



“UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA”

**FACULTAD DE ARQUITECTURA,
INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**“MODELAMIENTO ESTRUCTURAL PARA EL
ANÁLISIS COMPARATIVO DE MODELOS A
ESCALA PARA ESTRUCTURAS PROVISTAS CON
AMORTIGUADORES DE MASA
CONCENTRADA”**

TESIS DE PREGRADO

Presentado por los Bachilleres en Ingeniería Civil:

Abel Alexander Aguilar Pachao

César Arturo Valdivia Begazo

Para optar el Título Profesional de
INGENIERO CIVIL



**AREQUIPA - PERÚ
2015**

Dedicatoria

A dios que me dio el regalo más importante y preciado en mi vida, mis padres y mi hermano, y a ellos que me representan mi fuente de inspiración, mis ganas para seguir adelante y la razón por la cual siempre quiero ser mejor, ellos son los pilares en mi vida, soy lo que soy gracias a ellos potencian la mejor versión de mí.

Agradecimientos

A mis amigos que son como mis hermanos Jimmy, Karina, Milton, Omar, Wilson gracias a ellos quienes estuvieron apoyándome en todo momento y con quienes me he trazado muchas metas.

A mis abuelitos a quienes quiero mucho y se encontraban todo el tiempo motivándome a lograr esta meta tan importante.

Al Ing. Rosa Espinoza, Ing. Hidalgo Valdivia, Ing. Pinto Manrique, Ing. Rendón quienes representaron inspiración y un apoyo importante.

Cesar Arturo Valdivia Begazo

Dedicatoria

*Quiero dedicarle este trabajo
A Dios que me ha dado la vida y fortaleza
para terminar este proyecto de
investigación,*

*A mis Padres y hermana por estar ahí
cuando más los necesité,*

*Y en especial a mis abuelitos Juan y Eusebia
por haber representado la dedicación y
humildad a lo largo de toda mi vida*



Agradecimientos

*A mis amigos Hayro, Boris, Bertha, Rommell,
Mariafernanda, Luchito, Beto, Miguel, Juan Jose,
Angel, Davicho, Alain, Fabrizzio, Renato, quienes
fueron un gran apoyo emocional durante el tiempo
en que escribía esta tesis.*

*A los Ingenieros Alejandro Hidalgo, Jorge Rosas, Luis
Pinto Manrique, Víctor Rendón, Ricardo Parodi que
siempre me brindaron una oportunidad para ser
mejor cada día.*

*Y en especial a mis amigos de toda la vida Wilson
Rojas y Karina Arias, ya que sin su ayuda
incondicional y desinteresada este proyecto no
hubiese sido posible.*

Abel Alexander Aguilar Pachao

“Modelamiento estructural para el análisis comparativo de modelos a escala para estructuras provistas con amortiguadores de masa concentrada”

CONTENIDO

RESUMEN	5
NOMECLATURA	6
ÍNDICE DE TABLAS	8
ÍNDICE DE FIGURAS	10
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	16
1.1. Introducción	16
1.2. Problemática	16
1.3. Justificación	17
1.4. Objetivos	17
1.4.1. Objetivo general	17
1.4.2. Objetivo específico	17
1.5. Metodología	18
CAPÍTULO 2: AMORTIGUADORES DE MASA CONCENTRADA (TMD)	19
2.1. Introducción	19
2.2. Sistemas de Protección Sísmica	19
2.2.1. Sistemas convencionales	20
2.2.2. Sistemas de aislamiento	20
2.2.3. Sistema de amortiguamiento adicional	20
2.3. Amortiguadores de masa concentrada (TMD)	23
2.4. Historia de los amortiguadores de masa concentrada	24
2.5. Estructuras construidas con amortiguadores de masa concentrada	24
2.5.1. Torre John Hancock, Boston:	24
2.5.2. Torre Citicorp, New York:	25
2.5.3. Chiba Port Tower	26
2.5.4. Torre de Cristal, Japón	26
2.5.5. Trump World tower, New York	27
2.5.6. Taipei 101	27
2.6. TMD de Tipo Traslación	28



2.7.	TMD De Tipo Péndulo	29
2.8.	Teoría del TMD para Sistemas de Un Grado de Libertad	31
2.8.1.	Diseño de un TMD para un Sistema de Un Grado de Libertad no amortiguado. 31	
2.8.2.	Diseño de un TMD para un Sistema de Un Grado de Libertad amortiguado. 47	
2.9.	Teoría del TMD para Sistemas de Varios Grados de Libertad	54
CAPÍTULO 3: MESA SÍSMICA.....		59
3.1.	Introducción	59
3.2.	Componentes	60
3.2.1.	Masa de reacción	60
3.2.2.	Plataforma Rígida	60
3.2.3.	Sistema de Soporte	61
3.2.4.	Sistema de Rodamientos Axiales.....	61
3.2.5.	Unidad de Potencia	61
3.2.6.	Sistema de control.....	62
3.2.7.	Disco de amplitudes	63
3.2.8.	Instrumentación para medición	63
3.3.	Modelos Físicos estudiados en mesas sísmicas	64
3.4.	Construcción General de la Mesa Sísmica.....	64
3.4.1.	Materiales	64
3.4.2.	Herramientas.....	67
3.4.3.	Procedimiento y consideraciones	68
CAPÍTULO 4: MODELAMIENTO DINÁMICO, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE ENSAYO		77
4.1.	Introducción	77
4.2.	Modelamiento.....	78
4.3.	Historia del Modelamiento	78
4.4.	Clasificación de los modelos a escalar	79
4.4.1.	Modelos para efectos del viento.....	79
4.4.2.	Modelos Dinámicos	79
4.4.3.	Modelos académicos y de diseño	79
4.4.4.	Otros modelos.....	79
4.5.	Elección de una escala geométrica	79
4.6.	Etapas del modelamiento	80
4.7.	Ventajas y limitaciones de los análisis de modelos.....	81



4.8.	Precisión de modelos estructurales	82
4.9.	Casos estudiados de modelamiento	83
4.10.	Medición de los resultados	83
4.11.	Errores Típicos	84
4.12.	Análisis dimensional	84
4.13.	Adecuación de Modelos	85
4.14.	Cálculo de los parámetros del amortiguador de masa concentrada	87
4.15.	Construcción del modelo	89
4.14.1.	Introducción	89
4.14.2.	Selección de Terremotos Característicos	89
4.14.3.	Carga Bruta del Modelo	89
4.14.4.	Construcción General del modelo	90
4.16.	Construcción del TMD a escala	95
CAPÍTULO 5: DATOS ADQUIRIDOS DEL MODELAMIENTO FÍSICO Y MATEMÁTICO		96
5.1.	Introducción	96
5.2.	Datos adquiridos	96
5.3.	Estructura Empernada	97
5.3.1.	Acelerogramas para una amplitud de 0.9 cm	97
5.3.2.	Acelerogramas para una amplitud de 1.1 cm	101
5.3.3.	Acelero gramas para una amplitud de 1.5 cm	105
5.3.4.	Acelero gramas para una amplitud de 1.7 cm	109
5.4.	Estructura Remachada	113
5.4.1.	Acelerogramas para una amplitud de 0.9 cm	113
5.4.2.	Acelerogramas para una amplitud de 1.1 cm	115
5.4.3.	Acelerogramas para una amplitud de 1.5 cm	118
5.5.	Estructura Remachada 2	120
5.5.1.	Acelerogramas para una amplitud de 0.9 cm	120
5.5.2.	Acelerogramas para una amplitud de 1.1 cm	123
5.5.3.	Acelerogramas para una amplitud de 1.5 cm	126
5.5.4.	Acelerogramas para una amplitud de 1.7 cm	129
5.6.	Resumen de ensayos	133
CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE LOS DATOS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.		134
6.1.	Análisis y comparación	134
6.2.	Comparación de resultados – modelo físico	134



6.3.	Estructura con uniones empernadas	134
6.4.	Estructura con uniones remachadas.....	137
6.5.	Estructura con uniones remachadas 2	140
6.6.	Cálculo de las propiedades dinámicas del modelo físico	143
6.6.1.	Propiedades físicas del aluminio	143
6.6.2.	Cálculo del centroide.....	144
6.6.3.	Cálculo de la Inercia de la sección compuesta	144
6.6.4.	Cálculo de la rigidez de la sección	144
6.6.5.	Metrado de la masa total de la estructura.....	146
6.6.6.	Metrado de columnas de aluminio	146
6.6.7.	Cálculo de las propiedades dinámicas	147
6.7.	Cálculo Matemático y comparación en MATLAB – Modelo con Uniones empernadas 148	
6.8.	Cálculo Matemático y comparación en MATLAB - Modelo con Uniones remachadas 151	
6.9.	Análisis de una estructura de Concreto Armado en ETABS	154
6.9.1.	Calculo de los parámetros del amortiguador de masa concentrada	156
6.10.	Comparación de la estructura equipada con y sin un amortiguador “TMD” para diferentes sismos	160
6.10.1.	SISMO DE CHILE, MAULE 2010	160
6.10.2.	SISMO DE CALIFORNIA, EL CENTRO 1940	162
6.10.3.	SISMO DE CHILE, TOCOPILLA 2007	164
	CONCLUSIONES	169
	RECOMENDACIONES	173
	BIBLIOGRAFÍA.....	174
	ANEXOS	175

RESUMEN

El presente trabajo tiene como finalidad comparar el funcionamiento de una estructura provista con amortiguador de masa concentrada y sin esto debido a que no existe mucha investigación de dichos amortiguadores en Perú, siendo este un país de alta actividad sísmica y resaltando la necesidad de investigaciones de esta índole, ya que representa una fuente importante de recurso para la protección de las edificaciones.

Para poder hacer una comparación correcta, se construyó una mesa sísmica que resulta ser un complemento fundamental para poder realizar los diferentes ensayos. En el capítulo 1 detallamos ampliamente los objetivos, problemática, justificación de la presente tesis de investigación, ya en el capítulo 2 es donde explicamos las funciones, concepto, tipos, proceso de diseño y proyectos en los que han sido utilizados los TMD's (tuned mass damper). El capítulo 3 detalla el funcionamiento y proceso de construcción de una mesa sísmica que es donde serán ensayados los diferentes modelos escala. El capítulo 4 describe el análisis dimensional que se utilizó para poder escalar nuestro modelos, en este capítulo notaremos que existen bastantes limitaciones respecto al análisis dimensional en estructuras. Tanto en el capítulo 5 como en el 6, explicamos cómo se realizaron los ensayos de las estructuras, teniendo al final una gran base de datos que fue analizada e interpretada en el capítulo 6. En este capítulo también se compara los datos obtenidos de los ensayos en la mesa sísmica, con resultados obtenidos en una computadora, tanto en ETABS como en un programa desarrollado en MATLAB, para una posterior interpretación.

NOMECLATURA

TMD: Tuned Mass Damper (amortiguador de masa concentrada)

m : Masa de la estructura principal

k : Rigidez de la estructura principal

ω : Frecuencia natural de la estructura

ξ : Razón de amortiguación del sistema

c : Coeficiente de amortiguamiento del sistema

u : Desplazamiento relativo entre la estructura y el terreno

$\dot{u}$: Velocidad relativa entre la estructura y el terreno

$\ddot{u}$: Aceleración relativa entre la estructura y el terreno

m_d : Masa de amortiguador de masa concentrada

k_d : Rigidez del amortiguador de masa concentrada

ω_d : Frecuencia natural del amortiguador de masa concentrada

ξ_d : Razón de amortiguamiento del amortiguador de masa concentrada

c_d : Coeficiente de amortiguamiento del amortiguador de masa concentrada

u_d : Desplazamiento relativo entre el amortiguador de masa concentrada y la estructura principal

$\dot{u}_d$: Velocidad relativa entre el amortiguador de masa concentrada y la estructura principal

$\ddot{u}_d$: Aceleración relativa entre el amortiguador de masa concentrada y la estructura principal

$\bar{m}$: Razón de masas entre la masa del amortiguador y la masa de la estructura principal

W_d : Peso del amortiguador de masa concentrada

L : Longitud del amortiguador de masa concentrada tipo péndulo

g : Aceleración de gravedad

k_{eq} : Rigidez equivalente de un amortiguador de masa concentrada tipo péndulo

p : Fuerza externa aplicada a la estructura.

a_g : Aceleración absoluta del terreno.

Ω : Frecuencia natural de la fuerza perturbadora.



ρ : Razón de frecuencias de la fuerza externa o el movimiento del terreno y la estructura principal.

ρ_d : Razón de frecuencias de la fuerza externo o el movimiento del terreno y el TMD.

f : Razón de frecuencias entre la frecuencia del amortiguador y la estructura principal.

H :Maxima amplificación dinámica para una estructura amortiguada sin TMD.

H_1 :Factor de amplificación de la respuesta pseudo estática para fuerzas externas, e una estructura sin amortiguamiento y con un TMD con amortiguamiento.

H_2 :Factor de amplificación de la respuesta pseudo estática para movimiento del terreno, en una estructura sin amortiguamiento y con un TMD con amortiguamiento.

δ : Ángulo de fase entre la respuesta y la excitación.

H_4 : Factor de amplificación dinámica para el amortiguador de masa concentrada, en una estructura sin amortiguamiento y con un TMD con amortiguamiento.

H_5 :Factor de amplificación de la respuesta pseudo estática para movimiento del terreno, en una estructura con amortiguamiento y con un TMD con amortiguamiento.

H_7 : Factor de amplificación dinámica para el amortiguador de masa concentrada, en una estructura con amortiguamiento y con un TMD con amortiguamiento.

M : Matriz de masas para una estructura de múltiples grados de libertad.

K : Matriz de rigideces para una estructura de múltiples grados de libertad.

C : Matriz de amortiguamiento para una estructura de múltiples grados de libertad.

U : Vector de desplazamientos para una estructura de múltiples grados de libertad.

$\tilde{m}_j$: Masa modal.

$\tilde{k}_j$: Masa modal.

c : Coeficiente de amortiguamiento modal.

ϕ : Matriz modal.

Γ : Factor de participación.

ÍNDICE DE TABLAS

Capítulo 2

Tabla 2.1 Clasificación de los sistemas de protección sísmica	20
Tabla 2.2 Categoría de los sistemas de disipación de energía pasiva	21

Capítulo 4

Tabla 4.1 Escalas geométricas para diferentes tipos de estructura.....	80
Tabla 4.2 Parámetros adimensionales comúnmente usados	84
Tabla 4.3 Factores de escala	86
Tabla 4.4 Factores de escala del modelo a ensayar	86
Tabla 4.5 Amplitudes y frecuencias a ensayar	89
Tabla 4.6 Características de los materiales de la estructura a ensayar y peso total	90

Capítulo 5

Tabla 5.1 Resumen Ensayos con modelo remachado y empernado	133
--	-----

Capítulo 6

Tabla 6.1 Estructura empernada A=0.9 cm	135
Tabla 6.2 Estructura empernada A=1.1 cm	135
Tabla 6.3 Estructura empernada A=1.5 cm	136
Tabla 6.4 Estructura empernada A=1.7 cm	137
Tabla 6.5 Estructura remachada A=0.9 cm	138
Tabla 6.6 Estructura remachada A=1.1 cm	138
Tabla 6.7 Estructura remachada A=1.5 cm	139
Tabla 6.8 Estructura remachada A=1.7 cm	140
Tabla 6.9 Estructura remachada A=0.9 cm	140
Tabla 6.10 Estructura remachada A=1.1 cm	141
Tabla 6.11 Estructura remachada A=1.5 cm	142
Tabla 6.12 Estructura remachada A=1.7 cm	142
Tabla 6.13 Propiedades del aluminio	143
Tabla 6.14 Cálculo del centroide	144
Tabla 6.15 Cálculo de la Inercia de la sección compuesta	144
Tabla 6.16 Metrado de un piso típico	146
Tabla 6.17 Comparación de resultados para estructura con uniones empernadas	151
Tabla 6.18 Comparación de resultados	154
Tabla 6.19 Masa calculada a partir del programa ETABS.....	156
Tabla 6.20 Frecuencias y periodos para 12 modos de vibración calculados por el programa ETABS.....	157

Tabla 6.21 Comparación de los desplazamientos y la reducción de la respuesta dinámica debido a la incorporación de un TMD para el sismo de Chile del 2010.....	161
Tabla 6. 22 Comparación de los desplazamientos y la reducción de la respuesta dinámica debido a la incorporación de un TMD para el sismo de El centro de 1940	163
Tabla 6.23 Comparación de los desplazamientos y la reducción de la respuesta dinámica debido a la incorporación de un TMD para el sismo de Chile en Tocopilla en el 2007	166
Tabla 6.24 Comparación de los desplazamientos y la reducción de la respuesta dinámica debido a la incorporación de un TMD para el sismo de Chile en Tarapaca en el 2005	168



ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 2

Fig. 2.1 Esquema de un amortiguador con sistema Activo	21
Fig. 2.2 Esquema de amortiguador viscoso tipo GERB (Soong y Dargush,1997)	22
Fig. 2.3 Esquema de amortiguador viscoso	22
Fig. 2.4 Esquema de amortiguadores activados por movimiento. a) Amortiguador de líquido sintonizado b) Amortiguador de masa concentrada	23
Fig. 2.5 Torre John Hancock de Boston con su respectivo Amortiguador de masa concentrada	25
Fig. 2.6 Torre Citicorp en New York con un esquema de su TMD biaxial	25
Fig. 2.7 Edificio Chiba port tower acompañado de imágenes de su respectivo amortiguador ..	26
Fig. 2.8 Torre de Cristal de Japón	27
Fig.2.9 Edificio Trump World Tower	27
Fig.2.10 Taipei 101 con amortiguador bañado en oro	28
Fig. 2.11 TMD tipo traslación	28
Fig.2.12 TMD tipo Péndulo a) Sistema Real b) Sistema equivalente	29
Fig. 2.13 Péndulo Compuesto	30
Fig. 2.14 Sistema de un solo grado de libertad acoplado con un TMD	32
Fig. 2.15 Sistema de un solo grado de libertad acoplado con un TMD amortiguado	34
Fig. 2.16 Diagrama Cinético TMD	34
Fig. 2.17 Diagrama Cinético Estructura	35
Fig. 2.18 Gráfica de H_2 versus p	38
Fig. 2.19 Gráfica de H_2 versus p para fopt.	39
Fig. 2.20 Radio óptimo de frecuencia, f_{opt}	41
Fig. 2.21 Relaciones de frecuencia de entrada a la que la respuesta es independiente de amortiguación	41
Fig. 2.22 Razón de amortiguamiento	42
Fig. 2.23 Factor de máxima amplificación dinámica de la estructura	42
Fig. 2.24 Factor de máxima amplificación dinámica para el TMD	43
Fig. 2.25 Razón de máxima amplitud del TMD a máxima amplitud del sistema	43
Fig. 2.26 Curva respuesta para la amplitud de un sistema con un TMD óptimamente sintonizado	44
Fig. 2.27 Curva respuesta para la amplitud de un TMD óptimamente sintonizado	45
Fig. 2.28 Ratio de amortiguamiento equivalente para un TMD óptimamente sintonizado	46
Fig. 2.29 Sistema de un solo grado de libertad amortiguado acoplado con un TMD amortiguado	47
Fig. 2.30 Diagrama Cinético de la estructura	47
Fig. 2.31 Diagrama Cinético del TMD	48
Fig. 2.32 Razón optima de frecuencias sintonizadas para el TMD, f_{opt}	51
Fig. 2.33 Ratio de amortiguamiento óptimo para el TMD	51
Fig. 2.34 Factor de amplificación dinámica máxima para un sistema amortiguado de un solo grado de libertad	52
Fig. 2.35 Factor de amplificación dinámica máxima para un TMD	52

Fig. 2.36 Razón de máxima amplificación del TMD y el sistema amortiguado	53
Fig. 2.37 Razón de amortiguamiento para un TMD óptimamente sintonizado.....	53
Fig. 2.38 Sistema de 2 grados de libertad con un TMD.....	54

Cápítulo 3

Fig. 3.1 Masa de Reacción	60
Fig. 3.2 Sistema de rodamientos axiales	61
Fig. 3.3 Motor Trifásico de 1 HP	62
Fig. 3.4 Variador de Frecuencias	62
Fig. 3.5 Disco de Amplitudes	63
Fig. 3.6 Aplicaciones de acelerómetros usados para la toma de datos	63
Fig. 3.7 Ángulos de acero	64
Fig. 3.8 Plancha de acero.....	65
Fig. 3.9 Rodamientos.....	65
Fig. 3.10 Motor Trifásico	66
Fig. 3.11 Variador de frecuencias.....	66
Fig. 3.12 Aceite para Máquina	66
Fig. 3.13 Disco de amplitudes.....	67
Fig. 3.14 Cortadora y disco de corte.....	67
Fig. 3.15 Corte de los perfiles con la cortadora.....	68
Fig. 3.16 Cortes a 45° de los perfiles	68
Fig. 3.17 Estructura soldada y armada.....	68
Fig. 3.18 Engrase de los rodamientos y de la estructura	69
Fig. 3.19 Rodamientos en los rieles.....	69
Fig. 3.20 Estructuras que se acoplan a los rodamientos	70
Fig. 3.21 Estructura armada sobre el riel	70
Fig. 3.22 Plataforma armada con plancha de acero.....	70
Fig. 3.23 Brazo de palanca (biela).....	71
Fig. 3.24 Unión de la biela con la mesa vibratoria	71
Fig. 3.25 Disco con perforaciones cada 3 mm.....	72
Fig. 3.26 Conexión en triangulo.....	72
Fig. 3.27 Salida monofásica del variador de frecuencias	73
Fig. 3.28 Esquema conexión estrella	73
Fig. 3.29 Esquema conexión triángulo	73
Fig. 3.30 Armado de los apoyos de la plataforma.....	74
Fig. 3.31 Nivelación de la plataforma para alcanzar la horizontalidad adecuada.....	74
Fig. 3.32 Nivelación con nivel electrónico	74
Fig. 3.33 Arriostramiento con Prensas en "C" de 15"	75
Fig. 3.34 Mesa armada y terminada.....	75
Fig. 3.35 Mesa armada más estructura de ensayo	76

