm
TH_X_APED	LinModHist	Max	359,2364	0,0004676	0,0009226	83,522	816240,11	482011,27
TH_X_APED	LinModHist	Min	-385,609	-0,0004739	-0,0008782	-82,375	-802329,48	-449045,45
TH_X_AMNT	LinModHist	Max	801,1993	0,0005051	0,0005498	95,291	1642631,7	775040,17
TH_X_AMNT	LinModHist	Min	-620,0321	-0,0005125	-0,0005443	-97,353	-1507308,6	-1001499
TH_X_ACUE	LinModHist	Max	1591,3266	9,009E-05	0,000155	8,193	3587187,5	1852499,5
TH_X_ACUE	LinModHist	Min	-1481,9997	-9,181E-05	-0,0001505	-8,754	-3243999,4	-1989158,1
TABLE: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-cm	Tonf-cm	Tonf-cm
TH_Y_APED	LinModHist	Max	0,0004661	224,6623	0,0003057	388638,36	33,58	336993,51
TH_Y_APED	LinModHist	Min	-0,0004714	-243,2704	-0,0003002	-398695,21	-32,383	-364905,46
TH_Y_AMNT	LinModHist	Max	0,0004985	660,5112	0,000233	1176953,8	30,532	990766,54
TH_Y_AMNT	LinModHist	Min	-0,0005083	-646,3877	-0,0002315	-1442057	-29,262	-969581,44
TH_Y_ACUE	LinModHist	Max	9,016E-05	1084,6143	6,566E-05	2448494,1	5,756	1626921,5
TH_Y_ACUE	LinModHist	Min	-9,161E-05	-1074,5501	-6,455E-05	-2184986,9	-5,856	-1611825,1

El cortante basal dinámico dentro del análisis en el tiempo, muestra una disminución por la acción del AMS. Esto proporciona a la estructura la atenuación de las fuerzas internas en el porcentaje estimado con los cortantes dinámicos reactivos a la base de la estructura, como muestra la tabla (17).

**Figura 28.**

*Comparación de cortante basal Vd.*



La figura (28) se muestra la reducción del cortante basal que se alcanza al implementar el AMS pendular en la estructura, las reducciones favorables se obtienen para el eje Y alcanzando porcentajes sobre el 20%, esto indica que la geometría y diseño del péndulo hace que funcione efectivamente para el eje Y. Mientras que en el eje X el porcentaje de reducciones son menores al 10%.

### 4.3.3. Control de Desplazamientos

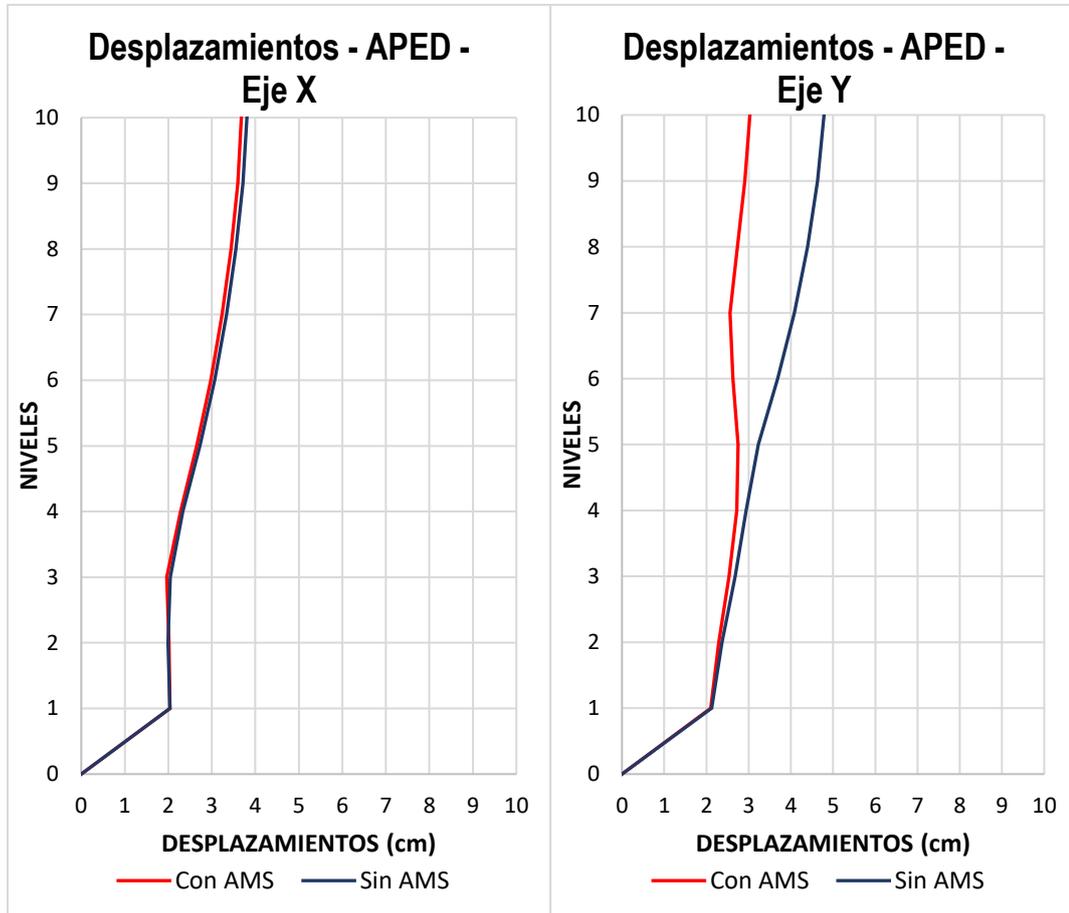
Tabla 18.

*Desplazamientos máximos Tiempo - Historia Estación APED*

<b>Desplazamientos máximos Tiempo – Historia Estación APED</b>						
<b>Piso</b>	<b>Sin AMS</b>		<b>Con AMS</b>		<b>Reducción</b>	
	<b>UX (cm)</b>	<b>UY (cm)</b>	<b>UX (cm)</b>	<b>UY (cm)</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>
<b>10</b>	3,8071	4,7854	3,6787	3,03	3,37%	36,68%
<b>9</b>	3,719	4,6306	3,5972	2,911	3,28%	37,14%
<b>8</b>	3,5537	4,3956	3,4426	2,7385	3,13%	37,70%
<b>7</b>	3,3403	4,0808	3,2388	2,559	3,04%	37,29%
<b>6</b>	3,0629	3,6898	2,975	2,6243	2,87%	28,88%
<b>5</b>	2,7243	3,2295	2,6526	2,7467	2,63%	14,95%
<b>4</b>	2,3322	2,9429	2,2793	2,7175	2,27%	7,66%
<b>3</b>	2,0487	2,6843	1,9619	2,5336	4,24%	5,61%
<b>2</b>	1,9966	2,3701	2,0155	2,2892	-0,95%	3,41%
<b>1</b>	2,0346	2,1278	2,0414	2,1025	-0,33%	1,19%

**Figura 29.**

*Desplazamientos Absolutos (eje X, Y), con y sin AMS. Tiempo – Historia Estación APED.*



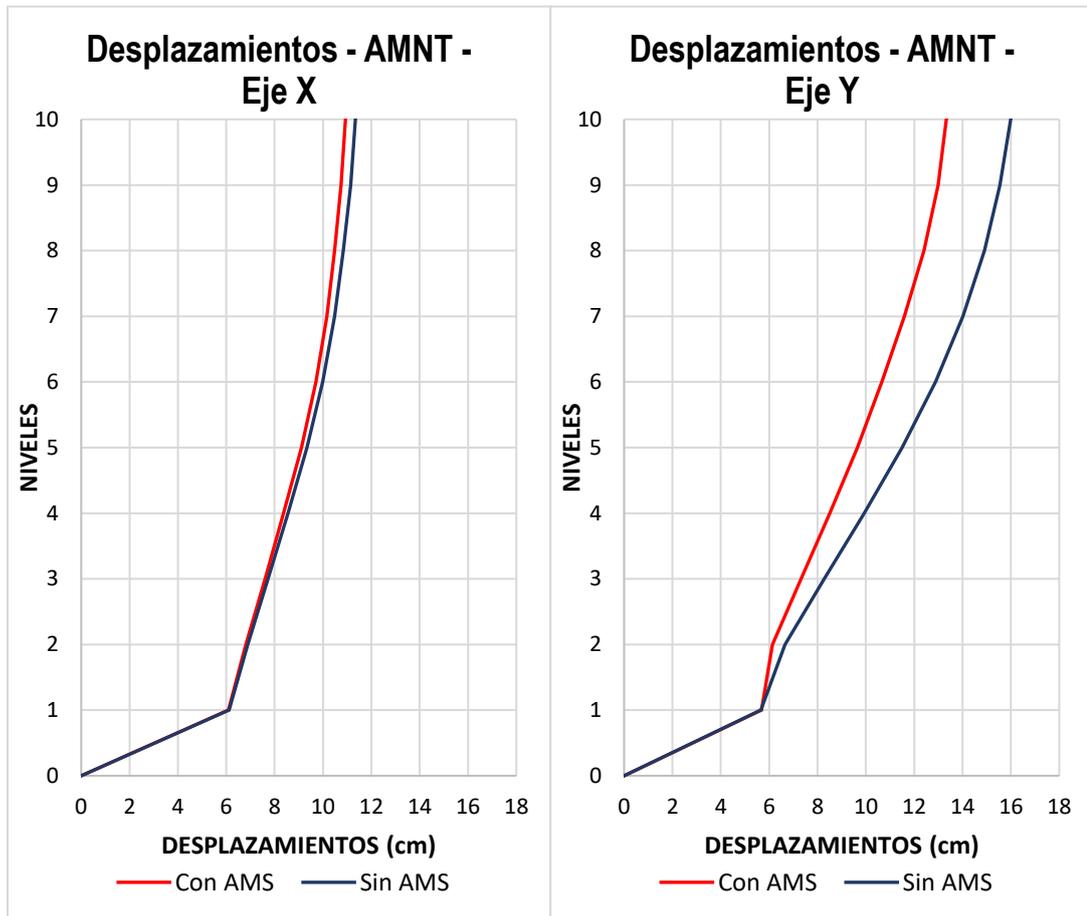
En las gráficas de desplazamientos absolutos, para la señal sísmica de Pedernales, los desplazamientos disminuyen favorablemente con la acción del AMS. Para el eje X, el desplazamiento tomado en el piso superior es 3,80 cm y se reduce a 3,67 cm. Mientras que para el eje Y, el desplazamiento máximo es 4,78 cm y se reduce a 3,03 cm. La disminución es más significativa en la dirección Y, ya que la estructura es más flexible en dicha dirección y el AMS se ha diseñado usando el periodo de dicha dirección.