Cápítulo 4

Fig. 4.1 Grafica F opt vs M	88
Fig. 4.2 Perfiles de aluminio armados más plancha de acero	91
Fig. 4.3 Uniones empernadas.....	91
Fig. 4.4 Doble empernado para simular empotramiento	92
Fig. 4.5 Uniones Remachadas.....	92
Fig. 4.6 Armado del modelo a ensayar.....	93
Fig. 4.7 Empotramiento en la plataforma con perfiles de acero	93
Fig. 4.8 Empotramiento del modelo con pernos y perfiles de acero	94
Fig. 4.9 Modelo armado sobre mesa vibratoria final.....	94
Fig. 4.10 TMD a escala.....	95
Fig. 4.11 TMD armado con resortes en el modelo a escala	95

Cápítulo 5

Fig. 5.1 Acelerograma del terreno F=1.5 Hertz A=0.9 cm sin TMD	97
Fig. 5.2 Acelerograma de la estructura F=1.5 Hertz A=0.9 cm sin TMD.....	97
Fig. 5.3 Acelerograma del terreno F=1.5 Hertz A=0.9 cm con TMD.....	98
Fig. 5.4 Acelerograma de la estructura F=1.5 Hertz A=0.9 cm con TMD	98
Fig. 5.5 Acelerograma del terreno F=2.5 Hertz A=0.9 cm sin TMD	99
Fig. 5.6 Acelerograma de la estructura F=2.5 Hertz A=0.9 cm sin TMD.....	99
Fig. 5.7 Acelerograma del terreno F=2.5 Hertz A=0.9 cm con TMD.....	100
Fig. 5.8 Acelerograma de la estructura F=2.5 Hertz A=0.9 cm con TMD	100
Fig. 5.9 Acelerograma del terreno F=1.0 Hertz A=1.1 cm sin TMD	101
Fig. 5.10 Acelerograma de la estructura F=1.0 Hertz A=1.1 cm sin TMD.....	101
Fig. 5.11 Acelerograma del terreno F=1.0 Hertz A=1.1 cm con TMD.....	102
Fig. 5.12 Acelerograma de la estructura F=1.0 Hertz A=1.1 cm con TMD	102
Fig. 5.13 Acelerograma del terreno F=2.5 Hertz A=1.1 cm sin TMD	103
Fig. 5.14 Acelerograma de la estructura F=2.5 Hertz A=1.1 cm sin TMD.....	103
Fig. 5.15 Acelerograma del terreno F=2.5 Hertz A=1.1 cm con TMD.....	104
Fig. 5.16 Acelerograma de la estructura F=2.5 Hertz A=1.1 cm con TMD	104
Fig. 5.17 Acelerograma del terreno F=3.5 Hertz A=1.5 cm sin TMD	105
Fig. 5.18 Acelerograma de la estructura F=3.5 Hertz A=1.5 cm sin TMD.....	105
Fig. 5.19 Acelerograma del terreno F=3.5 Hertz A=1.5 cm con TMD.....	106
Fig. 5.20 Acelerograma de la estructura F=3.5 Hertz A=1.5 cm con TMD	106
Fig. 5.21 Acelerograma del terreno F=2.5 Hertz A=1.5 cm sin TMD	107
Fig. 5.22 Acelerograma de la estructura F=2.5 Hertz A=1.5 cm sin TMD.....	107
Fig. 5.23 Acelerograma del terreno F=2.5 Hertz A=1.5 cm con TMD.....	108
Fig. 5.24 Acelerograma de la estructura F=2.5 Hertz A=1.5 cm con TMD	108
Fig. 5.25 Acelerograma del terreno F=1.5 Hertz A=1.7 cm sin TMD	109
Fig. 5.26 Acelerograma de la estructura F=1.5 Hertz A=1.7 cm sin TMD.....	109
Fig. 5.27 Acelerograma del terreno F=1.5 Hertz A=1.7 cm con TMD.....	110
Fig. 5.28 Acelerograma de la estructura F=1.5 Hertz A=1.7 cm con TMD	110
Fig. 5.29 Acelerograma del terreno F=2.0 Hertz A=1.7 cm sin TMD	111



Fig. 5.30 Acelerograma de la estructura $F=2.0$ Hertz $A=1.7$ cm sin TMD	111
Fig. 5.31 Acelerograma del terreno $F=2.0$ Hertz $A=1.7$ cm con TMD	112
Fig. 5.32 Acelerograma de la estructura $F=2.0$ Hertz $A=1.7$ cm con TMD	112
Fig. 5.33 Acelerograma del terreno $F=1.5$ Hertz $A=0.9$ cm c/s TMD	113
Fig. 5.34 Acelerograma de la estructura $F=1.5$ Hertz $A=0.9$ cm sin TMD	113
Fig. 5.35 Acelerograma de la estructura $F=1.5$ Hertz $A=0.9$ cm sin TMD	114
Fig. 5.36 Acelerograma del terreno $F=3.0$ Hertz $A=0.9$ cm c/s TMD	114
Fig. 5.37 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=0.9$ cm sin TMD	114
Fig. 5.38 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=0.9$ cm con TMD	115
Fig. 5.39 Acelerograma del terreno $F=1.5$ Hertz $A=1.1$ cm c/s TMD	115
Fig. 5.40 Acelerograma de la estructura $F=1.5$ Hertz $A=1.1$ cm sin TMD	116
Fig. 5.41 Acelerograma de la estructura $F=1.5$ Hertz $A=1.1$ cm con TMD	116
Fig. 5.42 Acelerograma del terreno $F=3.0$ Hertz $A=1.1$ cm c/s TMD	116
Fig. 5.43 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=1.1$ cm sin TMD	117
Fig. 5.44 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=1.1$ cm con TMD	117
Fig. 5.45 Acelerograma del terreno $F=1.5$ Hertz $A=1.5$ cm c/s TMD	118
Fig. 5.46 Acelerograma de la estructura $F=1.5$ Hertz $A=1.5$ cm sin TMD	118
Fig. 5.47 Acelerograma de la estructura $F=1.5$ Hertz $A=1.5$ cm con TMD	118
Fig. 5.48 Acelerograma del terreno $F=3.0$ Hertz $A=1.5$ cm c/s TMD	119
Fig. 5.49 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=1.5$ cm sin TMD	119
Fig. 5.50 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=1.5$ cm con TMD	119
Fig. 5.51 Acelerograma del terreno $F=1.5$ Hertz $A=0.9$ cm sin TMD	120
Fig. 5.52 Acelerograma de la estructura $F=1.5$ Hertz $A=0.9$ cm sin TMD	120
Fig. 5.53 Acelerograma del terreno $F=1.5$ Hertz $A=0.9$ cm con TMD	121
Fig. 5.54 Acelerograma de la estructura $F=1.5$ Hertz $A=0.9$ cm con TMD	121
Fig. 5.55 Acelerograma del terreno $F=3.0$ Hertz $A=0.9$ cm sin TMD	121
Fig. 5.56 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=0.9$ cm sin TMD	122
Fig. 5.57 Acelerograma del terreno $F=3.0$ Hertz $A=0.9$ cm con TMD	122
Fig. 5.58 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=0.9$ cm con TMD	122
Fig. 5.59 Acelerograma del terreno $F=1.5$ Hertz $A=1.1$ cm sin TMD	123
Fig. 5.60 Acelerograma de la estructura $F=1.5$ Hertz $A=1.1$ cm sin TMD	123
Fig. 5.61 Acelerograma del terreno $F=1.5$ Hertz $A=1.1$ cm con TMD	124
Fig. 5.62 Acelerograma de la estructura $F=1.5$ Hertz $A=1.1$ cm con TMD	124
Fig. 5.63 Acelerograma del terreno $F=3.0$ Hertz $A=1.1$ cm sin TMD	124
Fig. 5.64 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=1.1$ cm sin TMD	125
Fig. 5.65 Acelerograma del terreno $F=3.0$ Hertz $A=1.1$ cm con TMD	125
Fig. 5.66 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=1.1$ cm con TMD	125
Fig. 5.67 Acelerograma del terreno $F=1.5$ Hertz $A=1.5$ cm sin TMD	126
Fig. 5.68 Acelerograma de la estructura $F=1.5$ Hertz $A=1.5$ cm sin TMD	126
Fig. 5.69 Acelerograma del terreno $F=1.5$ Hertz $A=1.5$ cm con TMD	127
Fig. 5.70 Acelerograma de la estructura $F=1.5$ Hertz $A=1.5$ cm con TMD	127
Fig. 5.71 Acelerograma del terreno $F=3.0$ Hertz $A=1.5$ cm sin TMD	127
Fig. 5.72 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=1.5$ cm sin TMD	128
Fig. 5.73 Acelerograma del terreno $F=3.0$ Hertz $A=1.5$ cm con TMD	128
Fig. 5.74 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=1.5$ cm con TMD	128

Fig. 5.75 Acelerograma del terreno $F=1.5$ Hertz $A=1.7$ cm sin TMD	129
Fig. 5.76 Acelerograma de la estructura $F=1.5$ Hertz $A=1.7$ cm sin TMD	129
Fig. 5.77 Acelerograma del terreno $F=1.5$ Hertz $A=1.7$ cm con TMD	130
Fig. 5.78 Acelerograma de la estructura $F=1.5$ Hertz $A=1.7$ cm con TMD	130
Fig. 5.79 Acelerograma del terreno $F=3.0$ Hertz $A=1.7$ cm sin TMD	130
Fig. 5.80 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=1.7$ cm sin TMD	131
Fig. 5.81 Acelerograma del terreno $F=3.0$ Hertz $A=1.7$ cm con TMD	131
Fig. 5.82 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=1.7$ cm con TMD	132

C  pulo 6

Fig. 6.1 Estructura emperrada $A=0.9$ cm Aceleraciones máximas	135
Fig. 6.2 Estructura emperrada $A=1.1$ cm Aceleraciones máximas	136
Fig. 6.3 Estructura emperrada $A=1.5$ cm Aceleraciones máximas	136
Fig. 6.4 Estructura emperrada $A=1.7$ cm Aceleraciones máximas	137
Fig. 6.5 Estructura remachada $A=0.9$ cm Aceleraciones máximas	138
Fig. 6.6 Estructura remachada $A=1.1$ cm Aceleraciones máximas	139
Fig. 6.7 Estructura remachada $A=1.5$ cm Aceleraciones máximas	139
Fig. 6.8 Estructura remachada $A=1.7$ cm Aceleraciones máximas	140
Fig. 6.9 Estructura remachada $A=0.9$ cm Aceleraciones máximas	141
Fig. 6.10 Estructura remachada $A=1.1$ cm Aceleraciones máximas	141
Fig. 6.11 Estructura remachada $A=1.5$ cm Aceleraciones máximas	142
Fig. 6.12 Estructura remachada $A=1.7$ cm Aceleraciones máximas	143
Fig. 6.13 Sección del perfil de aluminio	143
Fig. 6.14 Esquematzizaci��n de un pórtico con los apoyos empotrados	144
Fig. 6.15 Esquema de un pórtico con apoyo articulado	145
Fig. 6.16 Modelo a escala	146
Fig. 6.17 Cálculo de la matriz de masa, rigidez, periodos y frecuencias de la estructura emperrada	148
Fig. 6.18 Modos de vibración de la estructura emperrada	148
Fig. 6.19 Respuesta de la estructura con uniones emperradas en términos de desplazamientos relativos debido a sismo artificial (MATLAB)	149
Fig. 6.20 Aceleraciones relativas presentes en cada nivel de la estructura con uniones emperradas debido al sismo artificial (MATLAB)	149
Fig. 6.21 Aceleración absoluta del tercer nivel de la estructura con uniones emperradas (MATLAB)	150
Fig. 6.22 Aceleración absoluta del tercer nivel, datos recolectados a partir de los acelerómetros colocados en el último nivel en el modelo físico de la estructura con uniones emperradas. .	150
Fig. 6.23 Cálculo de la matriz de masa, rigidez, periodos y frecuencias de la estructura remachada	151
Fig. 6.24 Modos de vibración de la estructura con uniones remachadas	152
Fig. 6.25 Respuesta de la estructura con uniones remachadas en términos de desplazamientos relativos debido al sismo artificial (MATLAB)	152
Fig. 6.26 Aceleraciones relativas presentes en cada nivel de la estructura remachada debido al sismo artificial (MATLAB)	153

Fig. 6.27 Aceleración absoluta del tercer nivel de la estructura con uniones remachadas (MATLAB)	153
Fig. 6.28 Aceleración absoluta del tercer nivel, datos recolectados a partir de los acelerómetros colocados en el último nivel en el modelo físico.	154
Fig. 6.29 Planta típica de la edificación de 6 niveles	155
Fig. 6.30 Elevación de la estructura de 6 pisos	156
Fig. 6.31 Cálculo de f_{opt}	158
Fig. 6.32 Cálculo de $\xi_d _{opt}$ para el TMD	159
Fig. 6.33 Modelo de 6 niveles con TMD dibujado en ETABS	160
Fig. 6.34 Acelerograma perteneciente al Sismo de Chile en Maule en el año 2010	161
Fig. 6.35 Desplazamientos relativos máximos de la estructura con y sin TMD debido al sismo de Chile del 2010	161
Fig. 6.36 Función tiempo-historia de desplazamientos relativos en el sexto nivel de la estructura con y sin TMD debido al sismo de Chile del 2010	162
Fig. 6.37 Acelerograma perteneciente al Sismo de California El Centro en 1940	162
Fig. 6.38 desplazamientos relativos máximos de la estructura con y sin TMD debido al sismo de El centro de 1940	163
Fig. 6.39 Función tiempo-historia de desplazamientos relativos en el sexto nivel de la estructura con y sin TMD debido al sismo de El centro de 1940	164
Fig. 6.40 Acelerograma perteneciente al Sismo de Chile en Tocopilla en el 2007	165
Fig. 6.41 Desplazamientos relativos máximos de la estructura con y sin TMD debido al sismo de Chile en Tocopilla del 2007	165
Fig. 6.42 Función tiempo-historia de desplazamientos relativos en el sexto nivel de la estructura con y sin TMD debido al sismo de El centro de 1940	166
Fig. 6.43 Acelerograma perteneciente al Sismo de Chile en Tarapaca en el 2005	167
Fig. 6.44 Desplazamientos relativos máximos de la estructura con y sin TMD debido al sismo de Chile en Tarapaca del 2005	167
Fig. 6.45 Función tiempo-historia de desplazamientos relativos en el sexto nivel de la estructura con y sin TMD debido al sismo de Tarapacá 2005	168

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1.Introducción

Un sismo, temblor o terremoto es un movimiento fuerte del suelo, ya sea en sentido oscilatorio o vibratorio, cuya intensidad varía de acuerdo a la liberación instantánea de energía que se encuentra acumulada en alguna parte de la corteza terrestre. A su vez estos fenómenos causan cuantiosas pérdidas económicas y humanas por el efecto que estos producen en las edificaciones, debido que hasta el momento es casi imposible suprimir al 100% el efecto destructivo de estos. Es por ello que desde tiempos inmemorables se buscó mitigar el efecto destructivo natural de los sismos.

Hablamos de mitigación considerando que es un esfuerzo por reducir la pérdida de vida y propiedad reduciendo el impacto del sismo mas no eliminándolo. A raíz de esto diversos científicos interesados en el tema diseñan, originan, crean, diversos dispositivos que puedan mitigar el efecto destructivo de un sismo, y es así como nacen los aisladores, amortiguadores, y el TMD que viene a ser un tipo de amortiguador.

1.2.Problemática

Fenómenos naturales impredecibles y catastróficos como los terremotos, siempre están presentes a una muy baja escala, pero en ocasiones aumentan a niveles destructivos, tanto para las estructuras y equipos como para la vida humana. Es por esto que a lo largo del tiempo se han ido desarrollando diversas soluciones que puedan mitigar el efecto destructivo de los diversos

movimientos telúricos y más aún para poder proteger la vida de las personas que habitan estas estructuras, y así poder reducir la aceleración y la deformación del edificio, las cuales llegan a producir pánico en las personas

1.3. Justificación

Actualmente en nuestro medio nos encontramos con diseños estructurales que no incurren en el uso de amortiguadores y aisladores sísmicos debido a conocimientos insuficientes y poca investigación en el rubro de la ingeniería antisísmica, lo que nosotros tratamos mediante esta investigación es brindar un soporte que garantice y dé confianza que la utilización de disipadores de energía constituyen una alternativa económica y segura

Con este trabajo de grado se pretende continuar una línea de investigación teórico-experimental, en las áreas de la ingeniería dinámica, ingeniería sísmica y control estructural, las cuales hacen parte de la misión de investigación de la universidad Católica Santa María

1.4. Objetivos

1.4.1. *Objetivo general*

Dar solución a diferentes necesidades de la comunidad mediante el modelamiento de una estructura con amortiguadores de masa concentrada (TMD) de tal forma que sea posible entender su comportamiento de mejor manera con el modelo escalado a presentar y que éste sea aplicable por los ingenieros proyectistas a la hora del diseño estructural.

1.4.2. *Objetivo específico*

De acuerdo al diseño, modelamiento y simulación de la mesa sísmica, se plantean los siguientes objetivos específicos:

- Diseñar la estructura de la plataforma sísmica para desplazar una carga máxima neta de 50 kg (mesa y una estructura de prueba).
- Modelar físicamente el sistema de amortiguadores de masa concentrada que será ensayada junto con el modelo a escala de una **estructura académica**.
- El modelo a presentar obedecerá los estudios e investigación realizada durante el desarrollo de este proyecto el mismo que nos permitirá entender de mejor manera el comportamiento sísmico.

1.5. Metodología

Para la presente tesis de investigación, se estudió inicialmente los conceptos básicos para la comprensión de este complejo fenómeno (movimientos telúricos) y su interacción con la estructura (como la afecta), requiriendo posteriormente estudios profundos sobre las diversas formas de mitigar sismos severos (como amortiguadores, aisladores, etc.), y eligiendo a la vez al tuned mass damper (amortiguador de masa concentrada) como posible solución a los perjuicios que un terremoto genera, como pérdidas económicas (al producirse daños en la infraestructura de las edificaciones y al equipamiento importante que éstas albergan) y además velando por encima de todo, por la seguridad de las personas, preparándonos así para hacer una correcta interpretación de datos que se obtendrán de diferentes pruebas que se realizarán en una mesa vibratoria en interacción con un modelo provisto de un amortiguador de masa concentrada a escala.

Para poder realizar dichos ensayos fue necesario la construcción de una mesa vibratoria de medidas 70 cm x 70 cm, que se encargó de representar excitaciones armónicas uniaxiales, la cual es puesta en funcionamiento y sometida a movimiento con la energía mecánica de un motor trifásico de 1 HP, controlando las revoluciones de este con un variador de frecuencias.

También se construyó dos modelos de edificios académicos a escala (tres niveles), a base de perfiles de aluminio y planchas de acero. Los perfiles de aluminio se utilizaron para la representación de columnas y vigas, puesto que a la vez que este material es lo suficientemente rígido para mantenerse en pie cuando no es sometido a algún movimiento, también es lo suficientemente flexible como para poder notar a simple vista la deflexiones producidas por el movimiento generado por la mesa sísmica, y así poder realizar mediciones mucho más sencillas, que si se tuviese una columna escalada en concreto. En el caso de la plancha de acero; este cumple la función de un losa, ya que en este elemento es necesario tener un material que pueda cumplir la función de diafragma rígido y que concentre un gran porcentaje de la masa de la edificación, para así poder representar un edificio de cortante (edificios con masas concentradas a nivel del entrepiso). Uno de estos prototipos fue equipado con una pequeña masa concentrada en el último piso, arriostrada con resortes, que simulara al TMD real. Cabe destacar que para todo esto se tuvo que realizar un análisis dimensional de por medio, para que luego, los prototipos sean sometidos a las excitaciones armónicas uniaxiales producidas por la mesa vibratoria. Se pueda realizar una correcta interpretación de los datos obtenidos de los ensayos con la ayuda del análisis dimensional.

Una vez obtenida toda esta base de datos y resultados de los ensayos, se procedió a analizar y comparar los dos prototipos ensayados, para así poder estimar valores a diversos casos de la vida real. **Cabe resaltar que el prototipo a escalar, es un modelo a escala de un edificio académico de 3 niveles.**

CAPÍTULO 2: AMORTIGUADORES DE MASA CONCENTRADA (TMD)

2.1.Introducción

El incremento en la demanda en la construcción de edificios grandes y flexibles que tiene relativamente pocas propiedades de amortiguamiento ha atraído la atención a encontrar eficientes y económicas formas para reducir el movimiento estructural (debido a terremotos y viento). Varios sistemas han sido propuestos para incrementar la resistencia estructural contra cargas laterales. A continuación se presenta un resumen de los sistemas más comunes de protección ante este tipo de cargas.

2.2.Sistemas de Protección Sísmica

Tres categorías de sistemas de protección sísmica han sido implementados, como se muestra en la tabla 2.1 (Christopoulos and Filiatrault 2006).

SISTEMA CONVENCIONAL	SISTEMA DE AISLAMIENTO	SISTEMAS DE AMORTIGUAMIENTO ADICIONAL	
		AMORTIGUADORES PASIVOS	AMORTIGUADORES ACTIVOS
❖ Rótulas plásticas	❖ Elastoméricos ❖ Gomas de alto amortiguamiento ❖ Metálicos ❖ Péndulo de fricción	❖ Metálicos ❖ Fricción ❖ Visco elásticos ❖ Viscosos ❖ Sintonizador de masas ❖ Sintonizador-líquidos	❖ Sintonizadores de masas ❖ Sintonizador-líquidos ❖ Amortiguamiento variable ❖ Rigidez variable ❖ Reológicos ❖ Piezoeléctrico

Tabla 2.1 Clasificación de los sistemas de protección sísmica

2.2.1. *Sistemas convencionales*

Estos sistemas son basados en conceptos tradicionales y usa histéresis inelástica estable para disipar energía.

2.2.2. *Sistemas de aislamiento*

Sistemas de aislamiento son usualmente empleados entre la cimentación y los elementos en la base del edificio, y entre la plataforma y los pilares del puente. Estos sistemas son diseñados para tener una menor rigidez en comparación con la estructura principal para que de esta manera absorban una mayor cantidad de la energía sísmica. Un sistema de amortiguamiento suplementario puede ser implementado al sistema de aislamiento para conseguir una reducción de los desplazamientos de la estructura como un todo.

2.2.3. *Sistema de amortiguamiento adicional*

Los sistemas suplementarios de amortiguamiento pueden ser clasificados en tres grupos:

- Pasivos
- Activos
- Semi-activos

Estos amortiguadores son activados por el movimiento de la estructura y disminuyen los desplazamientos estructurales mediante la disipación de la energía, usando diferentes tipos de mecanismos.