**Tabla 19.***Desplazamientos máximos Tiempo - Historia Estación AMNT*

<b>Desplazamientos máximos Tiempo – Historia Estación AMNT</b>						
	<b>Sin AMS</b>		<b>Con AMS</b>		<b>Reducción</b>	
<b>Piso</b>	<b>UX (cm)</b>	<b>UY (cm)</b>	<b>UX (cm)</b>	<b>UY (cm)</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>
<b>10</b>	11,3431	15,9919	10,9313	13,3296	3,63%	16,65%
<b>9</b>	11,1447	15,5446	10,7549	12,985	3,50%	16,47%
<b>8</b>	10,8363	14,9016	10,4769	12,4024	3,32%	16,77%
<b>7</b>	10,4848	14,0127	10,1606	11,5932	3,09%	17,27%
<b>6</b>	9,9936	12,8782	9,7115	10,658	2,82%	17,24%
<b>5</b>	9,3421	11,500	9,109	9,652	2,50%	16,07%
<b>4</b>	8,5469	9,9236	8,3694	8,5087	2,08%	14,26%
<b>3</b>	7,7328	8,2791	7,6076	7,3183	1,62%	11,61%
<b>2</b>	6,8875	6,6558	6,8155	6,1333	1,05%	7,85%
<b>1</b>	6,1131	5,6644	6,0882	5,6855	0,41%	-0,37%

**Figura 30.**

*Desplazamientos Absolutos (eje X, Y), con y sin AMS. Tiempo - Historia Estación AMNT.*



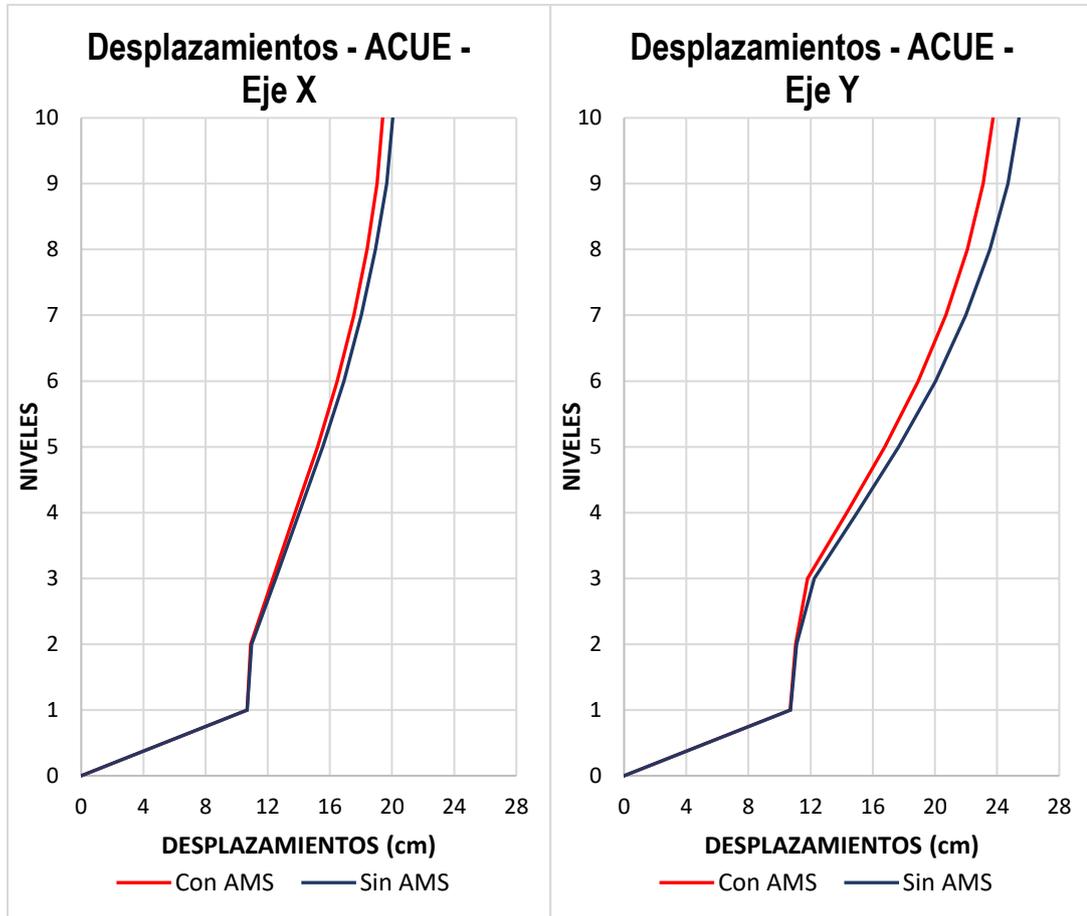
En las gráficas de desplazamientos absolutos, para la señal sísmica de Manta, se observa que la estructura por su geometría y diseño, tiene un comportamiento más rígido en la dirección X y es más flexible en la dirección Y. Por lo tanto, las deformaciones mayores se encuentran en la dirección Y. La disminución más significativa de desplazamientos y la mayor eficiencia del AMS en la dirección Y, es esencialmente debida a que el AMS se ha diseñado usando el periodo de dicha dirección.

**Tabla 20.***Desplazamientos máximos Tiempo - Historia Estación ACUE*

<b>Desplazamientos máximos Tiempo – Historia Estación ACUE</b>						
<b>Piso</b>	<b>Sin AMS</b>		<b>Con AMS</b>		<b>Reducción</b>	
	<b>UX (cm)</b>	<b>UY (cm)</b>	<b>UX (cm)</b>	<b>UY (cm)</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>
<b>10</b>	20,048	25,411	19,3992	23,7433	3,24%	6,56%
<b>9</b>	19,6499	24,6901	19,0452	23,1112	3,08%	6,39%
<b>8</b>	18,9307	23,5472	18,3875	22,0896	2,87%	6,19%
<b>7</b>	18,0319	21,9973	17,5496	20,6945	2,67%	5,92%
<b>6</b>	16,8979	20,0365	16,481	18,9202	2,47%	5,57%
<b>5</b>	15,5484	17,6717	15,2042	16,7703	2,21%	5,10%
<b>4</b>	14,0276	14,9913	13,762	14,3246	1,89%	4,45%
<b>3</b>	12,5171	12,2436	12,3282	11,8097	1,51%	3,54%
<b>2</b>	10,9626	11,1055	10,9006	11,0409	0,57%	0,58%
<b>1</b>	10,6698	10,7001	10,6708	10,6783	-0,01%	0,20%

**Figura 31.**

*Desplazamientos Absolutos (eje X, Y), con y sin AMS. Tiempo - Historia Estación ACUE.*

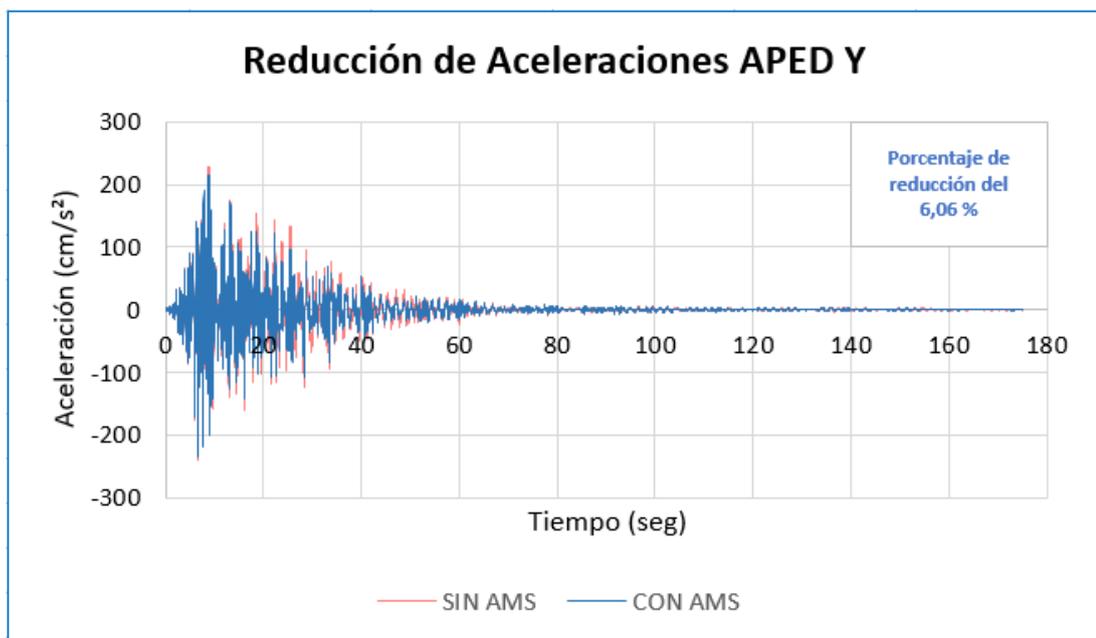
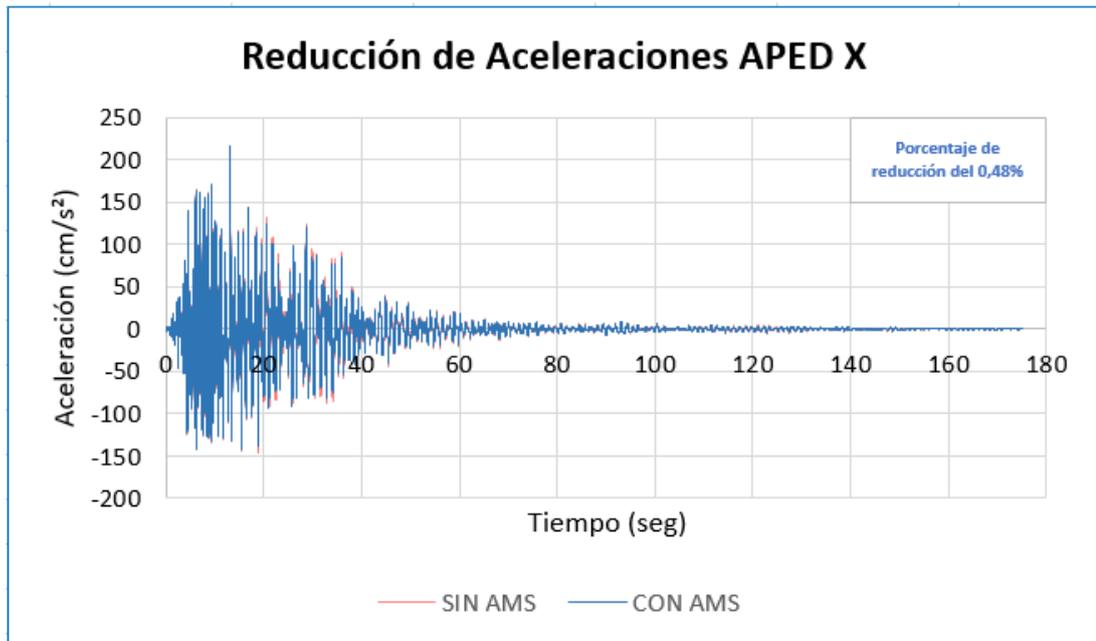


En las gráficas de desplazamientos absolutos, para la señal sísmica de Cuenca, muestran deformaciones laterales mayores en comparación con las señales de Pedernales y Manta, esto se debe a la mayor respuesta dinámica de la estructura sobre el tipo de suelo de dicho sitio. En la dirección X se tiene un desplazamiento de 20,05 cm en el último piso, que se reduce a 19,39 cm con la acción de AMS pendular. Para la dirección Y, la reducción es de 25,41 cm a 23,74 cm.