2.2.3.1 *Sistemas Activos*

Los sistemas activos monitorean el comportamiento estructural, y después de procesar la información, en un periodo corto de tiempo, generan un conjunto de fuerzas para modificar el estado actual de la estructura. Generalmente, un sistema de control activo está basado en 3 componentes:

- Un sistema de monitoreo que es capaz de percibir el estado de la estructura y almacenar la información usando un sistema de adquisición de datos electrónico.
- Un sistema de control que decide la fuerzas de reacción a ser aplicadas en la estructura basada en los datos de salida del sistema de monitoreo.
- Un sistema de accionamiento que aplica la fuerza física a la estructura.

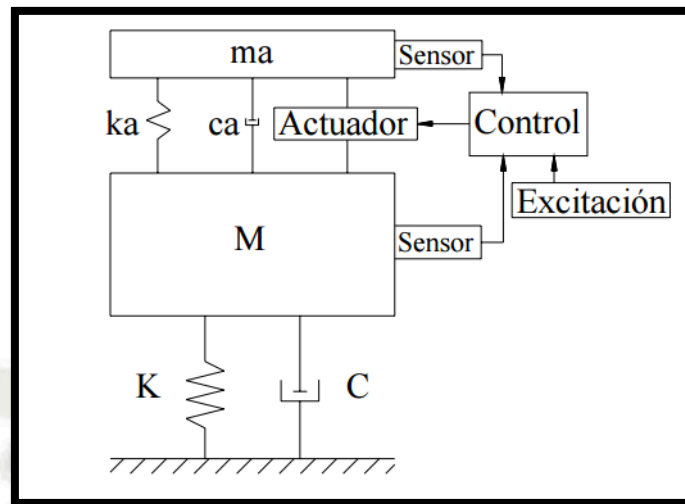


Fig. 2.1 Esquema de un amortiguador con sistema Activo

Para lograr todo esto, un sistema de control activo necesita una fuente continua de energía externa. La pérdida de esta que puede suscitarse durante un evento catastrófico puede conllevar a que el sistema sea ineficiente.

2.2.3.2 Sistema semi-activo

Los sistemas semi-activos son parecidos a los sistemas activos excepto que comparados a los activos ellos necesitan un menor monto de energía externa. En vez de ejercer fuerzas adicionales al sistema estructural, los sistemas semi-activos controlan la vibración mediante la modificación de las propiedades estructurales de la edificación (por ejemplo la modificación del amortiguamiento mediante el control de la geometría de orificios en un amortiguador de fluidos). La necesidad de fuentes externas de energía ha limitado también la aplicación de sistemas semi-activos.

2.2.3.3 Mecanismos pasivos

Los sistemas pasivos disipan parte de la energía sísmica estructural sin la necesidad de alguna fuente de energía externa. Las propiedades son continuas durante el movimiento sísmico de la estructura y no pueden ser modificadas. Ha sido demostrado que los sistemas de control pasivo trabajan eficientemente, son robustos y efectivos en comparación con su costo (rentables). Como tal, ellos son usados ampliamente en estructuras de ingeniería civil. Las principales categorías de los sistemas de disipación de energía pasiva pueden ser mostrados en la tabla 2.2

Activados mediante desplazamiento	Activados mediante velocidad	Activados mediante movimiento
❖ Amortiguadores metálicos ❖ Amortiguadores de fricción ❖ Amortiguadores visco elásticos	❖ Amortiguadores viscosos	❖ Amortiguadores de masa concentrada ❖ Amortiguador de líquidos sintonizados

Tabla 2.2 Categoría de los sistemas de disipación de energía pasiva

Activados mediante desplazamiento: Estos dispositivos absorben la energía a través de los desplazamientos relativos entre los puntos a los que estos están conectados en la estructura. Su comportamiento es usualmente independiente de la frecuencia del movimiento y se encuentra en fase con la máxima fuerza interna generada al final de cada ciclo de vibración correspondiendo al pico de deformación de la estructura. Amortiguadores metálicos, amortiguadores de fricción, y amortiguadores visco elásticos son los principales dispositivos dentro de este grupo.

Activados mediante velocidad: Estos dispositivos absorben la energía a través de la velocidad relativa entre sus puntos de conexión. El comportamiento de estos dispositivos es usualmente dependiente de la frecuencia del movimiento y del desfase con la máxima fuerza interna generada al final de cada ciclo de vibración, correspondiente al pico de deformación de la estructura. Esto conlleva al uso de fuerzas de diseño menores para los miembros y la cimentación de la estructura. Los amortiguadores viscosos y visco elásticos son los ejemplos típicos de esta categoría.

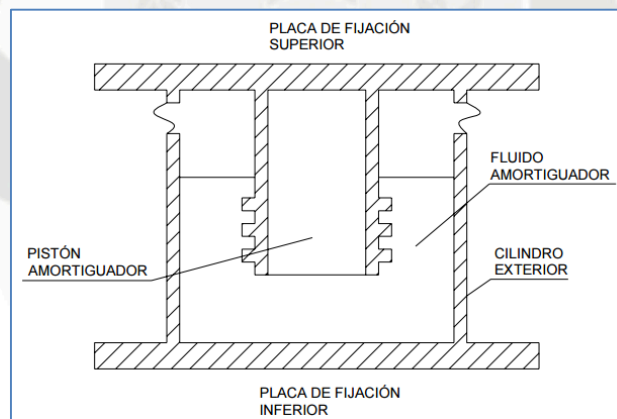


Fig. 2.2 Esquema de amortiguador viscoso tipo GERB (Soong y Dargush,1997)

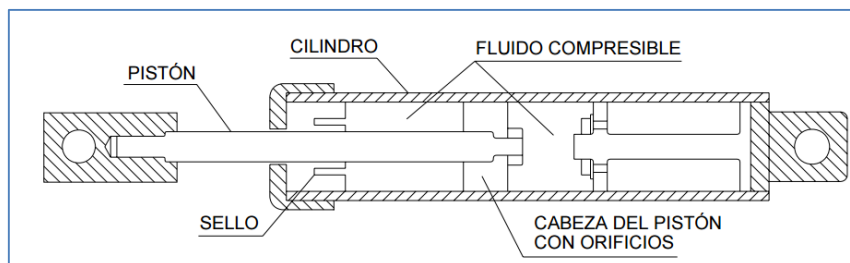


Fig. 2.3 Esquema de amortiguador viscoso

Amortiguadores activados por movimiento: Son dispositivos secundarios que absorben la energía estructural a través de su movimiento. Ellos son sintonizados para resonar con la estructura principal, pero, fuera de fase. Estos amortiguadores absorben la energía introducida a la estructura y la disipa mediante la introducción de fuerza extra a la estructura; por lo tanto, ello deja que la estructura experimente menores cantidades de energía. Los amortiguadores de masa concentrada (AMC) y los amortiguadores de líquido sintonizado (TLDs) son ejemplos de esta categoría de amortiguadores.

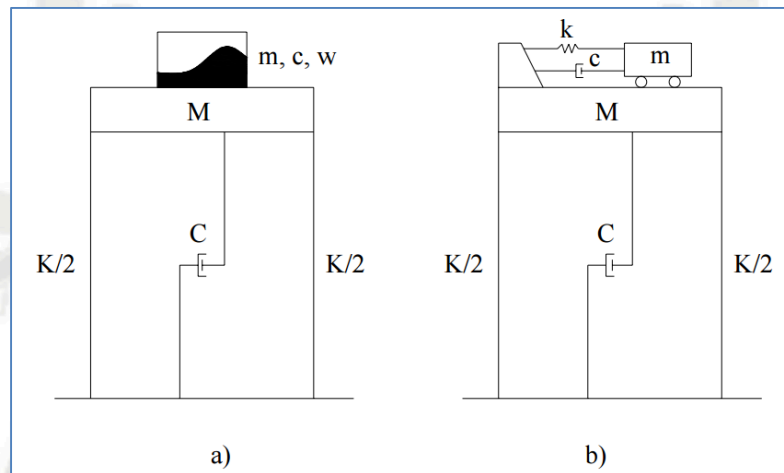


Fig. 2.4 Esquema de amortiguadores activados por movimiento. a) Amortiguador de líquido sintonizado
b) Amortiguador de masa concentrada

2.3. Amortiguadores de masa concentrada (TMD)

Amortiguador de masa concentradas (Tuned mass dampers) o absorbentes de vibración son sistemas relativamente pequeños de masa-resorte-amortiguador que son calibrados para estar en resonancia con un modo de vibración particular de la estructura en la cual estos son instalados. Estos sistemas son usualmente instalados en el techo de los edificios, ha sido probado efectivamente en reducir vibraciones inducidas por el viento en edificios altos y la vibración producida por la actividad de los ocupantes. Y también han sido considerados para proteger los edificios de la actividad sísmica el cual es el tema que se tratara en esta tesis.

Los amortiguadores de masa concentrada, fueron sugeridos por Frahm (1909), representan una atractiva alternativa para proteger estructuras de ingeniería civil contra perturbaciones dinámicas externas. Este sistemas es capaz de reducir significativamente la respuesta dinámica de una estructura, y más aún su construcción es simple. En su forma más simple, el amortiguador de masa concentrada solo necesita el ensamblaje de una masa, un resorte, y un amortiguador viscoso a un punto dado de la estructura, sin la necesidad de una fuente de una fuerza externa o un software sofisticado.

2.4. Historia de los amortiguadores de masa concentrada

El concepto de amortiguadores de masa concentrada (TMD) fue sugerido por Frahm en 1909 (Housner et al. 1997) y fueron usados principalmente para reducir la vibración vertical de los barcos. La teoría detallada y los principios de trabajo de los Amortiguadores de masa concentrada sin amortiguamientos y amortiguados para controlar los desplazamientos de estructuras de un solo grado de libertad sin amortiguamiento sujetas a fuerzas armónicas fueron descritas por Den Hartog en su monografía en 1956. El desarrollo de fórmulas simples para una selección apropiada de los parámetros óptimos de un TMD. McNamara demostró que los TMDs son efectivos en la reducción de la respuesta estructural inducida por el viento (1977).

Warburton derivó expresiones de forma-cerrada para los parámetros óptimos de amortiguamiento en sistemas principales de un solo grado de libertad sin amortiguamiento para fuerzas de excitación armónica, aleatorias de ruido blanco y aceleraciones en la base con la finalidad de minimizar varios parámetros de respuesta (1982). Usando un procedimiento de búsqueda numérica, Tsai y Lin (1993) obtuvieron los parámetros óptimos para TMDs para la reducción de la respuesta de estado de equilibrio de sistemas amortiguados sujetos a la excitación del soporte. Sadek et al. (1997) determinaron los parámetros óptimos para los TMDs que resultaron en la reducción de la respuesta sísmica de las estructuras.

Algunos TMDs han sido instalados en edificios altos, puentes, torres, chimeneas de humo para el control de la respuesta contra cargas externas. Tal parece que la primera estructura en la cual se ha instalado un TMD fue la Torre Centerpoint en Sydney. Citicorp Center, en New York y la Torre John Hancock, en Boston son dos edificios equipados con TMDs en Estados Unidos.

2.5. Estructuras construidas con amortiguadores de masa concentrada

2.5.1. Torre John Hancock, Boston:

Dos amortiguadores de masa concentrada de 300 T fueron adicionados a la estructura (en el piso 58avo) para prevenir la disconformidad de los ocupantes. Cada TMD consistía en una caja de acero de 5.2m x 5.2m y un metro de profundidad lleno de plomo que se traslada en un plato de acero de 9m de largo. El peso de plomo, se encuentra lateralmente restringido por resortes rígidos anclados a las columnas interiores del edificio y es controlado por cilindros servo-hidráulico, se desliza hacia adelante y hacia atrás en un cojinete hidrostático que consiste de una delgada capa de aceite forzado a pasar a través de huecos en el plato de acero. Una vez que la aceleración excede los 3 mili-g (0.003g) en dos ciclos consecutivos, el sistema se activa automáticamente.

Ellos fueron sintonizados a un periodo de vibración de aproximadamente 7.5s. La masa total para el movimiento de este a oeste representa el 1.4% de la masa generalizada del primer modo de vibración del edificio. Mientras que la masa para el movimiento torsional representa el 2.1% de la inercia torsional generalizada del edificio.

Los TMDs de la torre John Hancock son usados para asegurar la comodidad de los ocupantes. El amortiguamiento efectivo se incrementó de 1% a 4% y el movimiento se redujo en un 50%.

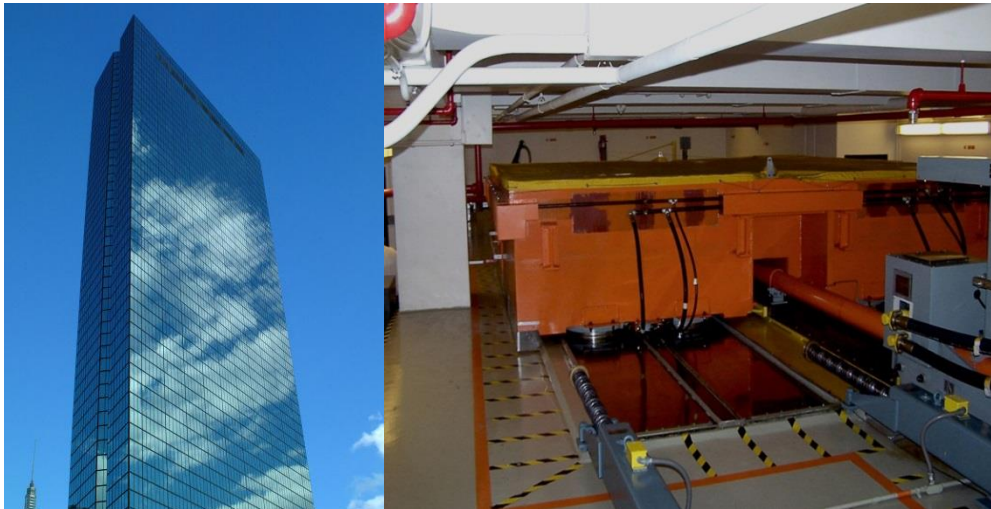


Fig. 2.5 Torre John Hancock de Boston con su respectivo Amortiguador de masa concentrada

2.5.2. Torre Citicorp, New York:

El edificio tiene un periodo de 6.5s con un amortiguamiento inherente de 1% a lo largo de sus ejes. El TMD se encuentra localizado en el 63avo piso y tiene una masa de 400 toneladas, que representa alrededor del 2% de la masa modal del primer modo de vibración (0.6 a 0.7% de la masa total del edificio). Es resonante biaxialmente con un periodo de operación variable de 6.23s $\pm$ 20%, amortiguamiento lineal ajustable de 8% a 14% y un pico de desplazamiento relativo de $\pm$ 1.4m. El amortiguamiento de la estructura se incrementó en un 4%, y por lo tanto la amplitud del vaivén disminuyó en un 50%. El amortiguador es activado una vez que la aceleración excede 3 mili-g para dos ciclos consecutivos y se apagará automáticamente cuando la aceleración sea menor que 0.75 mili-g en cada uno de los ejes por un intervalo de alrededor de 30min.

El TMD consiste de un bloque de concreto de 400 T que se desliza en una delgada capa de aceite. La rigidez estructural para el TMD es añadida gracias a resortes pseudo neumáticos sintonizados la frecuencia del edificio.

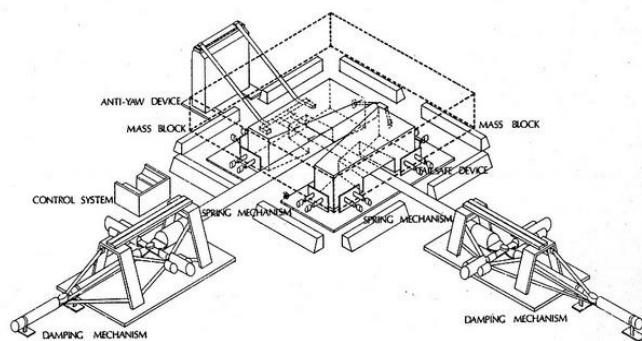


Fig. 2.6 Torre Citicorp en New York con un esquema de su TMD biaxial

2.5.3. Chiba Port Tower

Es una estructura de 125m de alto, pesando 1950 T. Los periodos de su primer y segundo modo de vibración son 2.25s y 0.51s respectivamente para la dirección X y 2.7s y 0.57s para la dirección Y. El amortiguamiento para el modo fundamental se estima como 0.5%. El propósito del TMD (el cual fue el primero en instalarse en un edificio en Japón) es incrementar el amortiguamiento para el primer modo de vibración en ambas direcciones X y Y.

El amortiguador tiene: una razón de masas con respecto al peso efectivo del primer modo de vibración del edificio (1200 T) de 1/120 (10 T) en la dirección X y 1/80 (15.4) en la dirección Y; sus periodos en las direcciones X y Y son 2.24s y 2.72s respectivamente; una razón de amortiguamiento del 15%. El máximo desplazamiento relativo del TMD es +/- 1m, y reducciones de alrededor del 30%-40% en los desplazamientos en el último piso y se espera una reducción del 30% en los picos de los momentos flectores.

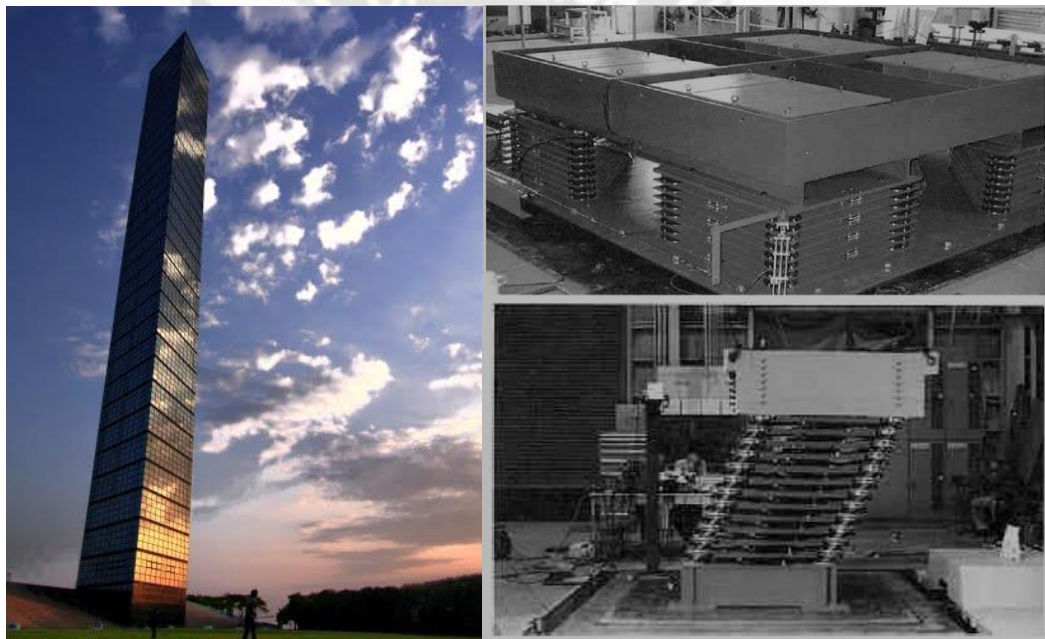


Fig. 2.7 Edificio Chiba port tower acompañado de imágenes de su respectivo amortiguador

2.5.4. Torre de Cristal, Japón

La torre tiene 157 m de alto y pesa 44000 T. Su periodo fundamental es 4s en la dirección N-S y 3s en la dirección E-O. Seis de los nueve enfriadores de aire (alrededor de 90 T cada uno) cuelgan de las vigas de la azotea y son usados como masa de péndulos. Cuatro tanques tienen una longitud de péndulo de 4m y se mueven en la dirección N-S; los otros dos tienen una longitud de péndulo de alrededor 3m, y se mueven en la dirección E-O. Amortiguadores de aceite son conectados a los péndulos con la finalidad de disipar la energía.



Fig. 2.8 Torre de Cristal de Japón

2.5.5. *Trump World tower, New York*

Un amortiguador de masa concentrada de 600 T fue colocado en el cuarto de máquinas del en el 90avo piso del edificio Trump Tower en la ciudad de New York. El TMD provee una mejora del confort de los ocupantes. Mediante la reducción del movimiento causado por los vientos. El edificio es rectangular en planta y casi el doble de largo que su ancho. La dirección principal de la respuesta fue a través de la cara estrecha. La respuesta al viento fue acentuada debido a su ratio de esbeltez, el cual es casi 11.



Fig.2.9 Edificio Trump World Tower

2.5.6. *Taipei 101*

El primer modo de vibración del edificio de 508m es de 7 segundos. Los marcos de acero tienen un amortiguamiento inherente cercano al 1% del amortiguamiento crítico. Las aceleraciones laterales calculada (causada por vientos de diseño de 150 mph) no fueron aceptables; debido a esto es que se recurrió a la instalación de un amortiguador de masa concentrada de 730 T. El TMD del edificio es el más largo del mundo y es también el primero construido como un

elemento arquitectónico y visual del edificio. La bola de 730 T la cual representa el 0.26% de la masa del edificio y es suspendida como péndulo, se encuentra rodeada de amortiguadores telescópicos. El amortiguador de masa concentrada disminuye el pico de aceleración en el último piso ocupado de 7.0 mili-g a 5.0 mili-g



Fig.2.10 Taipei 101 con amortiguador bañado en oro

2.6.TMD de Tipo Traslación

En este tipo de amortiguador de masas concentradas, la masa descansa en cojinetes que funcionan a modo de rodamientos y permiten que esta se pueda trasladar lateralmente con movimiento relativo respecto al piso. Los resortes y los amortiguadores son insertados entre la masa y el elemento de soporte vertical adyacente, el cual transmite la fuerza lateral “desfasada” al nivel de piso y este al marco estructural. Los amortiguadores de traslación bidireccional, son configurados con amortiguadores y resortes en dos direcciones ortogonales y proveen la capacidad para controlar el desplazamiento estructural en dos de sus planos ortogonales.

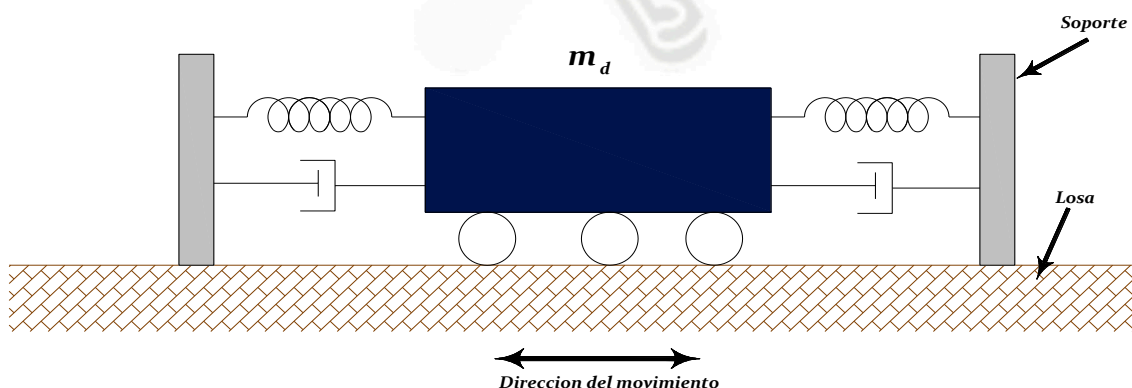


Fig. 2.11 TMD tipo traslación

2.7.TMD De Tipo Péndulo

El problema asociado con los grandes desplazamientos que se pueden producir en el TMD del tipo traslación pueden ser solucionados mediante el uso de este sistema de amortiguador de masa concentrada, que simplemente consta de una masa soportada a través de un cable y este a su vez se encuentra conectado al techo de uno de los pisos del edificio. En la Figura 2.12(a) podemos ver una representación esquemática de este tipo de amortiguador. El funcionamiento de este tipo de TMD es sencillo, el movimiento del piso produce la excitación del péndulo, generando un movimiento relativo del péndulo que a su vez produce una fuerza horizontal que se opone al movimiento del piso. Esta acción puede ser representada por un sistema equivalente de un solo grado de libertad (SDOF) fijado al techo, como indica a figura 2.12 (b).

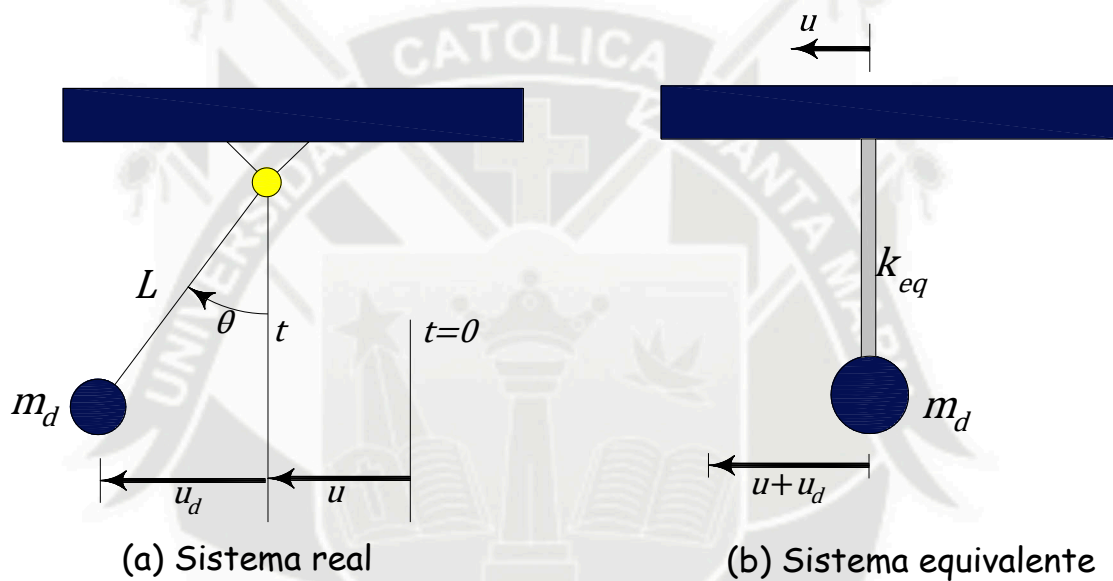


Fig.2.12 TMD tipo Péndulo a) Sistema Real b) Sistema equivalente

La ecuación de movimiento para la dirección horizontal es:

$$T \sin \theta + \frac{W_d}{g} (\ddot{u} + \ddot{u}_d) = 0 \quad (2.1)$$

Dónde:

T tensión en el cable.

Para un θ pequeño se puede realizar la siguiente aproximación:

$$\begin{aligned} u_d &= L \sin \theta \approx L\theta \\ T &\approx W_d \end{aligned} \quad (2.2)$$

Ahora podemos introducir estas aproximaciones en la ecuación (2.1) quedándonos de la siguiente forma:

$$m_d \ddot{u}_d + \frac{W_d}{L} u_d = -m_d \ddot{u} \quad (2.3)$$

De acuerdo a la ecuación (4.23) podemos hallar una rigidez de resorte equivalente:

$$k_{eq} = \frac{W_d}{L} \quad (2.4)$$

Y a partir de la rigidez equivalente (K_{eq}) obtenida podemos hallar las características de este sistema como son La frecuencia natural del péndulo y su periodo respectivo:

$$\omega_d^2 = \frac{k_{eq}}{m_d} = \frac{g}{L} \quad (2.5)$$

$$T_d = 2\pi \sqrt{\frac{L}{g}} \quad (2.6)$$

El amortiguador de masas concentradas tipo péndulo simple tiene una seria limitación en cuanto a concepto. Desde que el periodo depende de la longitud L , la longitud requerida para largos T_d puede ser más grande que la altura de un piso típico. Por ejemplo, en el caso que se presente una estructura para la cual se necesite un $T_d = 5$ s, la longitud requerida es de 6.2 metros, mientras la altura típica de un piso esta entre 4 a 5 metro. Este problema puede ser resuelto recurriendo al esquema ilustrado en la figura 2.13. El interior rígido de la unión magnifica el movimiento del soporte para el péndulo y resulta en la siguiente ecuación de equilibrio:

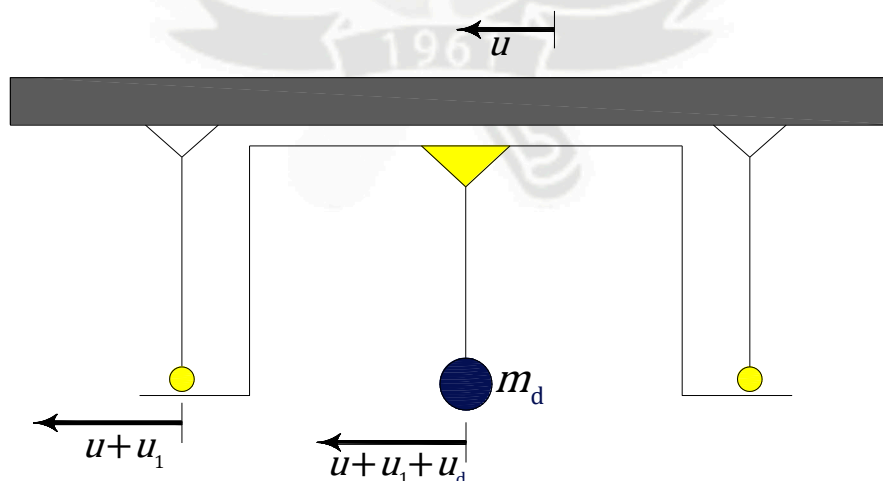


Fig. 2.13 Péndulo Compuesto

$$m_d(\ddot{u} + \ddot{u}_1 + \ddot{u}_d) + \frac{W_d}{L}u_d = 0 \quad (2.7)$$

La unión rígida se mueve en fase con el amortiguador y tiene la misma amplitud de desplazamiento. Luego, tomando $u_1 = u_d$ en la Eq.(4.27) resulta:

$$m_d\ddot{u}_d + \frac{W_d}{2L}u_d = -\frac{m_d}{2}\ddot{u} \quad (2.8)$$

La rigidez equivalente es $\frac{W_d}{2L}$, y esto nos conlleva a que la longitud efectiva es igual a $2L$. Cada unión rígida adicional aumenta la longitud efectiva en L . Un ejemplo de un amortiguador tipo péndulo es descrito a continuación.

2.8. Teoría del TMD para Sistemas de Un Grado de Libertad

A continuación, varios casos que van desde las condiciones de sin amortiguamiento hasta totalmente amortiguados son analizados y diseñados, presentando el procedimiento que se debe seguir:

2.8.1. Diseño de un TMD para un Sistema de Un Grado de Libertad no amortiguado.

2.8.1.1. Estructura principal sin amortiguamiento: TMD sin amortiguamiento

La figura 2.14 muestra el esquema de un sistema SDOF teniendo una masa m y una rigidez k , sujeto a fuerzas externas y movimiento del terreno. Un amortiguador de masa concentrada con una masa m_d y una rigidez k_d es fijado a la masa principal. Los valores de los diversos desplazamientos son: u_g , el desplazamiento absoluto del suelo; u , el desplazamiento relativo entre la masa principal y el suelo; u_d , el desplazamiento relativo entre la masa principal y la masa del amortiguador; con estas nociones, la ecuación que gobierna este sistema toma la siguiente forma:

$$m_d[\ddot{u}_d + \ddot{u}] + k_d u_d = -m_d a_g \quad (2.9)$$

$$m\ddot{u} + ku - k_d u_d = -ma_g + p \quad (2.10)$$

Donde a_g es la aceleración absoluta del suelo y p es la fuerza aplicada a la masa principal.

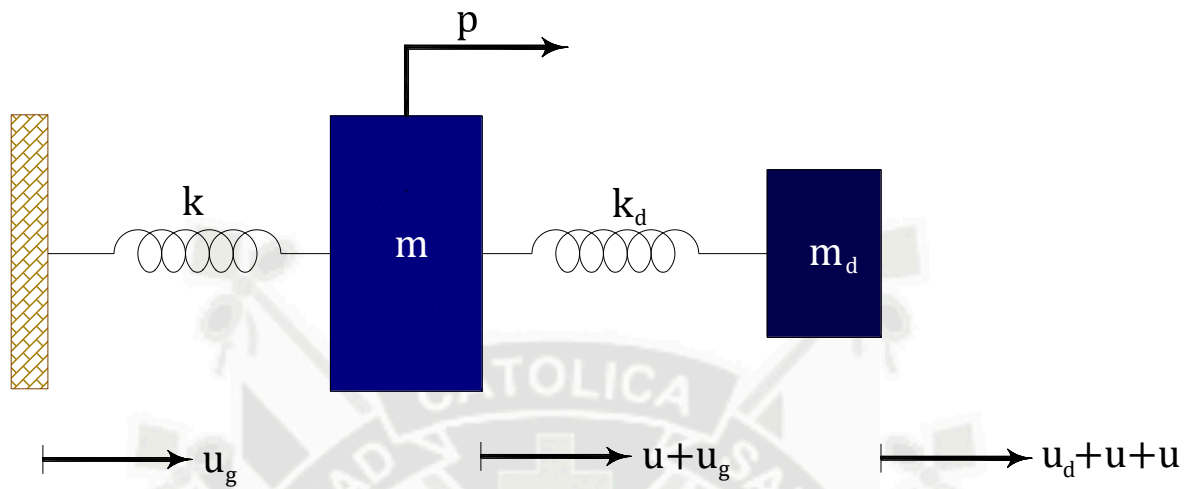


Fig. 2.14 Sistema de un solo grado de libertad acoplado con un TMD

La excitación se considera que será periódica con una frecuencia Ω

$$a_g = \hat{a}_g \sin \Omega t \quad (2.11)$$

$$\hat{p} = p \sin \Omega t \quad (2.12)$$

Expresando la respuesta como

$$u_d = \hat{u}_d \sin \Omega t \quad (2.13)$$

Y sustituyendo para estas variables la ecuación de equilibrio se transforma a:

$$\hat{u} = \frac{\hat{p}}{k} \left(\frac{1 - \rho_d^2}{D_1} \right) - \frac{m \hat{a}_g}{k} \left(\frac{1 + \bar{m} - \rho_d^2}{D_1} \right) \quad (2.14)$$

$$\hat{u}_d = \frac{\hat{p}}{k} \left(\frac{m \rho^2}{D_1} \right) - \frac{m \hat{a}_g}{k_d} \left(\frac{\bar{m}}{D_1} \right) \quad (2.15)$$

Dónde:

$$D_1 = [1 - \rho^2][1 - \rho_d^2] - \bar{m} \rho^2 \quad (2.16)$$

Y los términos ρ ratios adimensionales de frecuencias son:

$$\rho = \frac{\Omega}{\omega} = \frac{\Omega}{\sqrt{\frac{k}{m}}} \quad (2.17)$$

$$\rho_d = \frac{\Omega}{\omega_d} = \frac{\Omega}{\sqrt{\frac{k_d}{m_d}}} \quad (2.18)$$

Seleccionando el ratio de masa y el ratio de frecuencias como sigue:

$$1 - \rho_d^2 + \bar{m} = 0 \quad (2.19)$$

Reduce la solución a:

$$\hat{u} = \frac{\hat{p}}{k} \quad (2.20)$$

$$\hat{u}_d = -\frac{\hat{p}}{k_d} \rho^2 - \frac{m \hat{a}_g}{k_d} \quad (2.21)$$

Esta elección **aísla** la masa principal del movimiento del suelo y reduce la respuesta debido a la fuerza externa al valor pseudo estático, $\hat{p}/k$. Un rango típico para $\bar{m}$ es 0.01 a 0.1. Ahora la frecuencia óptima del amortiguador es muy cercana a la frecuencia de la fuerza.

La relación exacta para la Eq. (2.19).

$$\omega_d|_{opt} = [\omega_d|_{opt}]^2 m_d = \frac{\Omega^2 m \bar{m}}{1 + \bar{m}} \quad (2.22)$$

Finalmente sustituyendo por k_d . Eq (2.21) toma la siguiente formula:

$$\hat{u}_d = \frac{1 + \bar{m}}{\bar{m}} \left(\left| \frac{\hat{p}}{k} \right| + \left| \frac{\hat{a}_g}{\Omega^2} \right| \right) \quad (2.23)$$

Nosotros especificamos la magnitud de desplazamiento relativo para el amortiguador y determinamos $\bar{m}$ con la Eq.(2.23). Dando $\bar{m}$ y Ω , la rigidez es encontrada usando Eq. (2.22). debe notarse que esta rigidez aplica para una frecuencia particular de fuerza. Una vez que las propiedades de la masa amortiguadora son determinadas. Se puede usar las ecuaciones 2.15 y 2.14 para determinar la respuesta de la estructura a una fuerza con diferente frecuencia a la elegida inicialmente para determinar las características del sistema. En lo que concierne a esta tesis la masa principal será movida bajo la excitación del movimiento del suelo.

2.8.1.2. Estructura principal sin amortiguamiento: TMD con amortiguamiento

En el siguiente nivel de complejidad se considera que el sistema de TMD posee amortiguamiento, como se muestra en la Figura 2.15

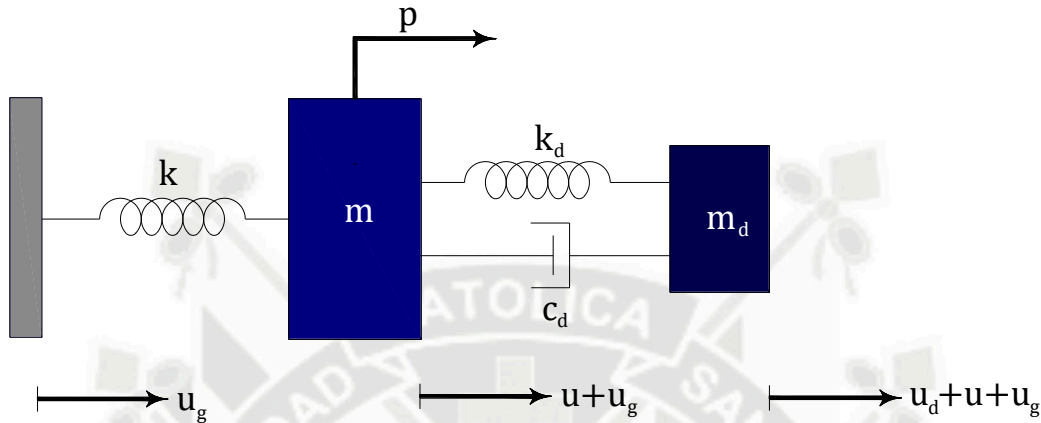


Fig. 2.15 Sistema de un solo grado de libertad acoplado con un TMD amortiguado

Las ecuaciones de movimiento para estos casos son:

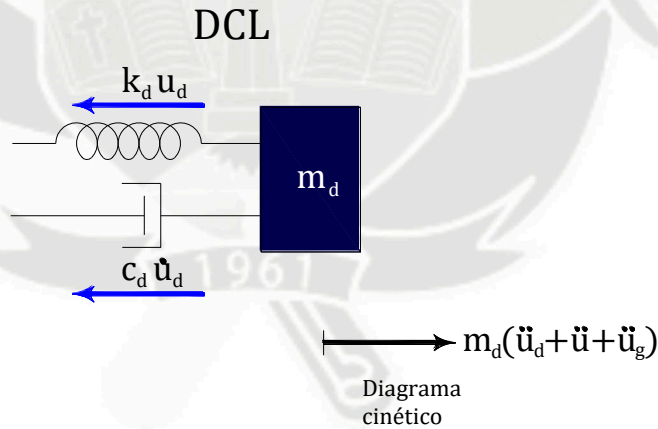


Fig. 2.16 Diagrama Cinético TMD

$$k_d u_d + c_d \dot{u}_d = -m_d(\ddot{u}_d + \ddot{u} + \ddot{u}_g)$$

$$m_d \ddot{u}_d + c_d \dot{u}_d + k_d u_d + m_d \ddot{u} = -m_d a_g \quad (2.24)$$

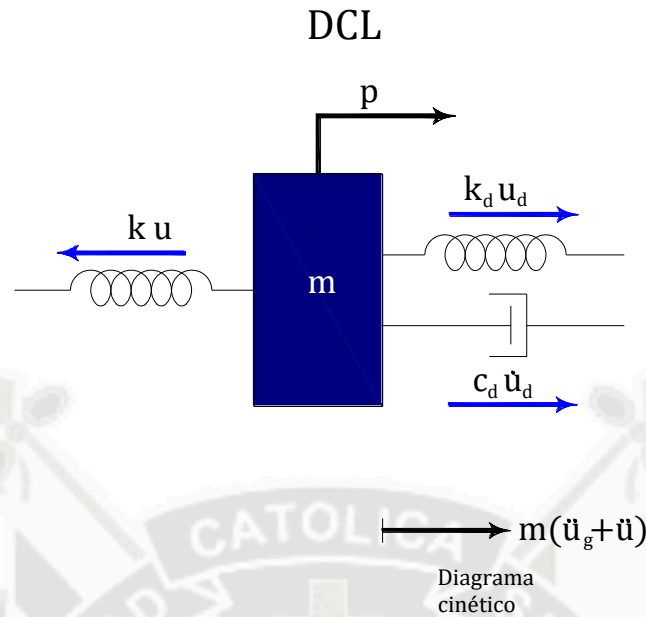


Fig. 2.17 Diagrama Cinético Estructura

$$ku - c_d \dot{u}_d - k_d u_d - p = -m(\ddot{u}_g + \ddot{u})$$

$$m\ddot{u} + ku - c_d \dot{u}_d - k_d u_d = -ma_g + p \quad (2.25)$$

La inclusión de términos de amortiguamiento en las Ecs. (2.24) y (2.25) produce un cambio de fase entre la excitación periódica y la respuesta. Y se expresa la excitación como:

$$a_g = \hat{a}_g e^{i\Omega t} \quad (2.26)$$

$$p_g = \hat{p}_g e^{i\Omega t} \quad (2.27)$$

Donde $\hat{a}_g$ y $\hat{p}$ son cantidades reales. La respuesta es tomada como:

$$u = \bar{u} e^{i\Omega t} \quad (2.28)$$

$$u_d = \bar{u}_d e^{i\Omega t} \quad (2.29)$$

Donde las amplitudes de la respuesta, $\bar{u}$ y $\bar{u}_d$ se considera que son cantidades complejas.

Sustituyendo Ec. 2.28 y 2.29 en los conjuntos de ecuaciones gobernantes y cancelando $e^{i\Omega t}$ de ambos lados resulta en:

$$[-m_d\Omega^2 + ic_d\Omega + k_d]\bar{u}_d - m_d\Omega^2\bar{u} = -m_d\hat{a}_g \quad (2.30)$$

$$-[ic_d\Omega + k_d]\bar{u}_d + [-m\Omega^2 + k]\bar{u} = -m\hat{a}_g + \hat{p} \quad (2.31)$$

La solución de la ecuación gobernante es:

$$\bar{u} = \frac{\hat{p}}{kD_2}[f^2 - \rho^2 + i2\xi_d\rho f] - \frac{\hat{a}_gm}{kD_2}[(1 + \bar{m})f^2 - \rho^2 + i2\xi_d\rho f(1 + \bar{m})]$$

$$\bar{u}_d = \frac{\hat{p}\rho^2}{kD_2} - \frac{\hat{a}_gm}{kD_2} \quad (2.32)$$

Dónde:

$$D_2 = [1 - \rho^2][f^2 - \rho^2] - \bar{m}\rho^2f^2 + i2\xi_d\rho f[1 - \rho^2(1 + \bar{m})] \quad (2.33)$$

$$f = \frac{\omega_d}{\omega} \quad (2.34)$$

Y ρ fue definido previamente como el ratio de Ω a ω (ver Ec. 2.17).

Transformando la solución compleja a la forma polar nos lleva a la siguiente expresión:

$$\bar{u} = \frac{\hat{p}}{k}H_1e^{i\delta_1} - \frac{\hat{a}_gm}{k}H_2e^{i\delta_2} \quad (2.35)$$

$$\bar{u}_d = \frac{\hat{p}}{k}H_3e^{-i\delta_3} - \frac{\hat{a}_gm}{k}H_4e^{-i\delta_3} \quad (2.36)$$

Donde el factor H define la amplificación de la respuesta pseudo-estática, y los δ 's son los ángulos de fase entre la respuesta y la excitación. Los diferentes términos H y δ son:

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

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

$$H_3 = \frac{\rho^2}{|D_3|}$$

$$H_4 = \frac{1}{|D_2|}$$

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

También:

$$\delta_1 = \alpha_1 - \delta_3$$

Para la mayoría de aplicaciones, la razón de masas es menor que 0.05. Los factores de amplificación para cargas externas (H1) y movimiento del terreno (H2) son esencialmente igual. Una conclusión similar se aplica para los cambios de fase. A continuación, la solución correspondiente al movimiento del terreno es examinada y los valores óptimos para las propiedades del amortiguador son establecidos para estas condiciones de carga. Un tratamiento más profundo para los casos de fuerza externa son tratados en el libro de Den Hartog (Den Hartog, 1940).