#### 4.3.4. Control de Aceleraciones

Figura 32.

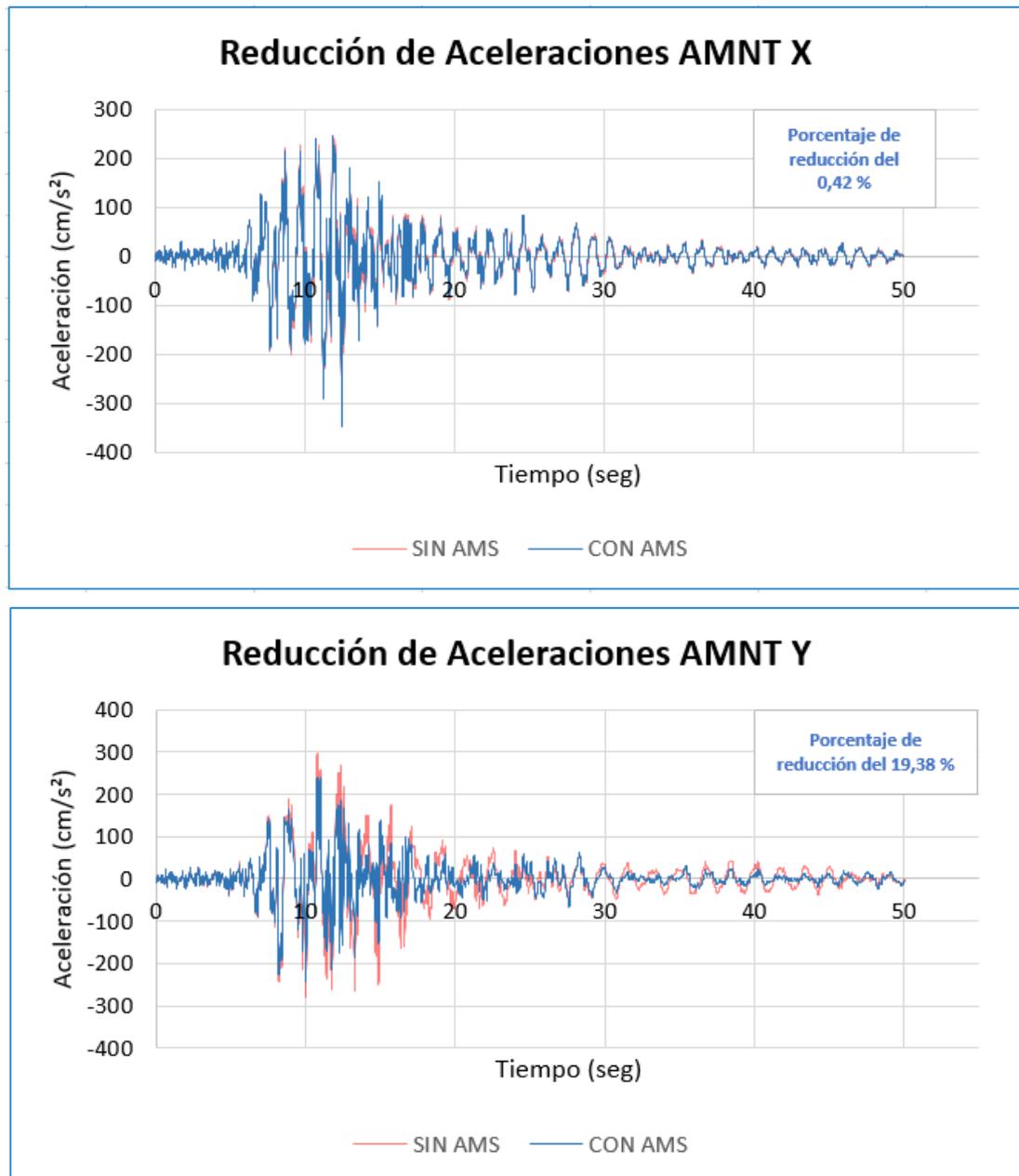
Aceleraciones (eje X, Y), con y sin AMS. Tiempo - Historia Estación APED.



En la figura (32), se muestran las aceleraciones calculadas en el último piso del edificio para el registro acelerográfico de la estación Pedernales. Se obtiene un porcentaje de reducción del 0,48% y un 6,06% para la dirección “X” y “Y” respectivamente.

**Figura 33.**

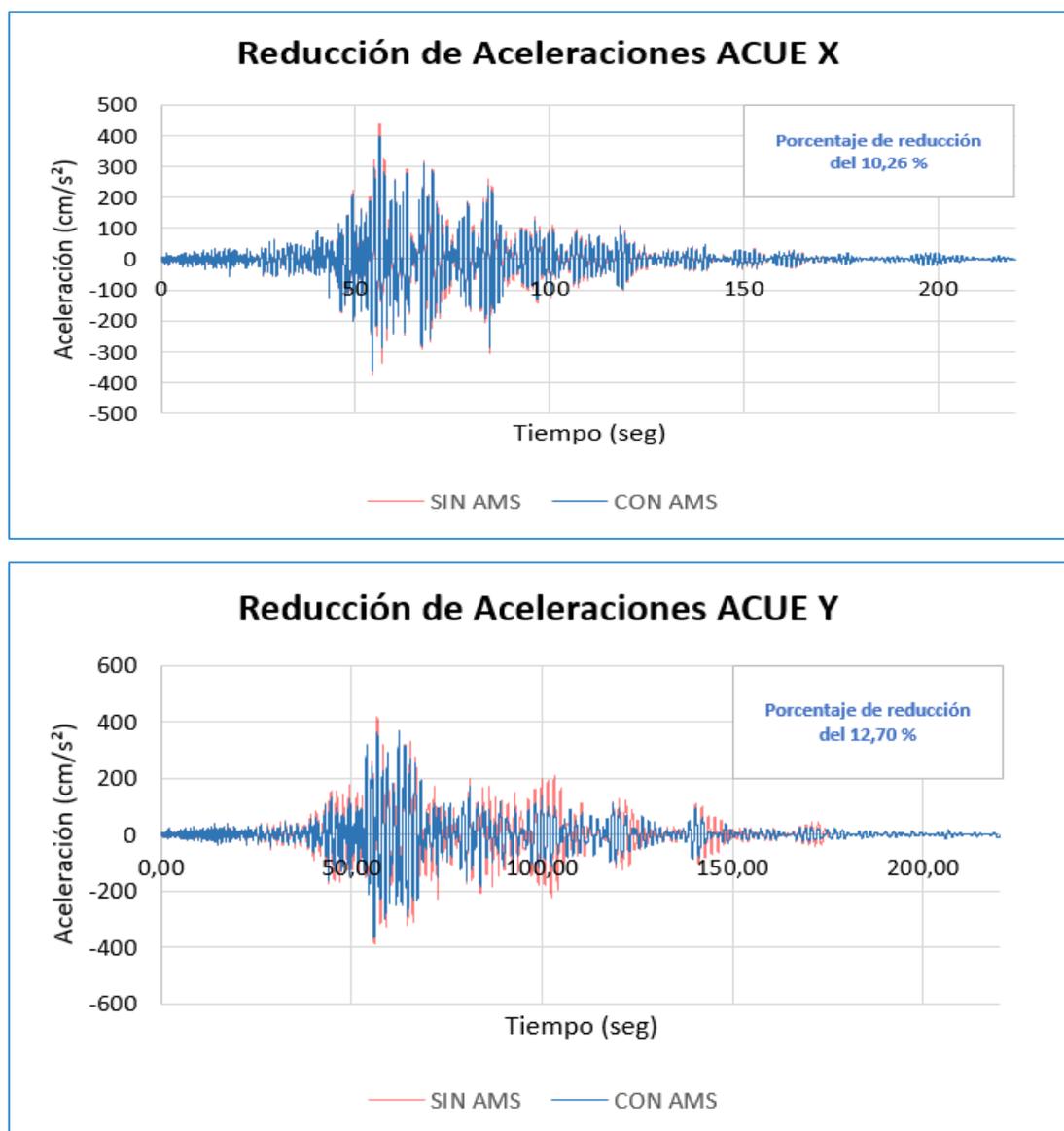
*Aceleraciones (eje X, Y), con y sin AMS. Tiempo - Historia Estación AMNT.*



En la figura (33), se muestran las aceleraciones calculadas en el último piso del edificio para el registro acelerográfico de la estación Manta. Se obtiene un porcentaje de reducción alto equivalente al 20% en la dirección “Y”, ya que el AMS pendular trabaja mejor en la dirección para la cual ha sido diseñado.

**Figura 34.**

*Aceleraciones (eje X, Y), con y sin AMS. Tiempo - Historia Estación ACUE.*



En la figura (34), se muestran las aceleraciones calculadas en el último piso del edificio para el registro acelerográfico de la estación Cuenca, donde se tiene porcentajes de reducción del 10,26 % y 12,70 % para las direcciones X y Y respectivamente.

En las figuras (32, 33) y (34) (Pedernales, Manta y Cuenca), se observa un mayor beneficio de reducción de aceleración para el registro sísmico de Manta en la dirección “Y”, y mayor efectividad para el registro sísmico de Cuenca en la dirección “X”.