La figura 2.18 muestra la variación de H2 con la frecuencia de la fuerza para valores específico de ratios de masa $\bar{m}$ y frecuencia “f” del amortiguador, y varios valores de ratios para el amortiguamiento del amortiguador, ξ_d . cuando $\xi_d = 0$, hay dos picos con amplitudes infinitas ubicados a cada lado de $\rho = 1$. Conforme ξ_d incrementa, los picos se aproximan entre sí, y luego convergen en un solo pico ubicado en $\rho \approx 1$. El comportamiento de las amplitudes sugieren que existe un valor óptimo de ξ_d para una configuración dada del amortiguador (m_d y k_d , o equivalentemente, $\bar{m}$ y f). Otra observación importante es que todas las curvas pasan a través de dos puntos en común, P y Q. Dado que estas curvas corresponden a diferentes valores de ξ_d la ubicación de P y Q debe depender solo de $\bar{m}$ y f .

Procediendo de acuerdo a este razonamiento, la expresión para H2 puede expresarse de la siguiente manera:

$$H_2 = \sqrt{\frac{a_1^2 + \xi_d^2 a_2^2}{a_3^2 + \xi_d^2 a_4^2}} = \frac{a_2}{a_4} \sqrt{\frac{a_1^2 / a_2^2 + \xi_d^2}{a_3^2 / a_4^2 + \xi_d^2}}$$

Donde el término “a” es función de $\bar{m}$, ρ y f . luego para hacer a H_2 independiente de ξd , la siguiente condición debe cumplirse:

$$\left| \frac{a_1}{a_2} \right| = \left| \frac{a_3}{a_4} \right| \quad (2.37)$$

Los valores correspondientes para H_2 son:

$$H_2|_{P,Q} = \left| \frac{a_2}{a_4} \right|$$

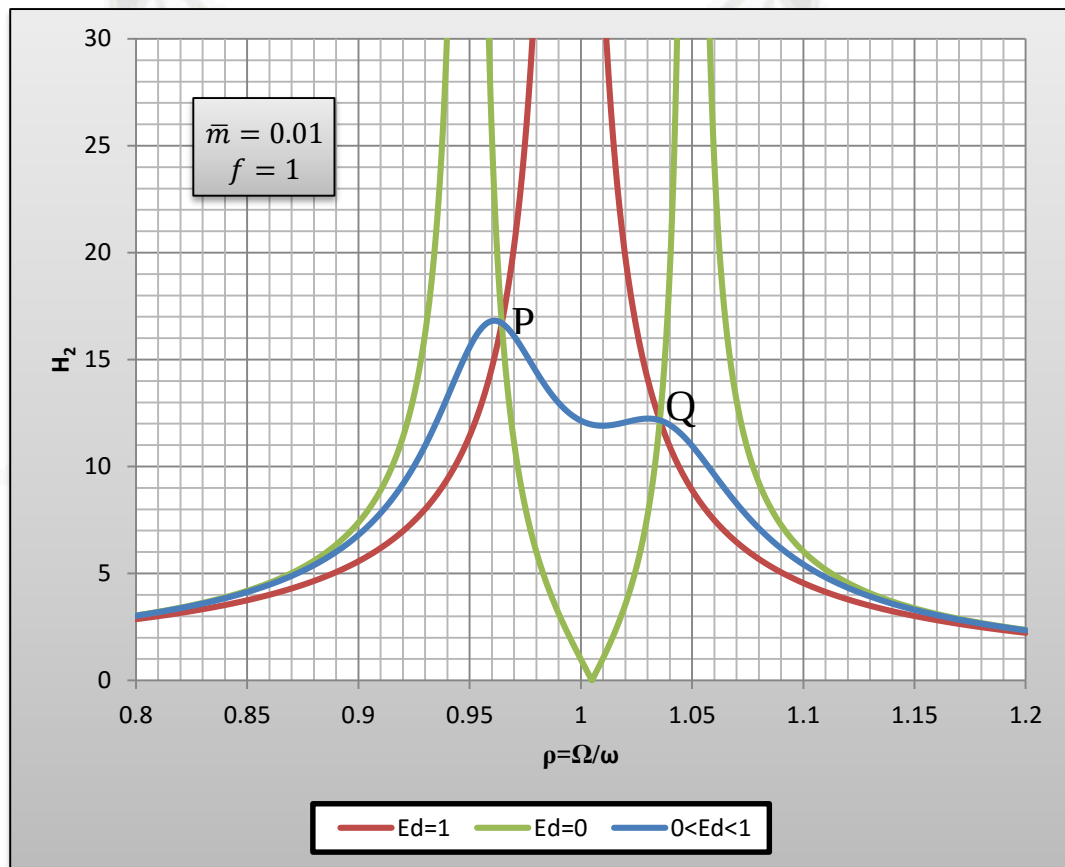


Fig. 2.18 Gráfica de H_2 versus ρ

Sustituyendo los términos a en Ec. (2.37), obtenemos una ecuación cuadrática para ρ^2 :

$$\rho^4 - \left[(1 + \bar{m})f^2 + \frac{1 + 0.5\bar{m}}{1 + \bar{m}} \right] \rho^2 + f^2 = 0 \quad (2.38)$$

Las dos raíces positivas ρ_1 y ρ_2 son los ratios de frecuencia correspondientes a los puntos P y Q. De la misma manera la Ec. 4.47 se expande a:

$$H_2|_{P,Q} = \frac{1 + \bar{m}}{|1 - \rho_{1,2}^2(1 + \bar{m})|} \quad (2.39)$$

La figura 2.19 muestra diferentes valores de H_2 en los puntos P y Q. Para un comportamiento óptimo, nosotros queremos minimizar la máxima amplitud. Como un primer paso, nosotros necesitamos que los valores de H_2 en ρ_1 y ρ_2 sean iguales. Esto produce una distribución simétrica para $\rho^2 = 1/(1 + \bar{m})$. Luego, incrementando la razón de amortiguamiento, ξ_d , nosotros podemos reducir los picos de amplitud hasta que los picos coincidan con los puntos P y Q. este estado representa el **desempeño óptimo** del sistema TMD. Un incremento mayor en ξ_d ocasiona que los picos se junten y que la amplitud incremente más allá del valor óptimo.

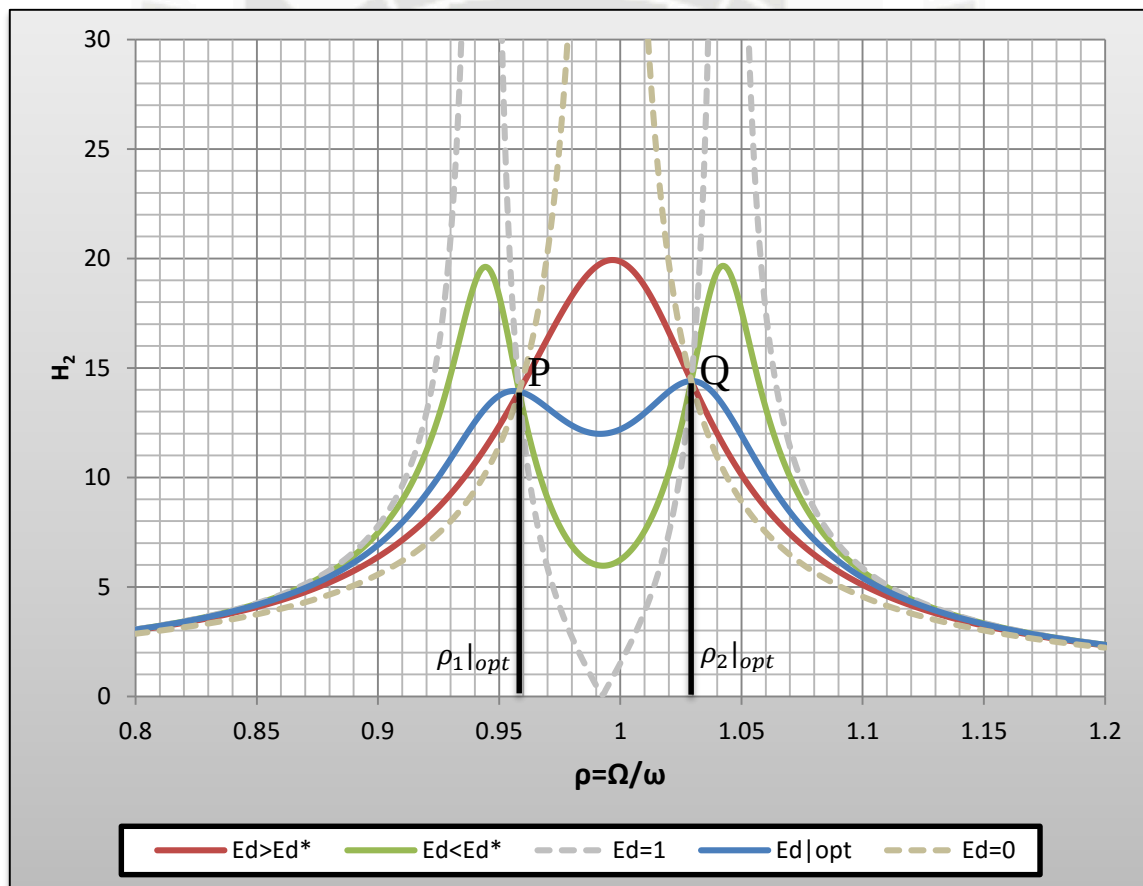


Fig. 2.19 Gráfica de H_2 versus ρ para ρ_{opt} .

Requiriendo que las amplitudes sean iguales en P y Q es equivalente a la siguiente condición de las raíces.

$$|1 - \rho_1^2(1 + \bar{m})| = |1 - \rho_2^2(1 + \bar{m})| \quad (2.40)$$

Luego, sustituyendo para p_1 y p_2 usando la Ec. 2.37. Encontramos una relación entre la frecuencia óptima de sintonización y el ratio de masas

$$f_{opt} = \frac{\sqrt{1 - 0.5\bar{m}}}{1 + \bar{m}} \quad (2.41)$$

$$\omega_d|_{opt} = f_{opt}\omega \quad (2.42)$$

Las correspondientes raíces y factores de amplificación óptimos son:

$$\rho_{1,2}|_{opt} = \sqrt{\frac{1 \pm \sqrt{0.5\bar{m}}}{1 + \bar{m}}} \quad (2.43)$$

$$H_2|_{opt} = \frac{1 + \bar{m}}{\sqrt{0.5\bar{m}}} \quad (2.44)$$

La expresión para el amortiguamiento óptimo en la frecuencia óptima de sintonización es:

$$\xi_d = \sqrt{\frac{\bar{m}(3 - \sqrt{0.5\bar{m}})}{8(1 + \bar{m})(1 - 0.5\bar{m})}} \quad (2.45)$$

De las figuras 2.20 a la 2.23 se muestra la variación de los parámetros óptimos con el ratio de masas, $\bar{m}$.

La respuesta del amortiguador es definida por la Ec. 2.36. Poniendo esta ecuación en función de las condiciones óptimas nos lleva a la gráfica de amplificación vs el ratio de masas contenido en la figura 2.24. Por otra parte una comparación del movimiento del amortiguador respecto al movimiento de la masa principal para condiciones óptimas es mostrada en la figura 2.25.

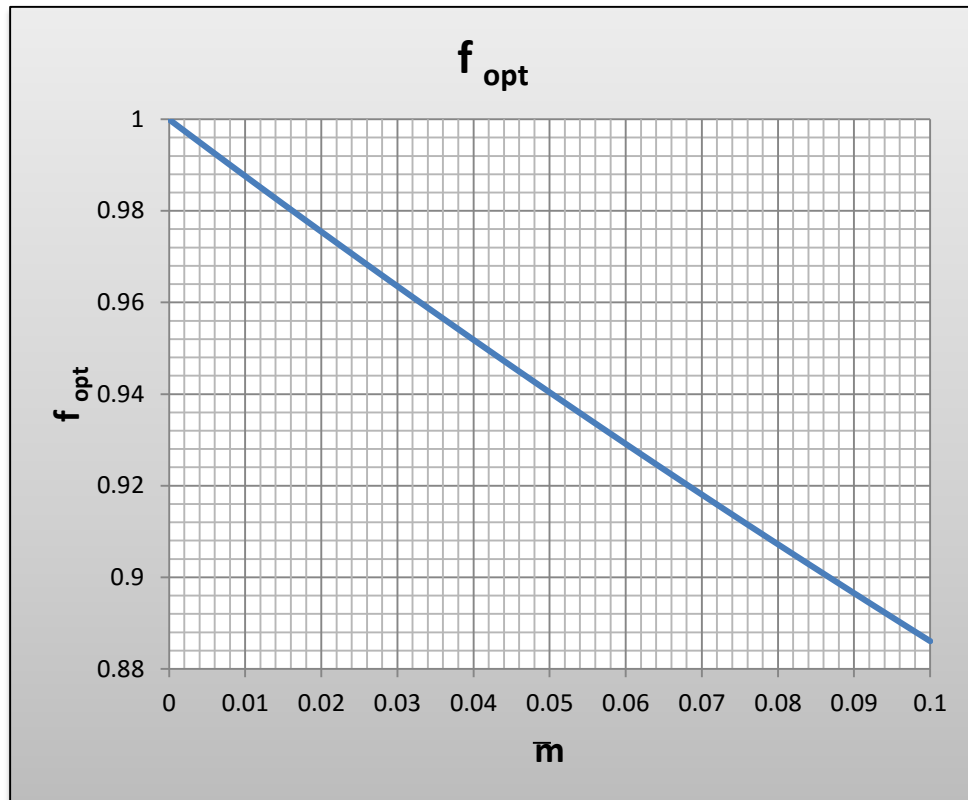


Fig. 2.20 Radio óptimo de frecuencia, f_{opt}

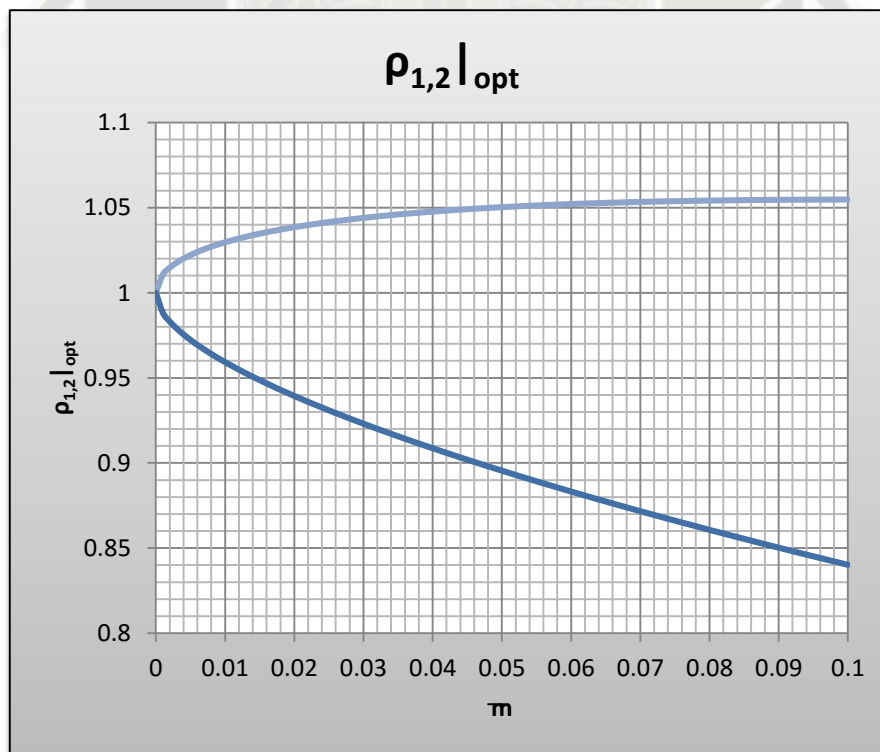


Fig. 2.21 Relaciones de frecuencia de entrada a la que la respuesta es independiente de amortiguación

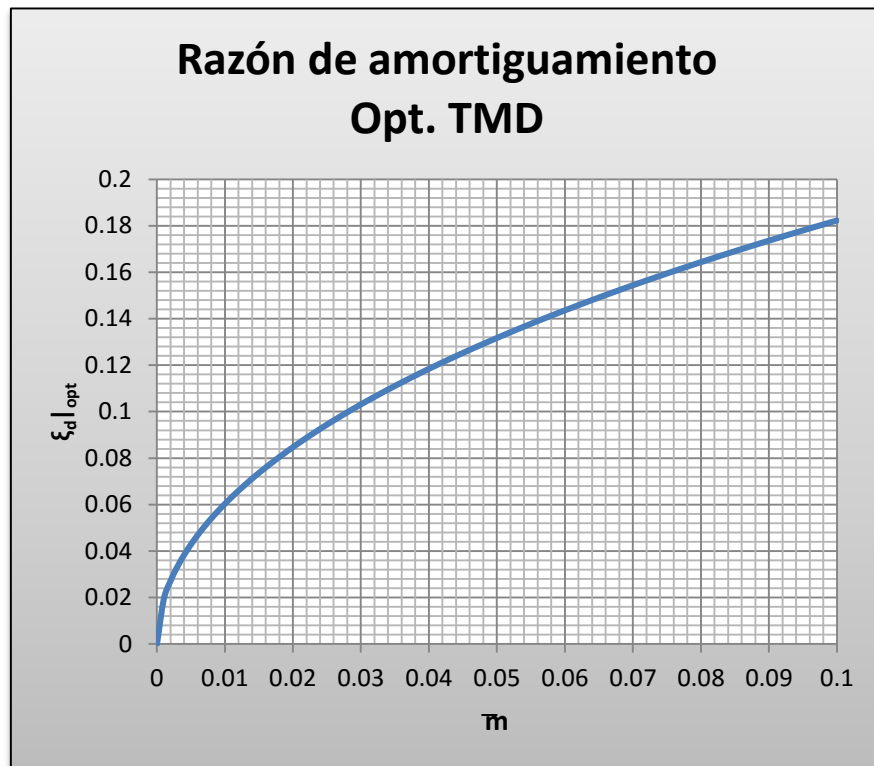


Fig. 2.22 Razón de amortiguamiento

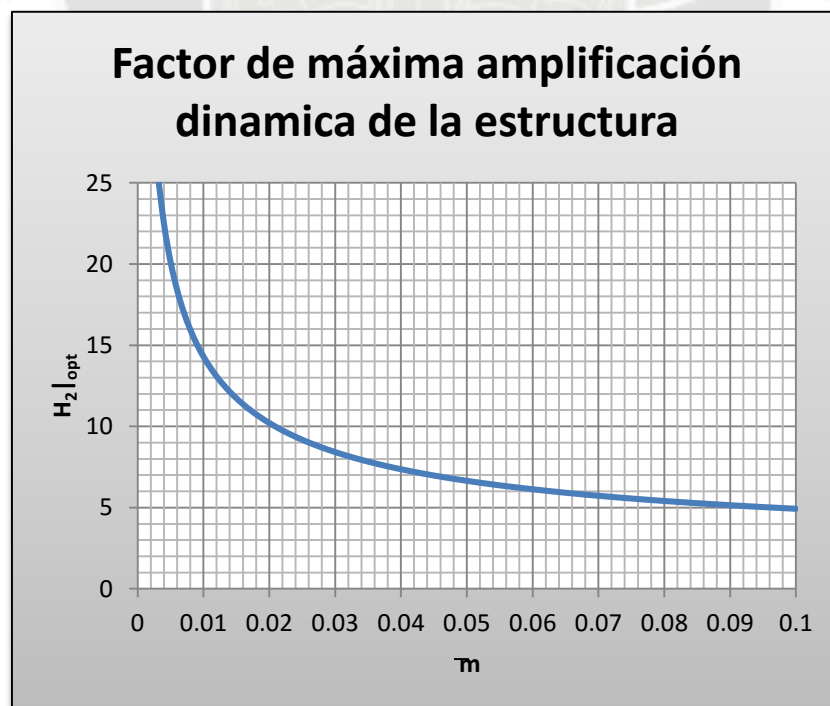


Fig. 2.23 Factor de máxima amplificación dinámica de la estructura

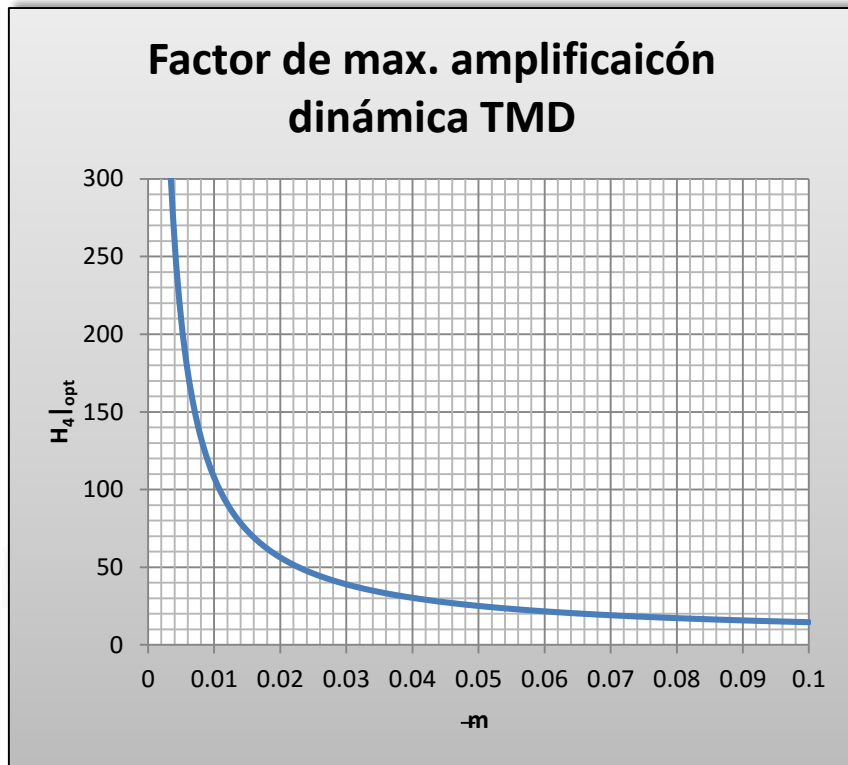


Fig. 2.24 Factor de máxima amplificación dinámica para el TMD

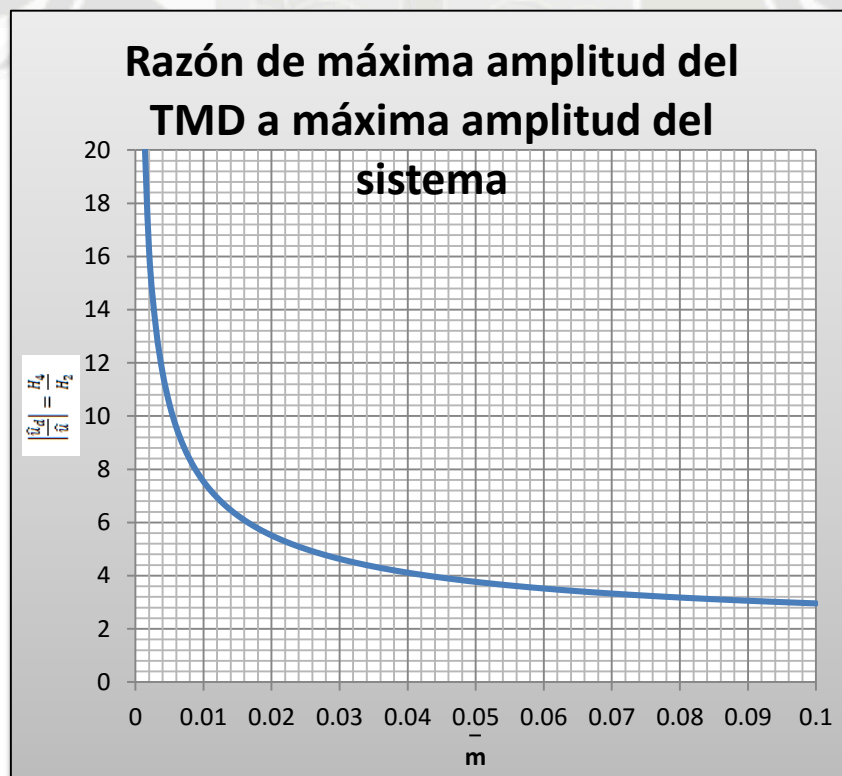


Fig. 2.25 Razón de máxima amplitud del TMD a máxima amplitud del sistema

Por último, la curva respuesta para un ratio de masas típico, $\bar{m} = 0.01$, y una sintonización óptima son graficados en la figura 2.26 y en la figura 2.27. La respuesta para un sistema sin amortiguamiento también es representada en la figura 2.26. Podemos observar que el efecto del amortiguador es limitar el movimiento de la estructura principal en un rango de frecuencias centrado en la frecuencia natural de la estructura y extendiéndose alrededor de 0.15ω . Fuera de este rango, el movimiento no es significativamente influenciado por el amortiguador.

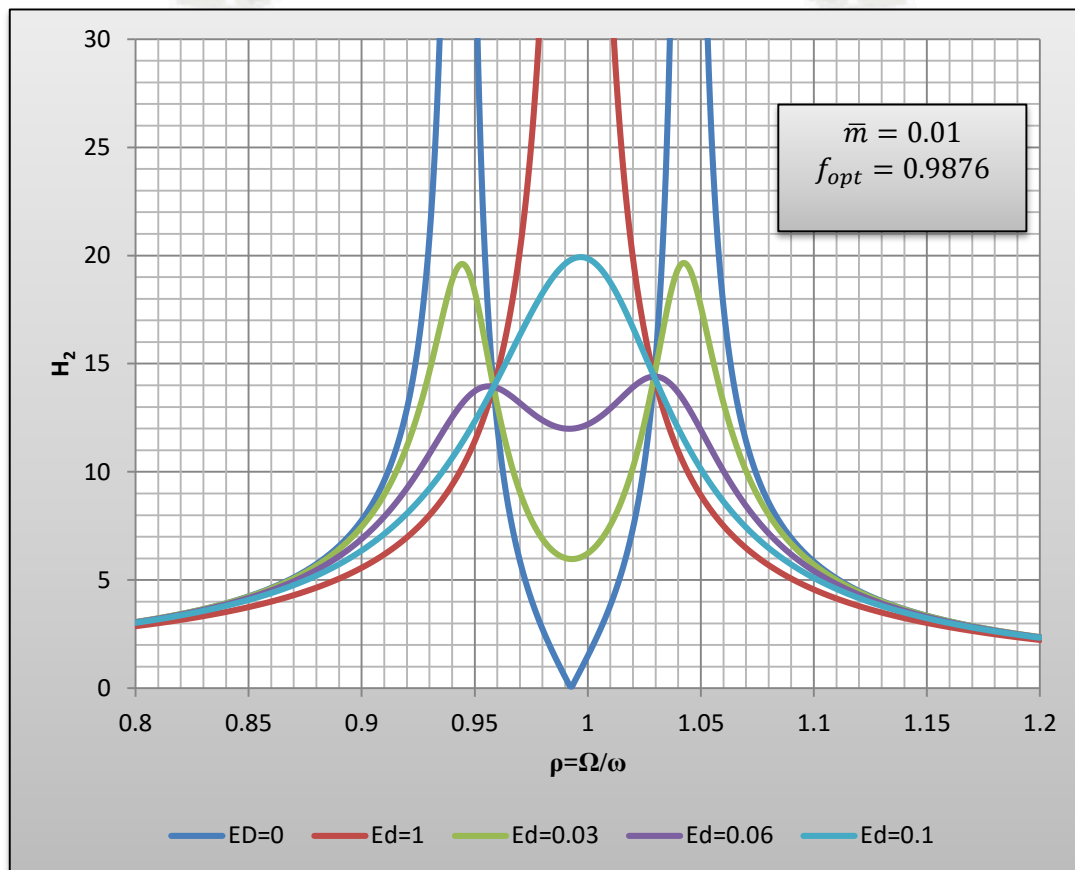


Fig. 2.26 Curva respuesta para la amplitud de un sistema con un TMD óptimamente sintonizado

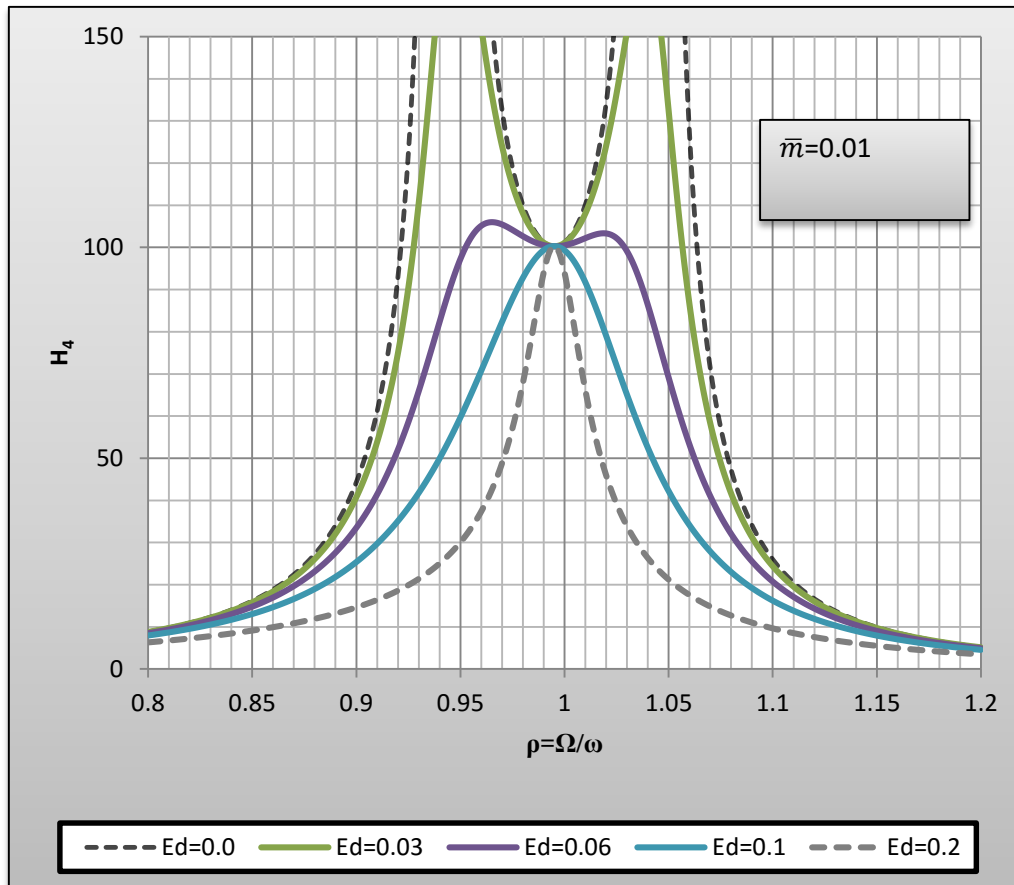


Fig. 2.27 Curva respuesta para la amplitud de un TMD óptimamente sintonizado

La máxima amplificación para un sistema amortiguado de un solo grado de libertad (SDOF) sin un TMD, experimentando excitación armónica, está dada por la Ec. (2.12)

$$H = \frac{1}{2\xi\sqrt{1-\xi^2}} \quad (2.46)$$

Dado que ξ es pequeño, la Ec. (2.46) se aproxima a:

$$H \approx \frac{1}{2\xi} \quad (2.47)$$

Expresando el H_2 óptimo en una forma similar, provee una medida de la razón de amortiguamiento equivalente ξ_e para la masa principal:

$$\xi_e \approx \frac{1}{2H_2|_{opt}} \quad (2.48)$$

La figura 2.28 muestra la variación de ξ_e con el ratio de masas. Un ratio de masas de 0.02 es equivalente a un amortiguamiento de alrededor del 5% para la masa principal.

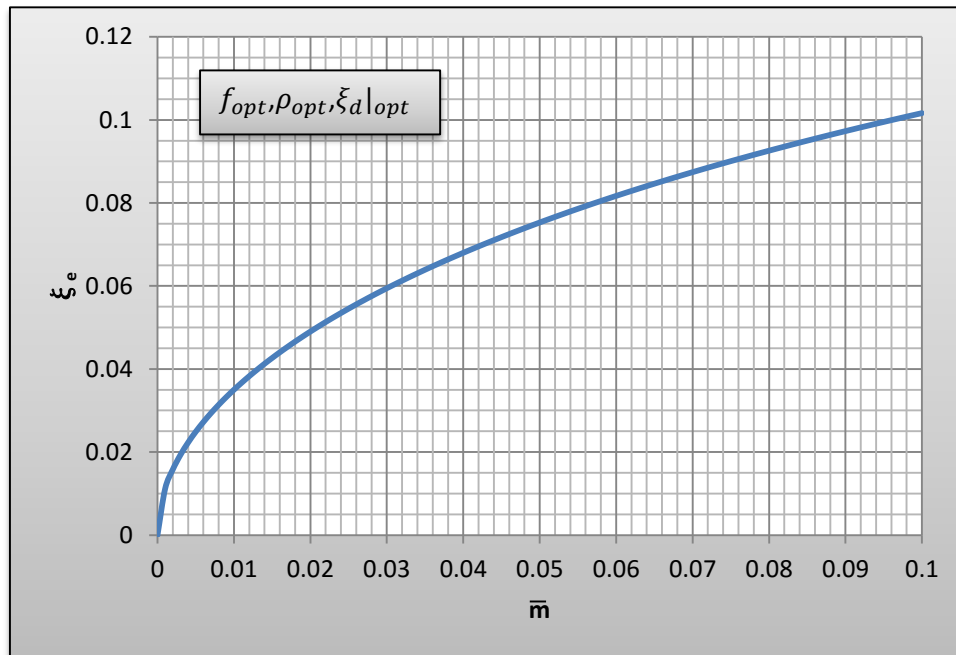


Fig. 2.28 Ratio de amortiguamiento equivalente para un TMD óptimamente sintonizado

Resumiendo todo lo anteriormente expresado el diseño de un TMD se rige bajo los siguientes pasos:

- Estableciendo los desplazamientos permisibles para la estructura principal y el TMD debido las cargas de diseño. Esta información provee los valores de diseño para $H_2|_{opt}$ y $H_4|_{opt}$.
- Determinar los ratios de masa requeridos para satisfacer estas restricciones de movimiento a partir de la figuras 2.23 y la figura 2.24. Seleccionando el valor más grande de $\bar{m}$.
- Determinar f_{opt} a partir de la figura 2.20.
- Calcular ω_d :

$$\omega_d = f_{opt}\omega \quad (2.49)$$

- Calcular k_d

$$k_d = m_d\omega_d^2 = \bar{m}k f_{opt}^2 \quad (2.50)$$

- Determinar $\xi_d|_{opt}$ a partir la figura 2.22
- Calcular c_d :

$$c_d = 2\xi_d|_{opt}\omega_d m_d = \bar{m}f_{opt}[2\xi_d|_{opt}\omega m] \quad (2.51)$$

2.8.2. Diseño de un TMD para un Sistema de Un Grado de Libertad amortiguado.

2.8.2.1. Estructura principal amortiguada: TMD amortiguado

Todos los sistemas reales contienen algo de amortiguamiento. Aunque es más probable que se añada un absorbedor a sistemas poco amortiguados. Evaluar el efecto de amortiguamiento en el sistema real debido absorbedor sintonizado óptimamente es una importante consideración de diseño.

El sistema principal en la figura 2.29 consta de una masa m , una rigidez de resort k , y un amortiguador viscoso c . El sistema TMD tiene una masa m_d , una rigidez k_d , y un amortiguador viscoso c_d . Considerando que el sistema sea sujeto a una fuerza externa y excitación del suelo, las ecuaciones de movimiento son

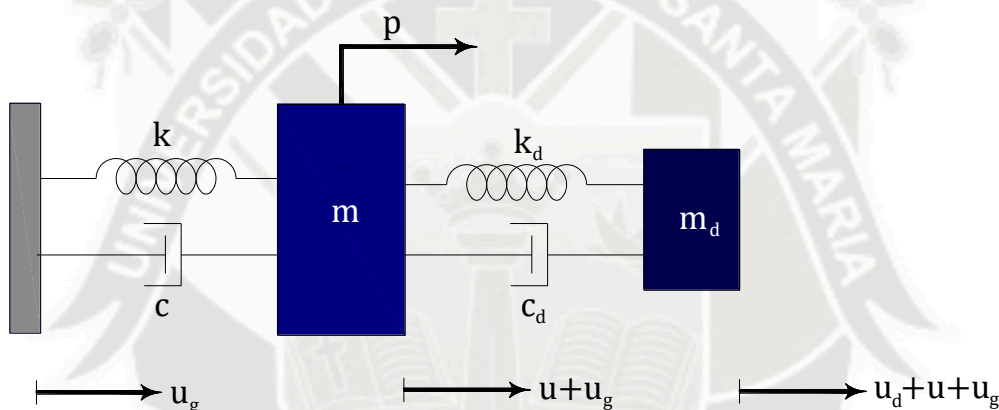


Fig. 2.29 Sistema de un solo grado de libertad amortiguado acoplado con un TMD amortiguado

Las ecuaciones del movimiento para este caso son:

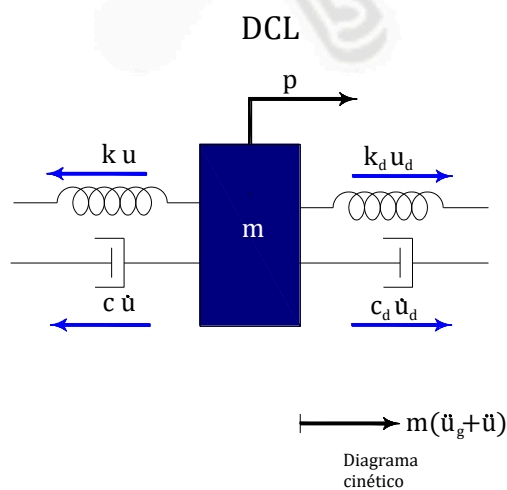
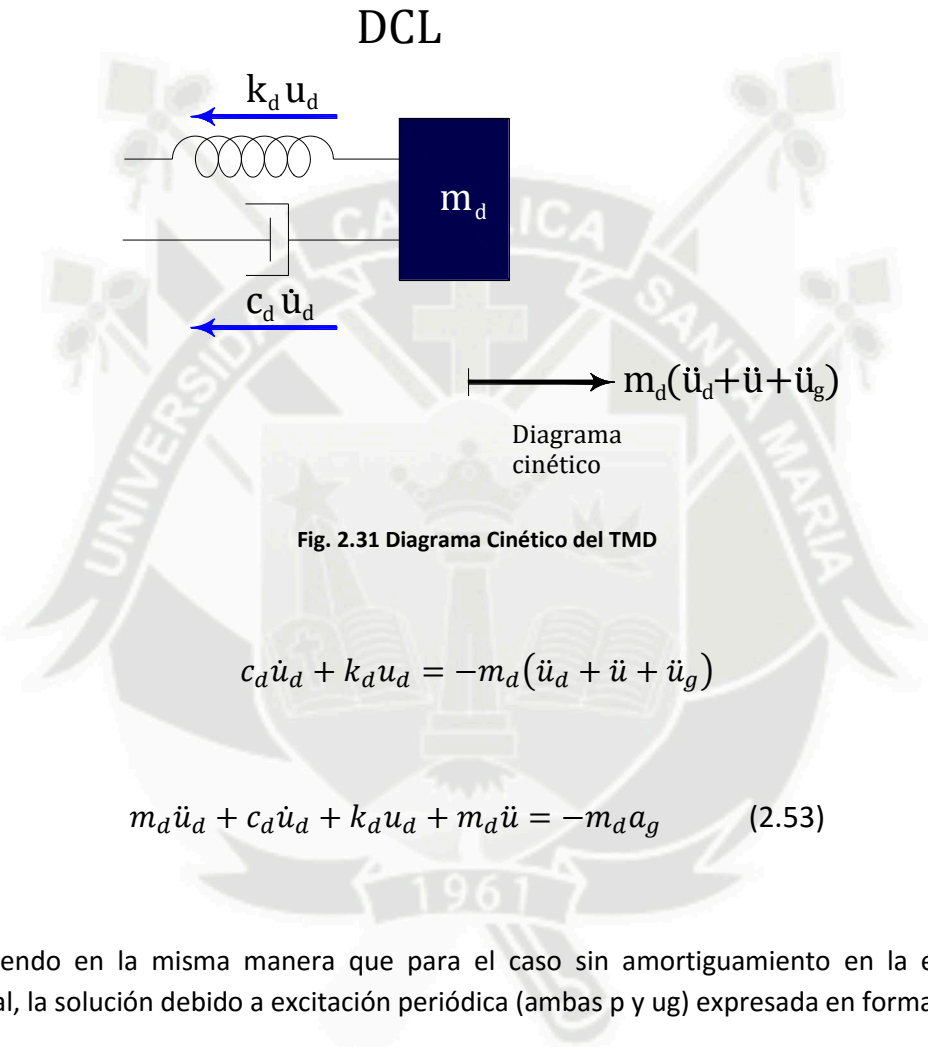


Fig. 2.30 Diagrama Cinético de la estructura

$$ku + c\dot{u} - k_d u_d - c_d \dot{u}_d - \dot{p} = -m(\ddot{u}_g + \ddot{u})$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku - c_d \dot{u}_d - k_d u_d = -ma_g + p \quad (2.52)$$



Procediendo en la misma manera que para el caso sin amortiguamiento en la estructura principal, la solución debido a excitación periódica (ambas p y u_g) expresada en forma polar es:

$$\bar{u} = \frac{\hat{p}}{k} H_5 e^{i\delta_5} - \frac{\hat{a}_g m}{k} H_6 e^{i\delta_6} \quad (2.54)$$

$$\bar{u}_d = \frac{\hat{p}}{k} H_7 e^{-i\delta_7} - \frac{\hat{a}_g m}{k} H_8 e^{i\delta_8} \quad (2.55)$$

Los términos H y δ son definidos continuación:

$$H_5 = \frac{\sqrt{[f^2 - \rho^2]^2 + [2\xi_d \rho f]^2}}{|D_3|}$$

$$H_6 = \frac{\sqrt{[(1 + \bar{m})^2 - \rho^2]^2 + [2\xi_d \rho(1 + \bar{m})]^2}}{|D_3|}$$

$$H_7 = \frac{\rho}{|D_3|}$$

$$H_8 = \frac{\sqrt{1 + [2\xi\rho]^2}}{|D_3|}$$

$$|D_3| = \left\{ [-f^2\rho^2\bar{m} + (1 - \rho^2)(f^2 - \rho^2) - 4\xi\xi_d f\rho^2]^2 + 4 \left[\xi\rho(f^2 - \rho^2) + \xi_d f\rho(1 - \rho^2(1 + \bar{m})) \right]^2 \right\}$$

$$\delta_5 = \alpha_1 - \delta_7$$

$$\delta_6 = \alpha_2 - \delta_7$$

$$\delta_8 = \alpha_3 - \delta_7$$

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

$$\tan \alpha_3 = 2\xi\rho$$

A continuación, Es considerado el caso en el que una fuerza externa es aplicada a la masa principal. Desde que $|D_3|$ depende de ξ , no podemos establecer expresiones analíticas para la frecuencia optima sintonizada y el ratio de amortiguamiento optimo en función de la razón de masas. En este caso, estos parámetros también dependen de ξ . Podemos aplicar simulaciones numéricas para evaluar H_5 y H_7 para un rango de ρ , dando los valores de $\bar{m}$, ξ , f y ξ_d . Comenzando con valores específicos para $\bar{m}$ y ξ , Pueden ser generadas gráficas de H_5 versus ρ para un rango de f y ξ_d . Cada gráfica H_5 - ρ tiene un valor pico para H_5 . La combinación particular de f y ξ_d que corresponda al valor pico más bajo de H_5 es considerado como el estado óptimo. Repitiendo este proceso para diferentes valores de $\bar{m}$ y ξ produce los datos de comportamiento necesarios para diseñar el sistema de amortiguamiento.