#### **4.3.5. Amortiguador de Fuerza Sintonizada Traslacional (FST)**

Es un sistema de control activo, que puede ser conectado a un control programado con inteligencia artificial, que puede cambiar la frecuencia de la fuerza aplicada ajustando el input al tipo de excitación sísmica en la base, y la respuesta estructural resulta más efectiva que el sistema pendular que es de control pasivo (no cambia frecuencia durante el sismo).

Aquí se analiza su efectividad por unidad de fuerza aplicada ( $F_0= 1$  ton) y para una carga armónica sinusoidal.

$$F(t) = F_0 \text{ Sen}(pt - \alpha) \quad (71)$$

##### **4.3.5.1. Análisis tiempo historia bajo una función de fuerza sinusoidal inercial en el centroide del último piso.**

La formulación de las funciones de cargas dinámicas sintonizadas para cada historia tiempo analizada, se presenta en las figuras (35, 36, 37, 38, 39) y (40). En dichas figuras, se muestra la historia tiempo de los desplazamientos

del centro de las masas del último piso de la estructura sin AMS, la cual ha sido escalada al valor unitario de 1 cm, para su mejor visualización conjunta con la amplitud máxima de la carga dinámica (1 Ton). Se definieron funciones de fuerza sinusoidal desfasadas de tal manera que se contrarreste la acción provocada por un sismo. Para un análisis conceptual sobre la efectividad del sistema activo, se selecciona una amplitud de carga unitaria para la función sinusoidal desfasada un ángulo alfa variable. La frecuencia  $p$  de la excitación de fuerza resulta en muchos casos coincidente con el periodo fundamental de la estructura en la dirección analizada. No obstante, en otros casos puede ser coincidente con el periodo de la fuente excitadora (suelo) que controla la vibración de la estructura u otro modo de vibración propio de la estructura.

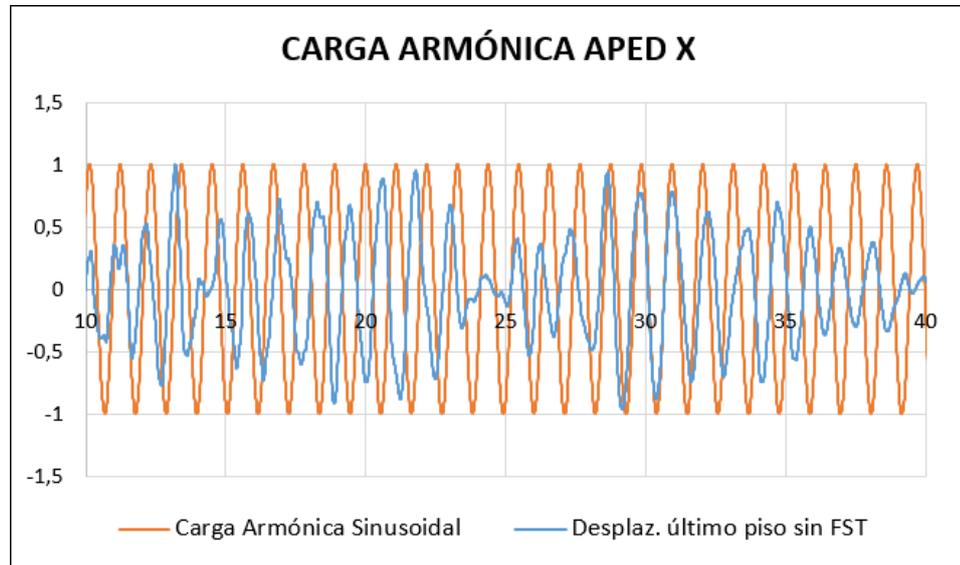
$$F(t) = F_0 \text{Sen}(pt - \alpha); F_0 = 1 \text{ ton},$$

La carga dinámica se aplica sobre el centro de masa de la estructura del último piso, en fase  $180^\circ$  o con sentido contrario a la vibración de la estructura. Los resultados obtenidos muestran la mayor efectividad de este tipo de sistema activo sobre el sistema pasivo AMS, para una carga unitaria (1 Ton), relativamente pequeña. Mejores resultados podrían obtenerse, si se aplica una carga más grande.

Las gráficas modeladas para el análisis tiempo historia de los diferentes registros sísmicos, son las siguientes:

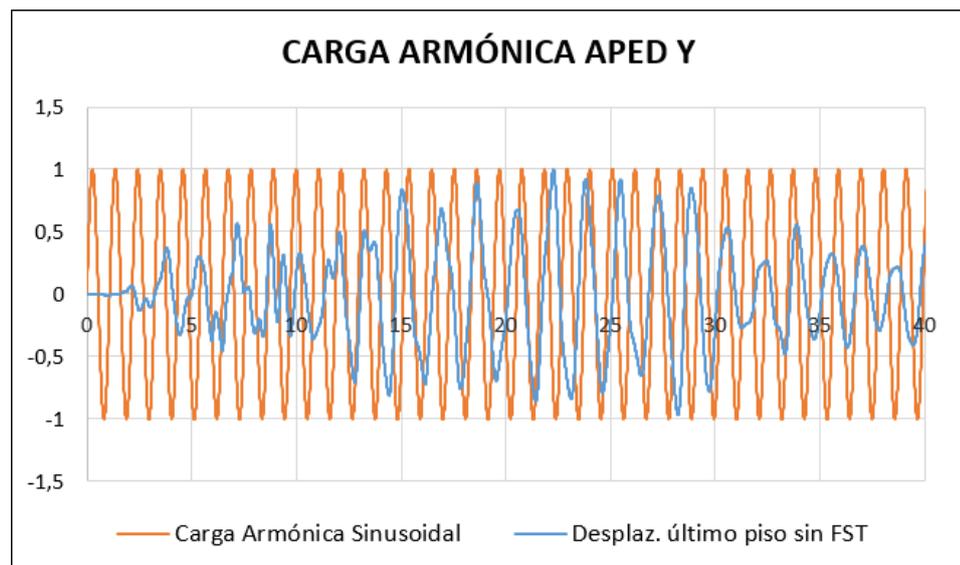
**Figura 35.**

*Carga armónica estación APED X*



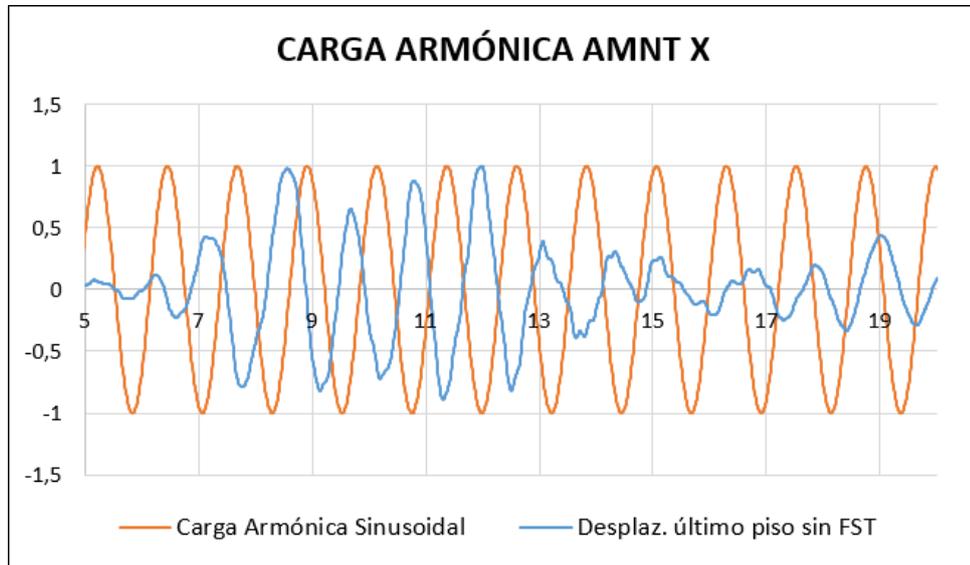
**Figura 36.**

*Carga armónica estación APED Y*



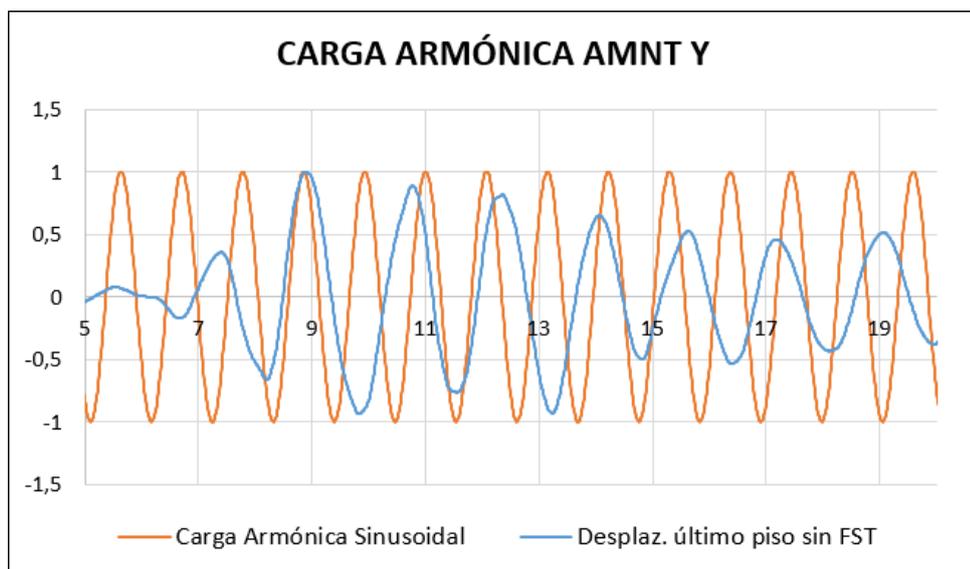
**Figura 37.**

*Carga armónica estación AMNT X*



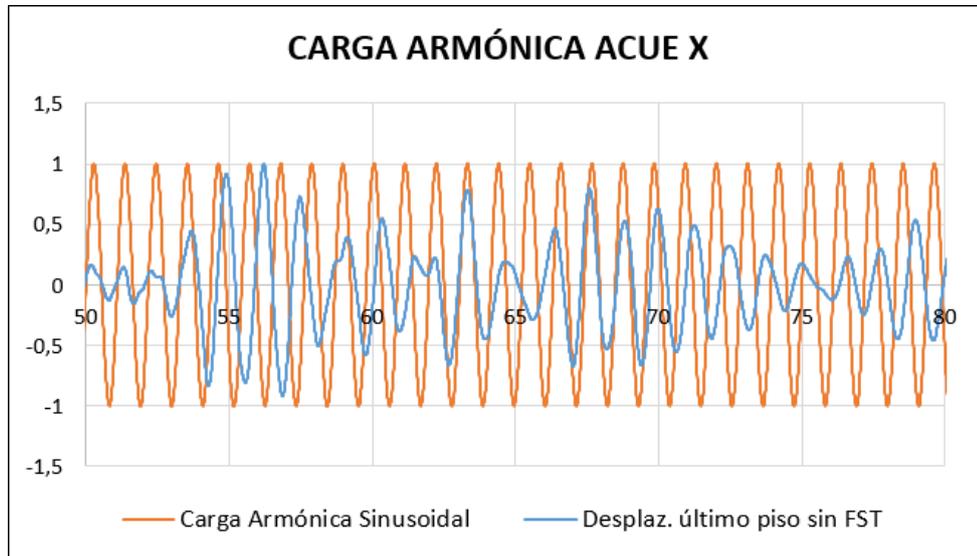
**Figura 38.**

*Carga armónica estación AMNT Y*



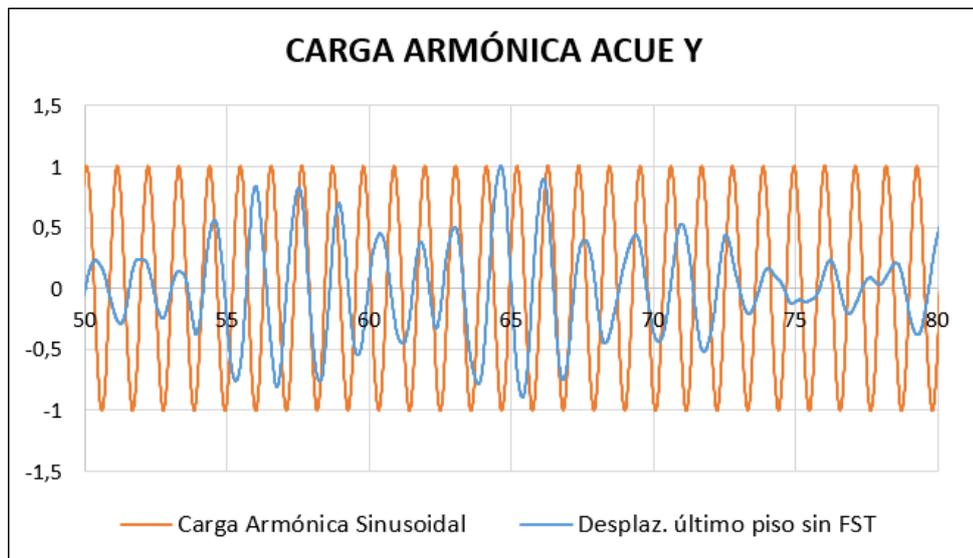
**Figura 39.**

*Carga armónica estación ACUE X*



**Figura 40.**

*Carga armónica estación ACUE Y*

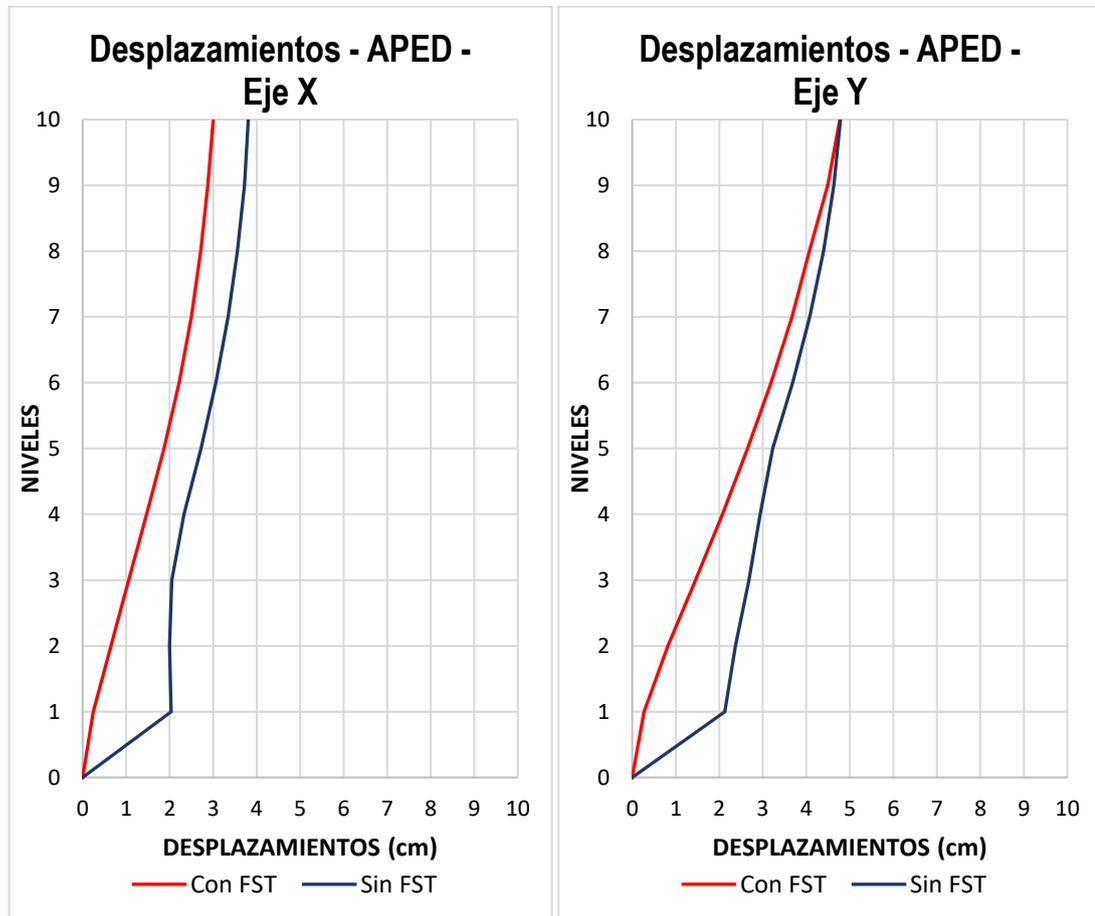


**Tabla 21.***Desplazamientos máximos Tiempo - Historia estación APED*

<b>Desplazamientos máximos Tiempo – Historia Estación APED</b>						
	Sin AMS		Fuerza Armónica		Reducción	
<b>Piso</b>	UX (cm)	UY (cm)	UX (cm)	UY (cm)	UX	UY
<b>10</b>	3,8071	4,7854	3,0022	4,7713	21,14%	0,29%
<b>9</b>	3,719	4,6306	2,8801	4,4903	22,56%	3,03%
<b>8</b>	3,5537	4,3956	2,7153	4,0734	23,59%	7,33%
<b>7</b>	3,3403	4,0808	2,5004	3,6717	25,14%	10,02%
<b>6</b>	3,0629	3,6898	2,2191	3,1937	27,55%	13,45%
<b>5</b>	2,7243	3,2295	1,8733	2,6496	31,24%	17,96%
<b>4</b>	2,3322	2,9429	1,4707	2,0769	36,94%	29,43%
<b>3</b>	2,0487	2,6843	1,0602	1,4515	48,25%	45,93%
<b>2</b>	1,9966	2,3701	0,6487	0,8162	67,51%	65,56%
<b>1</b>	2,0346	2,1278	0,2465	0,2703	87,88%	87,30%

**Figura 41.**

*Desplazamientos (eje X, Y), con y sin FST. Tiempo - Historia Estación APED.*



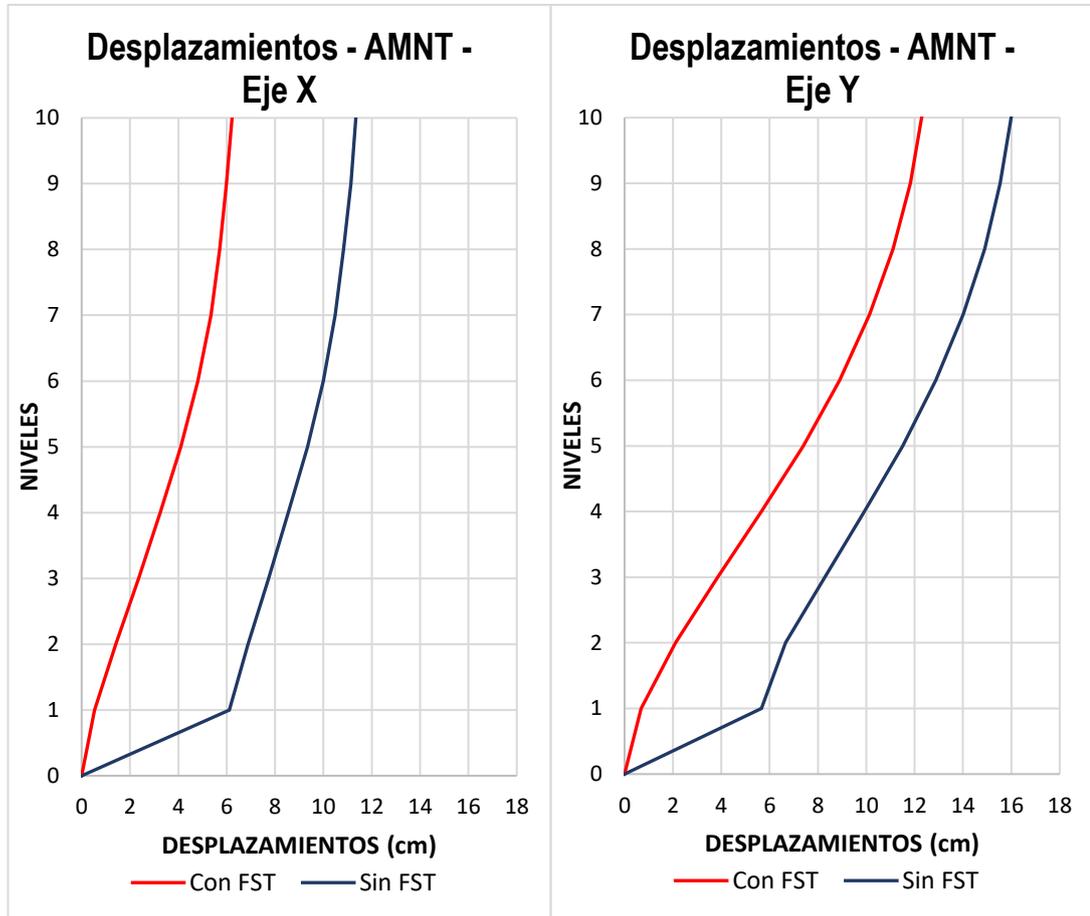
En la figura (41), se observan los desplazamientos para el acelerograma de Pedernales, sin y con la implementación de la Fuerza Sintonizada Traslacional (FST). Se logran buenos resultados, para las dos direcciones, alcanzando un porcentaje de reducción en el último nivel de 21,14% para la dirección "X" y un 0,29% para la dirección "Y". Mientras que los porcentajes de reducción en el primer piso son 87,88% y 87,30% para las direcciones X y Y, respectivamente. Se tiene el mayor beneficio en el primer piso.