La Figura 2.34 muestra la variación de los valores máximos de H_5 para el estado óptimo. La respuesta correspondiente al amortiguador es graficada en la Figura 2.35. Añadir amortiguamiento a la masa principal tiene un efecto apreciable para pequeños $\bar{m}$. Tomando la Ec. (2.54) y (2.55), la razón de desplazamientos del amortiguador y de la masa principal está dada por:

$$\frac{|\hat{u}_d|}{|\hat{u}|} = \frac{H_7}{H_6} = \frac{\rho^2}{\sqrt{[f^2 - \rho^2]^2 + [2\xi_d \rho f]^2}} \quad (2.56)$$

Debido a que ξ es pequeño, este ratio es en esencia independiente de ξ . La figura 2.36 confirma este enunciado. Los valores óptimos de ratios de amortiguamiento y frecuencia generados son graficados en la figura 2.32 y 2.33. Por ultimo usando la ecuación 2.48 $H_5|_{opt}$ puede ser convertida a un ratio de amortiguamiento equivalente para el sistema de la estructura primaria.

$$\xi_e \approx \frac{1}{2H_5|_{opt}} \quad (2.57)$$

La **Figura 2.37** muestra la variación de ξ_e con “m” y ξ

Tsai y Lin (1993) sugirieron ecuaciones para los parámetros de sintonización óptimos f y ξ_d determinados por esquemas de curvas de ajustes. Las ecuaciones son presentadas a continuación:

$$f = \left(\frac{\sqrt{1 - 0.5\bar{m}}}{1 + \bar{m}} + \sqrt{1 - 2\xi^2} - 1 \right) - [2.375 - 1.034\sqrt{\bar{m}} - 0.426\bar{m}]\xi\sqrt{\bar{m}} \\ - (3.730 - 16.903\sqrt{\bar{m}} + 20.496\bar{m})\xi^2\sqrt{\bar{m}}$$

$$\xi_d = \sqrt{\frac{3\bar{m}}{8(1 + \bar{m})(1 - 0.5\bar{m})}} + (0.151\xi - 0.170\xi^2) + (0.163\xi + 4.980\xi^2)\bar{m}$$

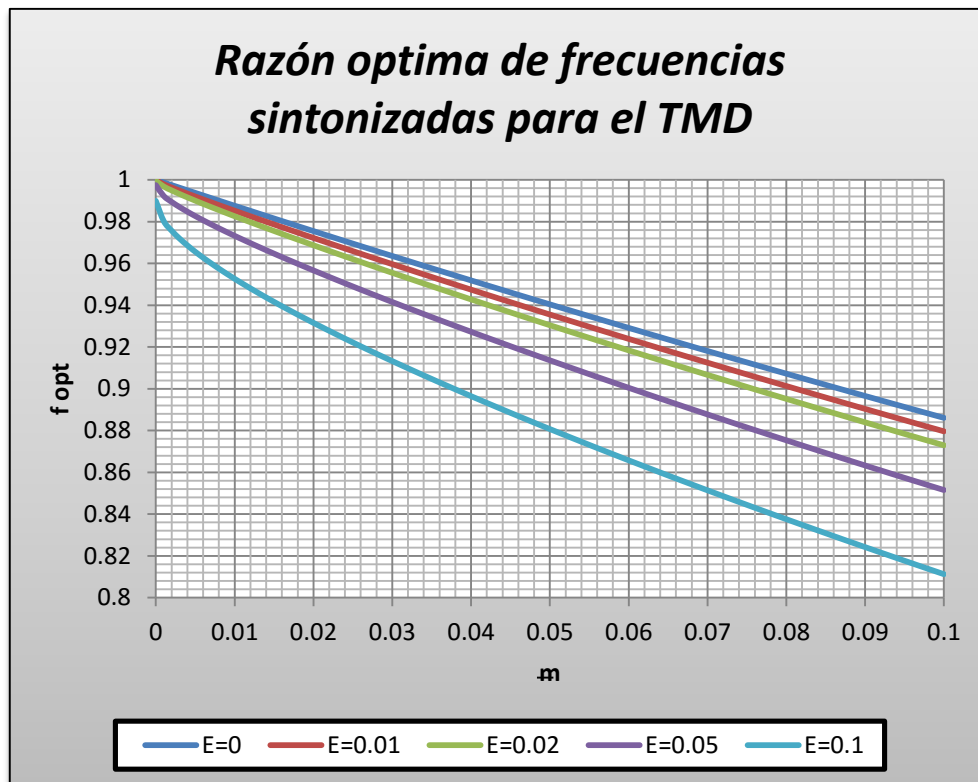


Fig. 2.32 Razón óptima de frecuencias sintonizadas para el TMD, f_{opt}

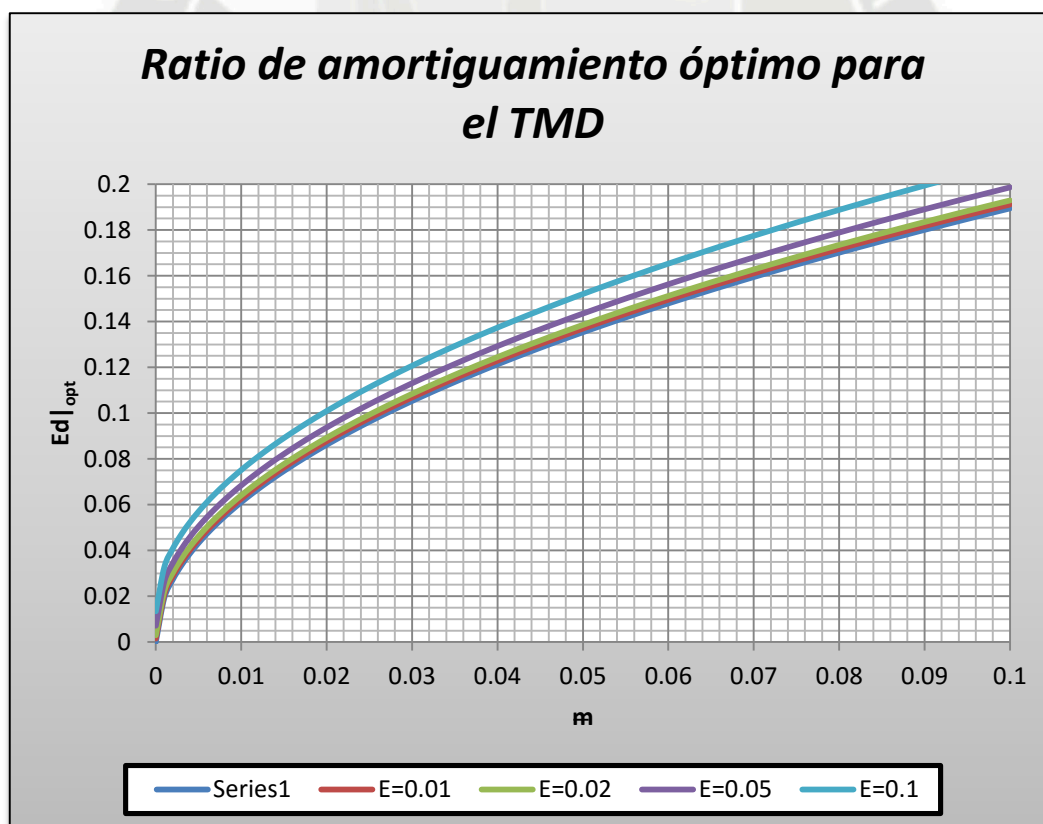


Fig. 2.33 Ratio de amortiguamiento óptimo para el TMD

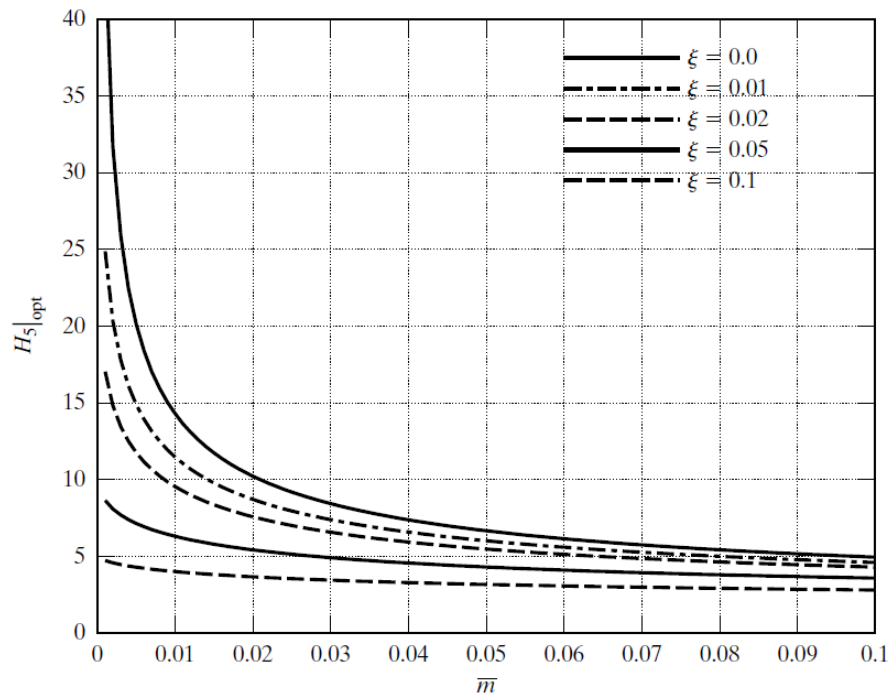


Fig. 2.34 Factor de amplificación dinámica máxima para un sistema amortiguado de un solo grado de libertad

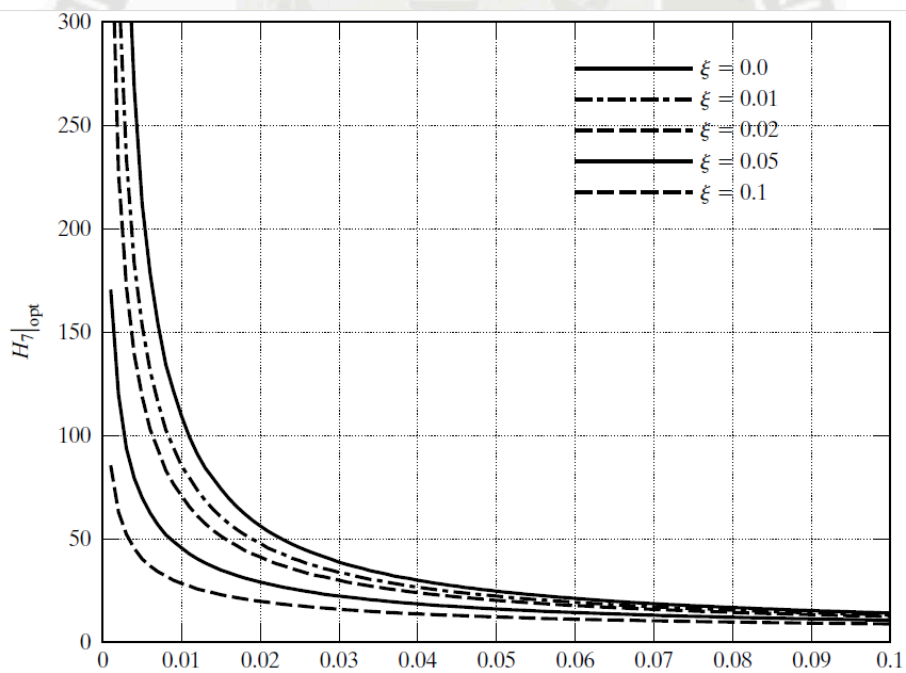


Fig. 2.35 Factor de amplificación dinámica máxima para un TMD

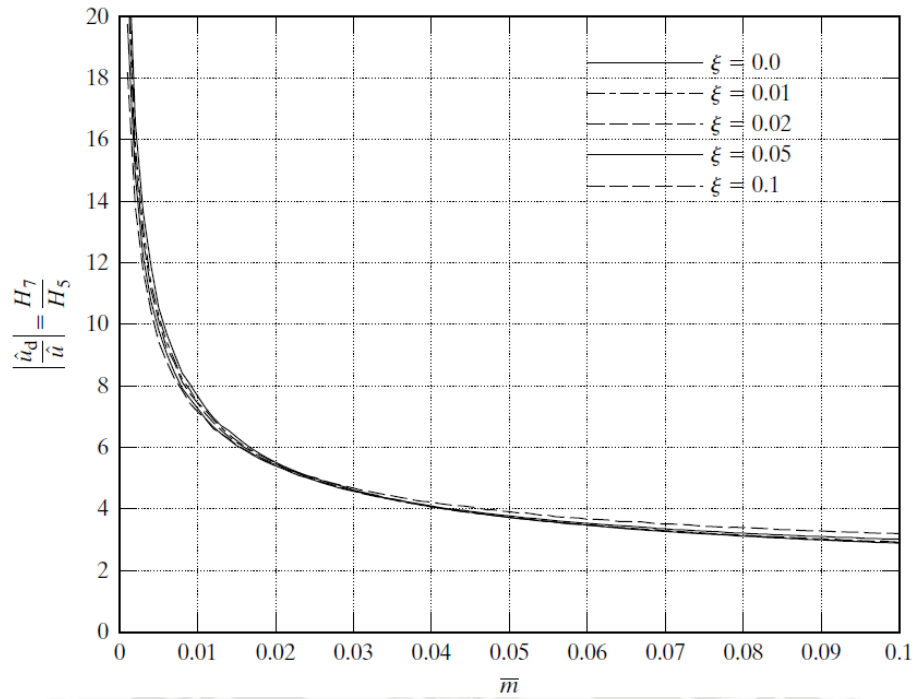


Fig. 2.36 Razón de máxima amplificación del TMD y el sistema amortiguado

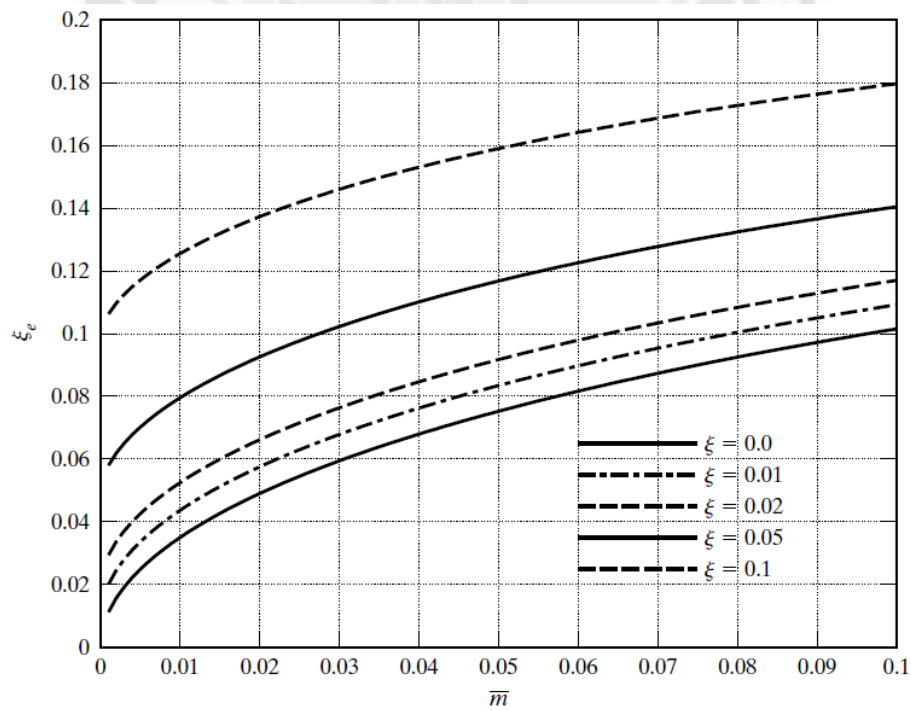


Fig. 2.37 Razón de amortiguamiento para un TMD óptimamente sintonizado

2.9. Teoría del TMD para Sistemas de Varios Grados de Libertad

La teoría de un sistema de un solo grado de libertad presentada anteriormente es llevada más allá para tratar con sistemas de múltiples grados de libertad provistos de amortiguadores de masa concentrada en su estructura.

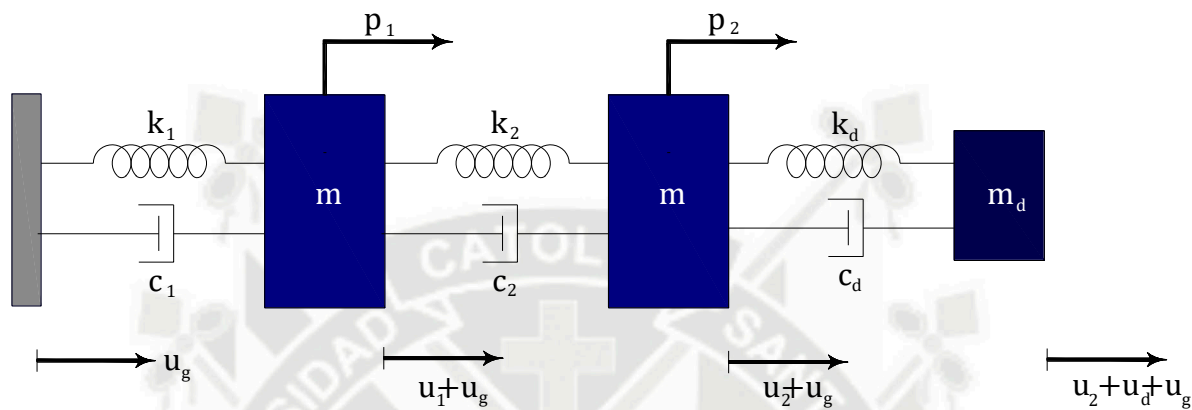


Fig. 2.38 Sistema de 2 grados de libertad con un TMD

Para comenzar se considera un sistema de 2 grados de libertad con un TMD conectado a la segunda masa mediante el cual se introducirán las ideas claves para este tipo de sistemas. La ecuación que gobierna el comportamiento del sistema mostrado en la figura 2.38 es:

$$m_1 \ddot{u}_1 + c_1 \dot{u}_1 + k_1 u_1 + k_2 (u_2 - u_1) + c_2 (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) = p_1 - m_1 \ddot{u}_g \quad (2.58)$$

$$m_2 \ddot{u}_2 + c_2 (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_2 (u_2 - u_1) - k_d u_d - c_d \dot{u}_d = p_2 - m_2 \ddot{u}_g \quad (2.59)$$

$$m_d \ddot{u}_d + k_d u_d + c_d \dot{u}_d = -m_d (\ddot{u}_2 + \ddot{u}_g) \quad (2.60)$$

El paso clave es combinar las Ecs. (2.58) y (2.59) y expresar la ecuación resultante en forma similar al caso para un sistema de un solo grado de libertad definido por la ecuación (2.52). Esta operación reduce el problema a un equivalente del sistema SDOF. La aproximación conseguida aquí se encuentra basada en transformar la ecuación original matricial a una ecuación modal escalar.

Introduciendo la notación matricial, Ecuaciones 2.58 y 2.59 son escritas como:

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = \begin{bmatrix} p_1 - m_1 a_g \\ p_2 - m_2 a_g \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ k_d u_d + c_d \dot{u}_d \end{bmatrix}$$

Donde las diferentes matrices son:

$$U = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix}$$

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

$$K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix}$$

$$C = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix}$$

Sustituimos U en términos de coordenadas y vectores modales:

$$U = \phi_1 q_1 + \phi_2 q_2 \quad (2.61)$$

Los vectores modales satisfacen las siguientes condiciones de ortogonalidad:

$$\phi_j^T K \phi_i = \delta_{ij} \omega_j^2 \phi_j^T M \phi_i \quad (2.62)$$

Definiendo los términos de masa, rigidez y amortiguamiento modal nos da:

$$\tilde{m}_j = \phi_j^T M \phi_i \quad (2.63)$$

$$\tilde{k}_j = \phi_j^T K \phi_i = \omega_j^2 \tilde{m}_j \quad (2.64)$$

$$\tilde{c}_j = \phi_j^T C \phi_i \quad (2.65)$$

Expresando los elementos de ϕ_i como:

$$\phi_i = \begin{bmatrix} \phi_{i1} \\ \phi_{i2} \end{bmatrix} \quad (2.66)$$

y asumiendo que el amortiguamiento es proporcional a la rigidez:

$$C = \alpha K \quad (2.67)$$

Obtenemos un conjunto de ecuaciones desacopladas para q_1 y q_2 :

$$\tilde{m}_j \ddot{q}_j + \tilde{c}_j \dot{q}_j + \tilde{k}_j q_j = \phi_{j1} (p_1 - m_1 a_g) + \phi_{j2} (p_2 - m_2 a_g + k_d u_d + c_d \dot{u}_d) \quad j=1,2 \quad (2.68)$$

Con esta asunción, la razón de amortiguamiento modal es dado por:

$$\xi_j = \frac{\tilde{c}_j}{2\omega_j \tilde{m}_j} = \frac{\alpha \omega_j}{2} \quad (2.69)$$

La ecuación (2.68) representa dos ecuaciones. Cada ecuación representa un sistema particular de SDOF teniendo una masa, rigidez y amortiguamiento iguales a $\tilde{m}$, $\tilde{k}$ y ξ . Desde que los TMD son efectivos para un rango angosto de frecuencias, tenemos que decidir qué respuesta modal resonante es la que va a ser controlada con el TMD. Una vez que esta decisión ha sido tomada. El análisis puede continuar usando la ecuación modal seleccionada y la ecuación inicial para el TMD.