**Tabla 22.***Desplazamientos máximos Tiempo - Historia Estación AMNT.*

<b>Desplazamientos máximos Tiempo – Historia Estación AMNT</b>						
<b>Piso</b>	<b>Sin AMS</b>		<b>Fuerza Armónica</b>		<b>Reducción</b>	
	<b>UX (cm)</b>	<b>UY (cm)</b>	<b>UX (cm)</b>	<b>UY (cm)</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>
<b>10</b>	11,3431	15,9919	6,2215	12,2902	45,15%	23,15%
<b>9</b>	11,1447	15,5446	5,9902	11,8232	46,25%	23,94%
<b>8</b>	10,8363	14,9016	5,7072	11,1014	47,33%	25,50%
<b>7</b>	10,4848	14,0127	5,3455	10,1315	49,02%	27,70%
<b>6</b>	9,9936	12,8782	4,8116	8,9009	51,85%	30,88%
<b>5</b>	9,3421	11,500	4,1059	7,3959	56,05%	35,69%
<b>4</b>	8,5469	9,9236	3,2462	5,6623	62,02%	42,94%
<b>3</b>	7,7328	8,2791	2,3537	3,8574	69,56%	53,41%
<b>2</b>	6,8875	6,6558	1,4163	2,1163	79,44%	68,20%
<b>1</b>	6,1131	5,6644	0,529	0,6904	91,35%	87,81%

**Figura 42.**

*Desplazamientos (eje X, Y), con y sin FST. Tiempo - Historia Estación AMNT.*



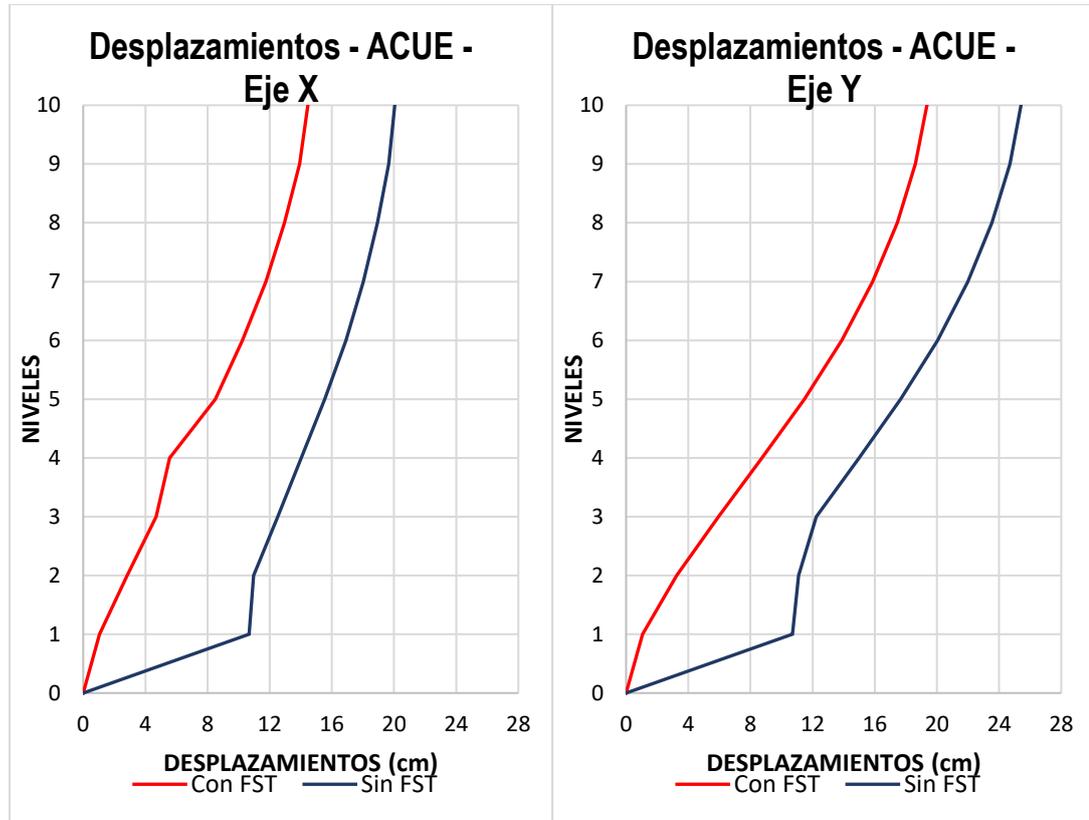
En la figura (42), se observan los desplazamientos para el acelerograma de Manta, sin y con la implementación de la Fuerza Sintonizada Traslacional (FST). Se logran porcentajes de reducción en el último nivel de 45,15% y 23,15% para las direcciones “X” y “Y”, respectivamente. Mientras que los porcentajes de reducción en el primer piso son 91,35% y 87,81% para las direcciones X y Y, respectivamente. Se verifica que el mayor beneficio es en el primer piso.

**Tabla 23.***Desplazamientos máximos Tiempo - Historia Estación ACUE*

<b>Desplazamientos máximos Tiempo – Historia Estación ACUE</b>						
<b>Piso</b>	<b>Sin AMS</b>		<b>Fuerza Armónica</b>		<b>Reducción</b>	
	<b>UX (cm)</b>	<b>UY (cm)</b>	<b>UX (cm)</b>	<b>UY (cm)</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>
<b>10</b>	20,048	25,411	14,4565	19,3566	27,89%	23,83%
<b>9</b>	19,6499	24,6901	13,9216	18,6185	29,15%	24,59%
<b>8</b>	18,9307	23,5472	12,9519	17,4472	31,58%	25,91%
<b>7</b>	18,0319	21,9973	11,744	15,8636	34,87%	27,88%
<b>6</b>	16,8979	20,0365	10,238	13,8661	39,41%	30,80%
<b>5</b>	15,5484	17,6717	8,4911	11,4695	45,39%	35,10%
<b>4</b>	14,0276	14,9913	5,5689	8,7476	60,30%	41,65%
<b>3</b>	12,5171	12,2436	4,6991	5,947	62,46%	51,43%
<b>2</b>	10,9626	11,1055	2,8247	3,2559	74,23%	70,68%
<b>1</b>	10,6698	10,7001	1,055	1,0529	90,11%	90,16%

Figura 43.

Desplazamientos (eje X, Y), con y sin FST. Tiempo - Historia Estación ACUE



En la figura (43), se observan los desplazamientos para el acelerograma de Cuenca, sin y con la implementación de la Fuerza Sintonizada Traslacional (FST). Se logran porcentajes de reducción en el último nivel del orden del 30% en el último piso y 90% en el primer piso. Se verifica nuevamente que el mayor beneficio es en el primer piso.

Los diferentes porcentajes de reducción de los desplazamientos, para la estación de Pedernales, Manta y Cuenca muestran consistentemente la mayor del FST en comparación con el sistema AMS, para reducir la respuesta de los desplazamientos en todo lo alto de la estructura.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1. Conclusiones

Al finalizar el análisis del comportamiento de un sistema de Amortiguamiento de Masa Sintonizada implementado en una estructura, para verificar su efectividad como un sistema de disipación sísmicas en las edificaciones, se ha concluido que:

- Se puede alcanzar hasta un 12% en la reducción de las reacciones internas de la estructura con la implementación de un AMS sintonizado con el modo de vibrar fundamental de la estructura y se lo comprueba con el cociente de los cortantes reactivos a la base para estructuras con y sin AMS.
- El uso de registros sísmicos de varios sitios con suelo firme (B, C y D), permite evaluar los parámetros apropiados y el tipo de AMS más adecuado para cada sitio.
- De acuerdo a los objetivos planteados en este estudio un análisis Tiempo-Historia de la estructura con AMS, en condiciones óptimas de respuesta de la estructura a la vibración del sitio, logra reducir los desplazamientos en hasta el 37.7%, siendo esto satisfactorio y concordante con la literatura utilizada.
- Que las aceleraciones de los 3 registros se reducen con la implementación del AMS hasta un 20%, cuando el periodo de la estructura esta sintonizo con el del AMS.

- La vibración del péndulo puede no coincidir con la vibración de la estructura, cuando la misma es controlada por la vibración del suelo. Por tal motivo, mejores resultados pueden obtenerse con un sistema de fuerza sintonizada (FST), dado que este sistema es de control activo. Siendo, pertinente el estudio del comportamiento de AMS de con control de tipo activo o sistema CMLS.
- La reducción de la respuesta sísmica aplicando el sistema activo FST en el último piso, es mayor en comparación que con el sistema pasivo, puesto que este sistema neutraliza de manera más eficiente la acción del sismo, al actuar como una fuerza sintonizada que puede ser controlada con inteligencia artificial (servos controladores) incluso anticipándose a la vibración futura de la estructura, mientras que el AMS pendular basa su rendimiento por su respuesta pasiva o inmodificable en el diseño de su longitud, masa y periodo, durante la historia tiempo de respuesta de la estructura.
- Que la efectividad de los AMS es muy sensible a las características de la historia tiempo de la aceleración del suelo que se aplica en la base de la estructura.
- Que mientras más corto sea el tiempo de duración de las aceleraciones más fuertes del sismo, menor es la efectividad del AMS ya que esto permite que no entre en resonancia y no logre disipar energía.

## 5.2. Recomendaciones

- Hacer análisis en diferentes zonas del Ecuador, con la finalidad de ahondar en el estudio de la respuesta de las estructuras con la implementación de nuevos sistemas de disipación de energía y demostrar su efectividad para tener en el futuro una evolución en su aplicación y notable disminución en daños estructurales.
- Hacer análisis con estructuras que tengan propiedades dinámicas diferentes a las del presente estudio (más flexible) con el propósito de tener una mejor visión del comportamiento de los sistemas AMS.
- Poner a todos los sismos con la misma aceleración (PGA) para obtener mejores resultados, esto se puede evidenciar al estandarizar el PGA al nivel del coeficiente sísmico más alto.
- Modelar Fuerza activa con múltiples funciones sinusoidales (servocontroladores) y analizar su efectividad en el control de respuestas sísmicas.
- Utilizar AMS traslacionales como mejor alternativa del tipo pendular, puesto que estos pueden controlar el sismo en ambas direcciones
- Para efectos de programación se puede comparar desplazamientos con aceleraciones, pero para un análisis más fino se debe procesar las señales de aceleración y descomponerlas en el dominio de la frecuencia identificando todas sus funciones trigonométricas involucradas en la función y combinarlas de tal manera controlar los parámetros dinámicos de una estructura.
- Para una mayor eficiencia, procesar sismos con transformada de Fourier, identificar funciones, frecuencia dominante e incluir Input.

## BIBLIOGRAFÍA

- Aliante, E. J. M. s. t., Universidad Austral de Chile. (2009). Control de efectos torsionales en un edificio asimétrico de hormigón armado con amortiguadores de masa sintonizados.
- Bakre, S., & Jangid, R. J. S. C. H. M. T. O. J. o. t. I. A. f. S. C. M. o. t. E. A. f. t. C. o. S. (2007). Optimum parameters of tuned mass damper for damped main system. *14*(3), 448-470.
- Barragán, A., & Cevallos, J. (2016). *Análisis Comparativo Entre un Edificio Con Pórticos Resistentes a Momentos Con la Inclusión de Amortiguadores de Masa Sintonizada y un Edificio Con Sistema Dual de Muros de Corte*. Espol,
- Bassotti, R., & Ambrosini, D. (2004). Influencia De Amortiguadores De Masa Sintonizados En La Disminución De Efectos Torsionales De Estructuras Sismorresistentes. *Mecánica Computacional*, 481-498.
- Battista, R. C., Rodrigues, R. S., & Pfeil, M. S. J. J. o. W. E. I. A. (2003). Dynamic behavior and stability of transmission line towers under wind forces. *91*(8), 1051-1067.
- Brock, J. E. J. T. A., J. Appl. Mech. (1946). A note on the damped vibration absorber. *13*(4), A-284.
- Calderón, E. (2017). Reduccion de la respuesta dinámica en estructuras sismo resistentes con amortiguadores de masa sintonizada. In (*Tesis de Tutulación*). Loja.
- Chang, F.-K. J. J. o. t. S. D. (1973). Human response to motions in tall buildings. *99*(6), 1259-1272.
- Connor, J., & Laflamme, S. (2014). *Structural motion engineering*: Springer.
- Connor, J. J. (2003). *Structural Motion Control*: Pearson Education, Inc.
- Crandall, S. H., & Mark, W. D. (2014). *Random vibration in mechanical systems*: Academic Press.
- Elias, S., & Matsagar, V. J. A. R. i. C. (2017). Research developments in vibration control of structures using passive tuned mass dampers. *44*, 129-156.
- Falconí, R. A., & Cachipundo, F. (2013). EXPERIENCIAS CONSTRUCTIVAS SOBRE AISLADORES SÍSMICOS EN LA ESPE.
- Frahm, H. (1911). Device for damping vibrations of bodies. In: Google Patents.
- Garrido, B. (2016). AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA EN EDIFICIOS SOMETIDOS A REGISTROS SÍSMICOS EN CHILE. *Ingeniería Civil*.

- Guerra Valladares, M. D. (2016). *Estudio de edificios de altura ubicados en la ciudad de Quito con amortiguadores de masa sintonizada*. PUCE,
- Hansen, R. J., Reed, J. W., & Vanmarcke, E. H. J. J. o. t. s. d. (1973). Human response to wind-induced motion of buildings. *99*(7), 1589-1605.
- HARTOG, J. P. D. (1947). *Mechanical Vibrations*: McGraw-Hill Book Company, Inc.
- Jácome, E. (2016, Abril 18). La vulnerabilidad de las construcciones ante un terremoto es alta en Quito. *El Comercio*.
- Js, B., Ag, P., Wiley, J., & Sons Inc. (1971). Random data: analysis and measurement procedures. *1*, 75.
- Lin, C.-C., & Wang, J.-F. (2013). Optimal design and practical considerations of tuned mass dampers for structural control. In *Design Optimization of Active and Passive Structural Control Systems* (pp. 126-149): IGI global.
- Lukkunaprasit, P., & Wanitkorkul, A. J. E. e. s. d. (2001). Inelastic buildings with tuned mass dampers under moderate ground motions from distant earthquakes. *30*(4), 537-551.
- Mayorga, C. (2011). Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un disipador pasivo de energía de tipo arriostramiento de pandeo restringido. Parte 2. In *Postgrado*. Bogota.
- Miyama, T. (1992). *Seismic response of multi-story frames equipped with energy absorbing story on its top*. Paper presented at the 10th World Conference of Earthquake Engineering.
- Montanaro. (2002). Sistemas de control de vibraciones en estructuras de gran altura. *53*(477), 31-39.
- NEC-SE-DS. (2015). *NEC-SE-DS, 2015*. Paper presented at the peligro sísmico.
- Oviedo, & Duque. (2006). Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. (6), 105-120.
- Pinkaew, T., Lukkunaprasit, P., & Chatupote, P. J. E. S. (2003). Seismic effectiveness of tuned mass dampers for damage reduction of structures. *25*(1), 39-46.
- Rao, N. (2003). *Real time tuned mass damper simulation system*. Massachusetts Institute of Technology,
- Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S., & Yepes, H. (2007a). Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador. *Quito: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional-Corporación Editora Nacional*.

- Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S., & Yepes, H. J. Q. I. G. d. I. E. P. N.-C. E. N. (2007b). Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador.
- Ross, M., Kamatchi, P., Balaji Rao, K., Iyer, N. R., & Rama Mohan Rao, P. (2012). ISET GOLDEN JUBILEE SYMPOSIUM.
- Rozas Torres, L. A. (2009). REDUCCIÓN DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL POR MEDIO DEL USO DE DISIPADORES DE MASA SINTONIZADA Y DISIPADORES DE COLUMNA LÍQUIDA SINTONIZADA. *Ingeniería Civil*.
- Sadek, F., Mohraz, B., Taylor, A. W., & Chung, R. M. J. E. E. S. D. (1997). A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications. *26*(6), 617-635.
- Vijayasarathy, R., & Wilson, V. F. H. (2016). Application of Tuned Mass Damper in Structures under Seismic Excitation—A Review. *ingeniería civil*.
- Villaverde, R. (1985). Reduction seismic response with heavily-damped vibration absorbers. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *13*(1), 33-42.
- Villaverde, R. (1994). SEISMIC CONTROL, OF STRUCTURES WITH DAMPED) RESONANT APPENDAGES.
- Villaverde, R., & Koyama, L. A. (1993). Damped resonant appendages to increase inherent damping in buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *22*(6), 491-507.
- Villaverde, R., & Martin, S. C. (1995). Passive seismic control of cable-stayed bridges with damped resonant appendages. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *24*(2), 233-246.
- Wilson, E. L. (2002). Three-dimensional static and dynamic analysis of structures.
- Wirsching, P. H., & Yao, J. T. J. C. s. (1973). Safety design concepts for seismic structures. *3*(4), 809-826.
- Yu, W., & Thenozhi, S. (2016). *Active structural control with stable fuzzy PID techniques*: Springer.

## ANEXO 1

### PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA

Cuando la relación entre el lado más largo y el lado más corto del vano, es mayor o igual a 2 se tiene como diseño óptimo una losa en una sola dirección. Si la relación es menor a 2 sería óptima una losa en dos direcciones.

En el capítulo 9 del código ACI318-14 se detalla, que cuando se utilicen encofrados removibles, el espesor de la losa debe ser por lo menos mayor de 1/12 de la distancia libre entre las nervaduras o 50 mm.

$$h = \frac{S}{12}$$

$$h = \frac{40 \text{ cm}}{12} = 3,33 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm}$$

$$h = 5 \text{ cm}$$

La altura de placa de compresión un espesor de 5 cm, conociendo que el ancho de las nervaduras, no debe ser menor de 10 cm en cualquier ubicación en su altura se tiene que según ACI 318-14 Cap.9.8.1.2

$$h = 2 * b$$

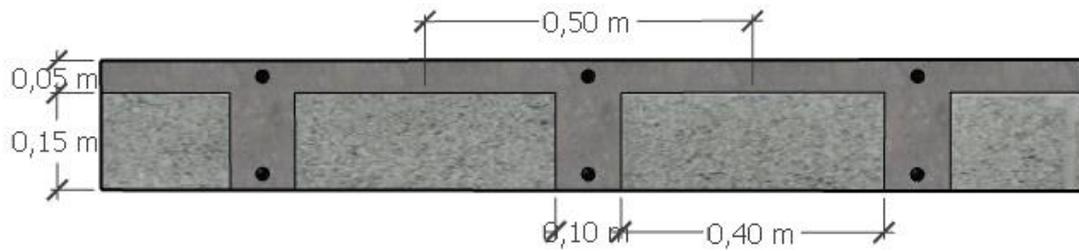
$$h = 2 * 10 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

Para reducir la altura de la losa a la altura del mismo ( $h=20\text{cm}$ ) se adopta un diseño de losa nervada en la dirección X; para lo cual se especifican vigas secundarias en la dirección Y.

**Figura 44.**

*Sección transversal predimensionada de la losa*



**Control de deflexiones:**

Para comprobar el peralte equivalente de la losa nervada se debe obtener la altura equivalente si esta fuese una losa maciza, la cual debe tener la misma inercia.

**Tabla 24.**

*Control de deflexiones*

Fig.	b	h	$A_i$ $b \cdot h$	$y_i$	$A \cdot y$	D $y_e - y_i$	I $(b \cdot h^3) / 12$	$Ad^2$
1	20	15	300	7,5	2250	6,25	5625	11718,75
2	100	5	500	17,5	8750	-3,75	1041,666667	7031,25
$\Sigma$			800		11000		6666,666667	18750

$$y_e = \frac{\sum y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{11000}{800} = 13,75 \text{ cm}$$

$$I = \sum (I + Ad^2) = 6666,67 + 18750 = 25416,67 \text{ cm}^4$$

Luego se obtiene la altura equivalente:

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{25416,67 \text{ cm}^4 (12)}{100 \text{ cm}}} = 14,5 \text{ cm}$$

**Peso propio de losa:**

$$W_{nervios} = \frac{2(0,10\text{m})(0,15\text{m})(1\text{m})(2,4\text{t/m}^3)}{1\text{m}^2} = 0,07 \text{ t/m}^2$$

$$W_{loseta} = \frac{(0,05\text{m})(1\text{m})(1\text{m})(2,4\text{t/m}^3)}{1\text{m}^2} = 0,12 \text{ t/m}^2$$

$$W_{losa - entrepiso} = 0,19 \text{ t/m}^2$$

**Tabla 25.**

*Cargas muertas*

<b>W losa – entrepiso</b>	0,19 t/m <sup>2</sup>
<b>Acabados</b>	0,1 t/m <sup>2</sup>
<b>Mampostería</b>	0,1 t/m <sup>2</sup>
<b>Tumbado</b>	0,05 t/m <sup>2</sup>
<b>Cerámica</b>	0,02 t/m <sup>2</sup>
<b>Instalaciones</b>	0,04 t/m <sup>2</sup>
<b>CM TOTAL</b>	<b>0,50 t/m<sup>2</sup></b>

Para la sobrecarga en edificaciones de uso residencial la NEC-15 establece un valor de 0,20 t/m<sup>2</sup> y 0,10 t/m<sup>2</sup> en la cubierta.

### PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS

Datos:

$$Wd = 0,50 \text{ ton/m}^2$$

$$Wl = 0,2 \text{ ton/m}^2$$

$$Wu = 1,2 \left( 0,50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) + 1,6 \left( 0,2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)$$

$$Wu = 0,92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \approx 1 \text{ t/m}^2$$

$$qu = 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 3,25 \text{ m}$$

$$qu = 3,25 \text{ ton/m}$$

$$Mu = \frac{3,25 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * (8,33 \text{ m})^2}{10}$$

$$Mu = 22,57 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$d = \sqrt{\frac{22,57 \text{ ton} \cdot \text{m} * 10^5}{0,145 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 25}}$$

$$d = 47,2$$

$$h = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$$

Realizado el predimensionamiento se ha obtenido que la sección de las vigas secundarias será de **25 x 55 cm** en todos los niveles.

### PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES

Datos:

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0,85$$

$\rho = 0,02$ ; este valor se asume.

Con el cálculo de  $bdr^2$ :

$$b_w d^2 = \frac{2 Mu}{\phi Rn}$$

$$\phi Rn = \phi \rho fy \left( 1 - \frac{0,5 \rho fy}{0,85 f'c} \right)$$

$$\phi Rn = 0,9 * 0,02 * 4200 \text{ kg/cm}^2 \left( 1 - \frac{0,5 * 0,02 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0,85 * 280 \text{ kg/cm}^2} \right)$$

$$\phi Rn = 62,258 \text{ kg/cm}^2$$

$$qd = 0,50 \text{ ton/m}^2 * 8,33 \text{ m} = 4,17 \text{ ton/m}$$

$$ql = 0,2 \text{ ton/m}^2 * 8,33 \text{ m} = 1,67 \text{ ton/m}$$

$$Md = \frac{qd * Ln^2}{10}$$

$$Md = \frac{\left(4,17 \frac{\text{ton}}{\text{m}}\right) (7,50 \text{ m})^2}{10}$$

$$Md = 23,4375 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Ml = \frac{ql * Ln^2}{10}$$

$$Ml = \frac{\left(1,67 \frac{\text{ton}}{\text{m}}\right) (7,50 \text{ m})^2}{10}$$

$$Ml = 9,375 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mu = 1,2(23,4375 \text{ ton} \cdot \text{m}) + 1,6(9,375 \text{ ton} \cdot \text{m}) + Me$$

$$Mu = 2(43,125 \text{ ton} \cdot \text{m})$$

$$b_w d^2 = \frac{2(43,125 \text{ ton} \cdot \text{m} * 10^5)}{62,258 \text{ kg/cm}^2} = 138536,413 \text{ cm}^3$$

Se asume una base de 40 cm.

$$d = \sqrt{\frac{138536,413 \text{ cm}^3}{40 \text{ cm}}}$$

$$d = 58,85 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

$$h = 60 + 5 \text{ recubrimiento} = 65 \text{ cm}$$

**Tabla 26.***Predimensionamiento de vigas principales*

<b>NIVEL</b>	<b>V. PRINCIPAL</b>	<b>V. SECUNDARIA</b>
<b>10</b>	40 x 70	25 x 55
<b>9</b>	40 x 70	25 x 55
<b>8</b>	40 x 70	25 x 55
<b>7</b>	40 x 70	25 x 55
<b>6</b>	40 x 70	25 x 55
<b>5</b>	40 x 70	25 x 55
<b>4</b>	40 x 70	25 x 55
<b>3</b>	40 x 70	25 x 55
<b>2</b>	40 x 70	25 x 55
<b>1</b>	40 x 70	25 x 55

Para el predimensionamiento de vigas principales para el (eje x) y el (eje y) tienen una sección de 40 x 70 cm.

## PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Para el predimensionamiento de columnas se utiliza la siguiente ecuación:

$$Ac = \frac{Pu}{\alpha f'c}$$

Dónde;

$\alpha = 0,2$  ; para columnas esquineras (Arnal y Epelboim sección 4.1)

$\alpha = 0,25$  ; para columnas de borde (Arnal y Epelboim sección 4.1)

$\alpha = 0,28$  ; para columnas interiores (Arnal y Epelboim sección 4.1)

### Piso N°1

Datos:

$$Wu = 0,9944 \text{ ton/m}^2 \sim 1 \text{ ton/m}^2$$

$$Pu = N^\circ \text{ de pisos} * \text{Area influencia} * Wu$$

$$Pu = 10 * 62,5 \text{ m}^2 * 1 \text{ ton/m}^2$$

$$Pu = 625 \text{ ton}$$

$$Ac = \frac{625 \text{ ton} * 1000}{0,28 * 280 \text{ kg/cm}^2} = \sqrt{7971,93 \text{ cm}^2} = 89,23 \text{ cm}$$

$$b \approx 90 \text{ cm}$$

Se podría adoptar una sección transversal de **95 x 95 cm**.

Las secciones requeridas de todos los niveles se detallan a continuación.

**Tabla 27.**

*Secciones requeridas en todos los niveles*

<b>NIVEL</b>	<b>Pu</b>	<b>Ac requerido</b>	<b>Sec. req.</b>	<b>Sec. Final</b>
<b>10</b>	62,5 tn	797,19 cm <sup>2</sup>	30x30	60x80
<b>9</b>	125 tn	1594,38 cm <sup>2</sup>	40x40	60x80
<b>8</b>	187,5 tn	2391,58 cm <sup>2</sup>	50x50	70x90
<b>7</b>	250 tn	3188,77 cm <sup>2</sup>	60x60	70x90
<b>6</b>	312,5 tn	3985,96 cm <sup>2</sup>	65x65	70x90
<b>5</b>	375 tn	4783,16 cm <sup>2</sup>	70x70	70x90
<b>4</b>	437,5 tn	5580,35 cm <sup>2</sup>	75x75	80x100
<b>3</b>	500 tn	6377,55 cm <sup>2</sup>	80x80	80x100
<b>2</b>	562,5 tn	7174,74 cm <sup>2</sup>	85x85	80x100
<b>1</b>	625 tn	7971,93 cm <sup>2</sup>	90x90	80x100

## ANEXO 2

### PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA

#### Nivel 1 – 4

$$\text{Carga muerta sobre impuesta} = 0,5 \text{ ton/m}^2 * 750 \text{ m}^2 = 375 \text{ ton}$$

$$\text{Vig. prin. (eje } x - y) = 0,40 \text{ m} * 0,70 \text{ m} * 2,4 \text{ t/m}^3 * 209 \text{ m} = 140,448 \text{ ton}$$

$$\text{Vig. sec. (eje } y) = 0,25 \text{ m} * 0,55 \text{ m} * 2,4 \text{ t/m}^3 * 93,6 \text{ m} = 30,888 \text{ ton}$$

$$\text{Columnas} = 0,80 \text{ m} * 1,00 \text{ m} * 3,5 \text{ m} * 20 \text{ m} * 2,4 \text{ t/m}^3 = 134,4 \text{ ton}$$

$$\text{Total} = 680,736 \text{ ton}$$

#### Nivel 5 – 8

$$\text{Carga muerta sobre impuesta} = 0,50 \text{ ton/m}^2 * 750 \text{ m}^2 = 375 \text{ ton}$$

$$\text{Vig. prin. (eje } x - y) = 0,40 \text{ m} * 0,70 \text{ m} * 2,4 \text{ t/m}^3 * 213 \text{ m} = 143,136 \text{ ton}$$

$$\text{Vig. sec. (eje } y) = 0,25 \text{ m} * 0,55 \text{ m} * 2,4 \text{ t/m}^3 * 93,6 \text{ m} = 30,888 \text{ ton}$$

$$\text{Columnas} = 0,70 \text{ m} * 0,90 \text{ m} * 3,5 \text{ m} * 20 \text{ m} * 2,4 \text{ t/m}^3 = 105,84 \text{ ton}$$

$$\text{Total} = 654,864 \text{ ton}$$

#### Nivel 9 – 10

$$\text{Carga muerta sobre impuesta} = 0,50 \text{ ton/m}^2 * 750 \text{ m}^2 = 375 \text{ ton}$$

$$\text{Vig. prin. (eje } x - y) = 0,40 \text{ m} * 0,70 \text{ m} * 2,4 \text{ t/m}^3 * 217 \text{ m} = 145,824 \text{ ton}$$

$$\text{Vig. sec. (eje } y) = 0,25 \text{ m} * 0,55 \text{ m} * 2,4 \text{ t/m}^3 * 93,6 \text{ m} = 30,888 \text{ ton}$$

$$\text{Columnas} = 0,60 \text{ m} * 0,80 \text{ m} * 3,5 \text{ m} * 20 \text{ m} * 2,4 \text{ t/m}^3 = 80,64 \text{ ton}$$

$$\text{Total} = 632,352 \text{ ton}$$

**Tabla 28.**

*Peso total de la estructura*

<b>N° de Piso</b>	<b>Peso (Ton)</b>
10	632,352
9	632,352
8	654,864
7	654,864
6	654,864
5	654,864
4	680,736
3	680,736
2	680,736
1	680,736
<b>TOTAL</b>	<b>6607,104</b>