Supongamos que la primera respuesta modal (primer modo de vibración) es la que se desea controlar. Entonces tomamos $j=1$ en la ecuación (4.122), esto nos conduce a:

$$\tilde{m}_1 \ddot{q}_1 + \tilde{c}_1 \dot{q}_1 + \tilde{k}_1 q_1 = \phi_{11} p_1 + \phi_{12} p_2 - [m_1 \phi_{11} + m_2 \phi_{12}] + \phi_{12} [k_d u_d + c_d \dot{u}_d] \quad (2.70)$$

En general u_2 es obtenido por la superposición de las contribuciones modales

$$u_2 = \phi_{12}q_1 + \phi_{22}q_2 \quad (2.71)$$

Sin embargo, cuando la frecuencia de la fuerza externa es cercana a ω_1 , la respuesta del primer modo de vibración dominará, y es razonable asumir que:

$$u_2 \approx \phi_{12}q_1 \quad (2.72)$$

Despejando para q_1

$$q_1 = \left[\frac{1}{\phi_{12}} \right] u_2 \quad (2.73)$$

Y luego sustituimos en la ecuación 2.70, obtenemos:

$$\tilde{m}_{1e}\ddot{u}_2 + \tilde{c}_{1e}\dot{u}_2 + \tilde{k}_{1e}u_2 = k_d u_d + c_d \dot{u}_d + \tilde{p}_{1e} - \Gamma_{1e}\tilde{m}_{1e}a_g \quad (2.74)$$

Donde $\tilde{m}_{1e}$, $\tilde{c}_{1e}$, $\tilde{k}_{1e}$, $\tilde{p}_{1e}$ y Γ_{1e} , representa los parámetros equivalentes a un sistema de un solo grado de libertad para la combinación del primer modo y el nodo 2. El nodo al cual se encuentra conectado el TMD. Las ecuaciones son definidas a continuación:

$$\tilde{m}_{1e} = \left[\frac{1}{\phi_{12}^2} \right] \tilde{m}_1 \quad (2.75)$$

$$\tilde{k}_{1e} = \left[\frac{1}{\phi_{12}^2} \right] \tilde{k}_1 \quad (2.76)$$

$$\tilde{c}_{1e} = \alpha \tilde{k}_{1e} \quad (2.77)$$

$$\tilde{p}_{1e} = \frac{\phi_{11}p_1 + \phi_{12}p_2}{\phi_{12}} \quad (2.78)$$

$$\Gamma_{1e} = \frac{\phi_{12}}{\tilde{m}_1} (m_1\phi_{11} + m_2\phi_{22}) \quad (2.79)$$

Ecuaciones (2.60) y (2.74) son similares en forma a las ecuaciones para un sistema de un solo grado de libertad tratadas en las secciones anteriores. Estos conjuntos de ecuaciones son comparados a continuación:

Ecuaciones para el TMD

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m_d(\ddot{u} - a_g)$$

versus

$$m_d\ddot{u}_d + c_d\dot{u}_d + k_d u_d = -m_d(\ddot{u}_2 - a_g)$$

Ecuaciones para la masa principal

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = c_d\dot{u}_d + k_d u_d + p - ma_g$$

versus

$$\tilde{m}_{1e}\ddot{u}_2 + \tilde{c}_{1e}\dot{u}_2 + \tilde{k}_{1e}u_2 = c_d\dot{u}_d + k_d u_d + \tilde{p}_{1e} - \Gamma_{1e}\tilde{m}_{1e}a_g$$

Tomando

$$\begin{aligned} u_2 &\equiv u & \tilde{m}_{1e} &\equiv m & \tilde{c}_{1e} &\equiv c & \tilde{k}_{1e} &\equiv k \\ \tilde{p}_{1e} &\equiv p & \Gamma_{1e} &\equiv \Gamma \end{aligned} \quad (2.80)$$

Transformando la ecuación de la masa principal para el caso de múltiples grados de libertad da:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = c_d\dot{u}_d + k_d u_d + p - \Gamma m a_g \quad (2.81)$$

La cual difiere por el factor Γ de la ecuación para un solo grado de libertad. Debido a esto, la solución generada previamente para la excitación del suelo tiene que ser modificada con el fin de tomar en cuenta Γ .

La solución generalizada es escrita en la misma forma que para el caso de un solo grado de libertad (U.G.L.). Solo necesitamos modificar los términos asociados con a_g (H_6 , H_8 y δ_6 , δ_8). Sus formas expandidas son:

$$H_6 = \frac{\sqrt{[(\Gamma + \bar{m})f^2 - \Gamma\rho^2] + [2\xi_d\rho f(\Gamma + \bar{m})]^2}}{|D_3|} \quad (2.82)$$

$$H_8 = \frac{\sqrt{[1 + \rho^2(\Gamma - 1)]^2 + [2\xi\rho]^2}}{|D_3|} \quad (2.83)$$

$$\tan a_2 = \frac{2\xi_d\rho f(\Gamma + \bar{m})}{f^2(\Gamma + \bar{m}) - \Gamma\rho^2} \quad (2.84)$$

$$\tan a_3 = \frac{2\xi\rho}{1 + (\Gamma + 1)\rho^2} \quad (2.85)$$

$$\delta_6 = a_2 - \delta_7 \quad (2.86)$$

$$\delta_8 = a_3 - \delta_7 \quad (2.87)$$

Donde $|D_3|$ es definido por la ecuación 2.54 y δ_7 esta dado por la ecuación líneas arriba.

A partir de este punto en adelante, nosotros procedemos como se describió en la sección 2.8. La razón de masas es definida en términos de la masa equivalente de un solo grado de libertad (UGL).

$$\bar{m} = \frac{m_d}{\tilde{m}_{1e}} \quad (2.88)$$

Dado $\bar{m}$ y ξ_1 , Usando las figura 2.32 y 2.33 podemos encontrar la frecuencia sintonizada y la razón de amortiguamiento del amortiguador. Los parámetros del amortiguador son determinados con:

$$m_d = \bar{m}\tilde{m}_{1e} \quad (2.89)$$

$$\omega_d = f_{opt}\omega_1 \quad (2.90)$$

$$c_d = 2\xi_d|_{opt}\omega_d m_d \quad (2.91)$$

Expandiendo la expresión para la masa del amortiguador:

$$m_d = \bar{m}\tilde{m}_{1e} = \frac{m[\phi_1^T \mathbf{M} \phi_1]}{\phi_{12}^2} \quad (2.92)$$

Muestra que debemos seleccionar la ubicación del TMD, la cual debe coincidir con la máxima amplitud de la forma modal que está siendo controlada. En este caso, nuestro objetivo es el primer modo de vibración, y ϕ_{12} es la máxima amplitud de ϕ_1 .

CAPÍTULO 3: MESA SÍSMICA

3.1.Introducción

Una mesa vibratoria es esencialmente una plataforma móvil que simula los movimientos de un sismo en una, dos o más direcciones sobre la cual se ensaya un modelo estructural. Esta herramienta consta generalmente de una plataforma móvil, uno o más actuadores y apoyos para la plataforma, que generalmente son rodamientos lineales. Los grados de libertad que puede tener una mesa vibratoria varían entre uno y seis grados de libertad. Los ensayos en mesa sísmica generalmente involucran modelos a escala reducida.

En los últimos años, las mesas vibratorias se han convertido en una herramienta eficiente para estudiar los efectos de los sismos sobre las estructuras. Los resultados que han sido analizados en este tipo de ensayos dinámicos han sido fundamentales para validar, calibrar y complementar gran variedad de modelos de predicción que se utilizan para análisis y diseño reglamentario.

La clasificación que reciben las mesas vibratorias es muy variada debido a que no existe una regulación al respecto. Generalmente las mesas vibratorias se pueden clasificar según su tamaño, tipo de actuador, grados de libertad, frecuencias de operación, entre otras.

3.2. Componentes

3.2.1. Masa de reacción

Durante las pruebas en el simulador es necesario asegurar la mesa vibratoria a una masa de reacción o a una estructura que soporte las fuerzas generadas en las vibraciones por el motor, y no conlleve a problemas de estabilidad, ya que la fuerza aplicada a la masa móvil generará una fuerza de reacción de la misma magnitud en el sentido contrario de la fuerza de acción, la fuerza o vibración que se aplique a la plataforma y al modelo se reflejará en sentido contrario en el motor y en su soporte. Esta masa también sirve como soporte entero para el sistema (plataforma, sistema de rodamientos axiales, motor, variador de frecuencia) y va fija al suelo del laboratorio.



Fig. 3.1 Masa de Reacción

3.2.2. Plataforma Rígida

Proporciona la superficie para el anclaje del modelo estructural, esta plataforma es montada a través de los rodamientos axiales a la masa de reacción y su movimiento se encuentra definido por el movimiento de la biela que a su vez depende del movimiento del motor y su velocidad angular.

La plataforma debe ser lo suficientemente rígida en las dos direcciones diferentes a la determinada para su movimiento.

3.2.3. Sistema de Soporte

Este sistema provee una superficie de deslizamiento a la plataforma del simulador, dentro de los métodos usados para estos sistemas, encontramos los actuadores verticales, sistemas de aire a presión, películas de aceite, y sistemas de rodamiento lineales. Pero sin importar el sistema debe tener las siguientes características:

- Baja fricción para minimizar la distorsión de la respuesta deseada en las simulaciones de estructuras.
- Rigidez que limite los movimientos ajenos a la simulación, por ejemplo rotación.
- Gran capacidad de carga, para realizar los estudios de los modelos a escala sin aumentar efectos de fricción en el movimiento de la plataforma.

3.2.4. Sistema de Rodamientos Axiales

Para el presente proyecto se usó el sistema de rodamiento Axial el cual consta de un carril, este restringe el movimiento en las dos direcciones perpendiculares diferentes a la elegida para el sistema de la mesa sísmica.



Fig. 3.2 Sistema de rodamientos axiales

3.2.5. Unidad de Potencia

Este es el sistema, que dará la potencia y las características de aceleración y frecuencia a la mesa sísmica, dentro de los posibles tipos de unidades, encontramos sistemas de potencia mecánica, sistemas de potencia eléctrica, sistemas de potencia hidráulica.

En nuestro caso se procedió a usar un motor trifásico debido a la potencia de trabajo que este nos puede proporcionar.



Fig. 3.3 Motor Trifásico de 1 HP

CARACTERÍSTICAS DEL MOTOR	POTENCIA (KW)	RPM	# de fases
	0.75	1670	Trifásico

3.2.6. Sistema de control

Este es el cual nos permite regular y controlar la frecuencia del motor y de esta manera poder regular la velocidad angular y aceleraciones de la mesa sísmica.

En nuestro caso se utiliza un variador de frecuencias, que consiste en un dispositivo electrónico, que permite el control completo de motores eléctricos.



Fig. 3.4 Variador de Frecuencias

3.2.7. Disco de amplitudes

En la mesa sísmica del presente proyecto se usó un disco de aluminio en el cual se trazaron diferentes orificios para así controlar la amplitud del desplazamiento de la mesa.

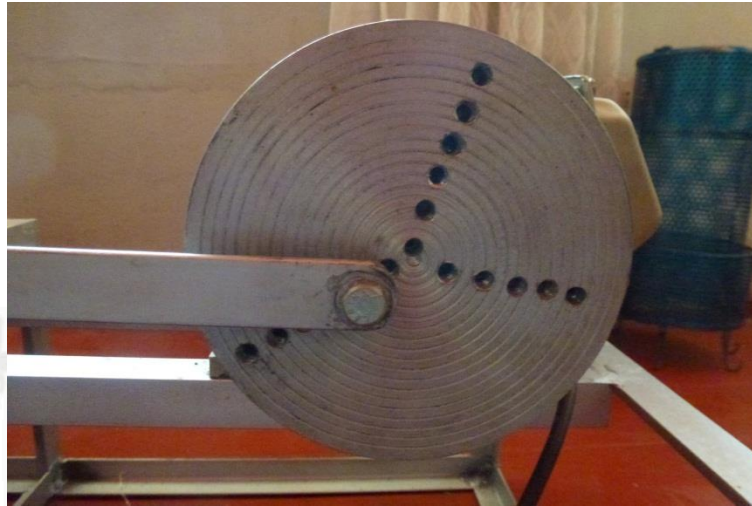


Fig. 3.5 Disco de Amplitudes

3.2.8. Instrumentación para medición

Son los sistemas montados en la estructura de la mesa sísmica con el objetivo de medir diversas variables durante la simulación y ensayos realizados, principalmente en este tipo de sistemas se utilizan lo que son medidores de aceleración (acelerómetros).

Para el presente proyecto se usó los acelerómetros que se encuentran en los celulares.

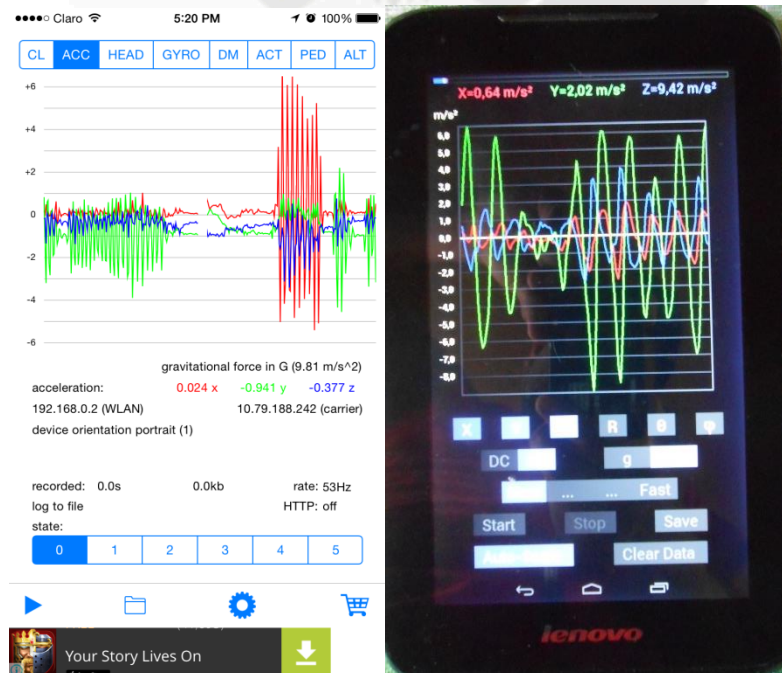


Fig. 3.6 Aplicaciones de acelerómetros usados para la toma de datos

3.3. Modelos Físicos estudiados en mesas sísmicas

Muchos modelos estructurales son estudiados en mesas sísmicas, estos sirven para poder ilustrar de mejor manera el comportamiento de una estructura bajo efectos sísmicos, tanto en el ámbito académico como de la investigación. Estos modelos han sido seleccionados puesto que representan una variedad de sistemas estructurales, materiales de construcción y tipos de carga.

- Estructuras con muros de concreto reforzado
- Losas de puentes de concreto reforzado
- Edificios ligeros de concreto reforzado
- Puentes presforzados de concreto
- Edificios de tabiquería armada

3.4. Construcción General de la Mesa Sísmica

Para la construcción de la mesa sísmica se requirieron los siguientes materiales y herramientas.

3.4.1. Materiales

1. Ángulos de acero 1"x1"x1/8"

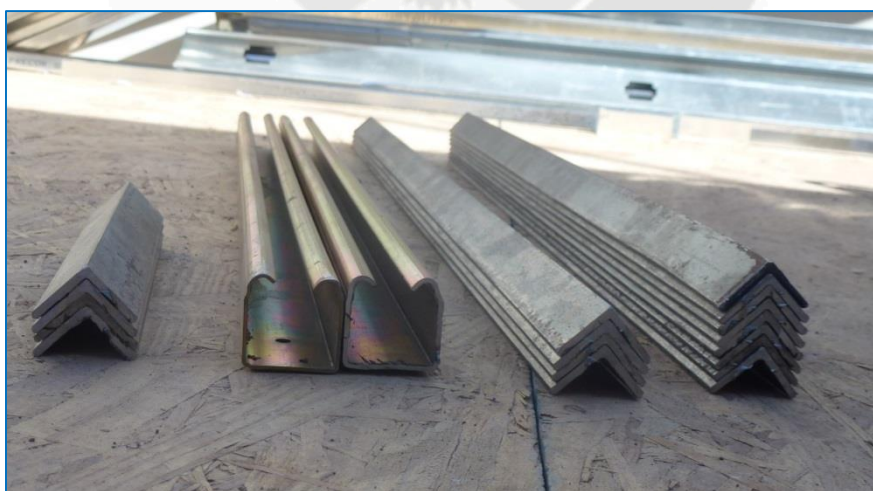


Fig. 3.7 Ángulos de acero

2. Plancha de acero 0.7m x0.7m x 1/8"



Fig. 3.8 Plancha de acero

- 3. Tornillos de diferentes dimensiones
- 4. Rieles
- 5. Rodamientos



Fig. 3.9 Rodamientos

6. Motor trifasico 1 Hp



Fig. 3.10 Motor Trifásico

7. Variador de frecuencias para motor de 1 Hp

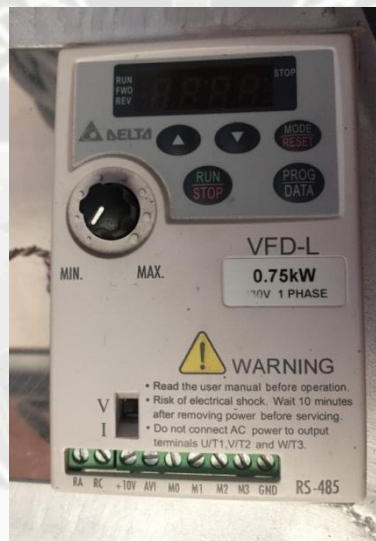


Fig. 3.11 Variador de frecuencias

8. Cables de diferentes diámetros

9. Grasa para máquina



Fig. 3.12 Aceite para Máquina

10. Disco de 15 cm de diámetro de aluminio



Fig. 3.13 Disco de amplitudes

3.4.2. Herramientas

1. Soldadora y soldadura
2. Cortadora y discos
3. Taladro



Fig. 3.14 Cortadora y disco de corte

3.4.3. Procedimiento y consideraciones

1. Inicialmente es recomendable tener herramientas adecuadas para una construcción mucho más precisa y confiable, se debe cortar con bastante precisión teniendo en cuenta las medidas antes proporcionadas. A cada lado de los perfiles ya seccionados, se les hace cortes a 45° para que tengan al final un mejor acabado.



Fig. 3.15 Corte de los perfiles con la cortadora



Fig. 3.16 Cortes a 45° de los perfiles

2. Con ayuda de una amoladora de metal es necesario perfilar los filos de los ángulos para poder soldarlos limpiamente y con prensas en "C" ajustarlos así poder soldar los ángulos uno con otro de manera más segura y precisa.



Fig. 3.17 Estructura soldada y armada

3. Ya con la estructura donde se apoyara la mesa vibratoria armada, se procede a cortar los rieles donde irán los rodamientos de la mesa. Estos rodamientos deben de friccionarse lo menos posible con los rieles para que la mesa pueda moverse con mayor libertad y no genere fuerzas de reacción en contra muy grandes, por este motivo se coloca un poco de aceite de máquina entre los rodamientos y rieles para reducir la fricción considerablemente. También es recomendable colocar en las uniones empernadas de la mesa, para evitar la rápida oxidación de los elementos de acero y poder prevenir que estos se “roben”.



Fig. 3.18 Engrase de los rodamientos y de la estructura

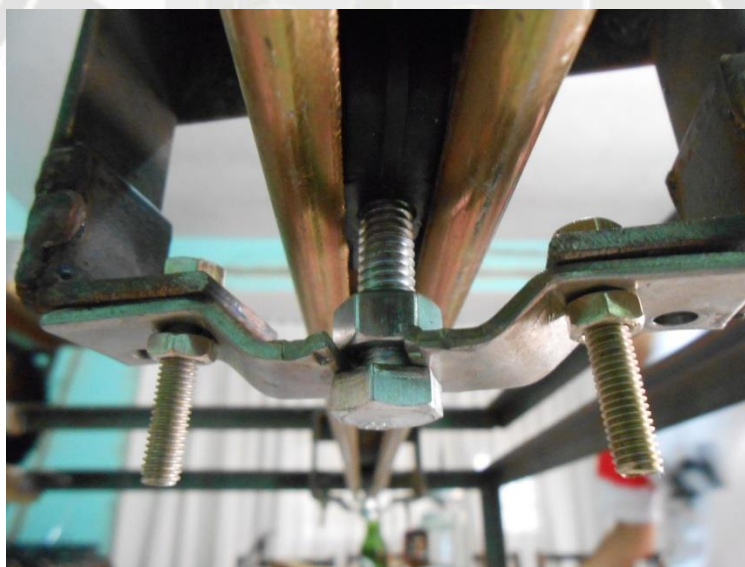


Fig. 3.19 Rodamientos en los rieles

4. Al usar rodamientos que funcionan correctamente en sentido de la gravedad fue necesario armar pequeñas estructuras que conectaran los rodamientos con la plataforma, estas pequeñas estructuras fueron fabricadas con perfiles y platinas de acero, que a su vez también fueron soldadas.



Fig. 3.20 Estructuras que se acoplan a los rodamientos



Fig. 3.21 Estructura armada sobre el riel

5. La plataforma de la mesa vibratoria al ser de medidas considerables, tuvo que ser cortada con bastante cuidado, y para mayor seguridad se perfilaron las esquinas en forma curveada. A su vez se hicieron 7 agujeros por lado en la plataforma, estos serán empernados a una estructura que se apoyará en los rodamientos.

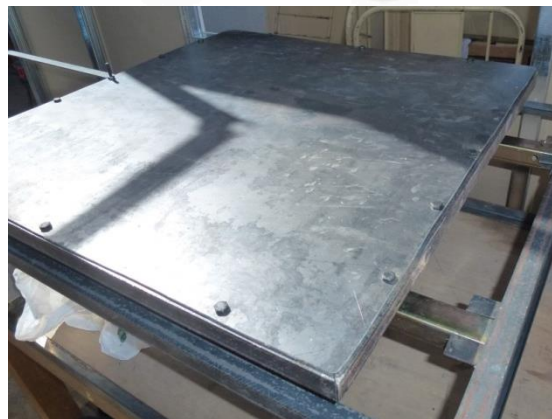


Fig. 3.22 Plataforma armada con plancha de acero

6. Ahora es necesario generar un brazo de metal, que con la fuerza de un motor trifásico de 1 Hp y un variador de frecuencias que controle al motor, le dé movimiento uniaxial a la plataforma, este brazo de metal tiene dimensiones de 13"x1"x1/8". Cabe resaltar que a medida que este brazo sea más largo la segunda estructura donde se apoyará el motor y el variador, será más alargada y en consecuencia más grande y costosa.



Fig. 3.23 Brazo de palanca (biela)



Fig. 3.24 Unión de la biela con la mesa vibratoria

7. Para poder variar las amplitudes fue necesario generar un disco con perforaciones a diferentes radios; las perforaciones fueron hechas cada 3 mm aproximadamente. El disco es de aluminio así que no pesa más de 250 gramos, y tiene un diámetro de 15 cm. Este disco a su vez va enganchado con ayuda de dos prisioneros que son tornillos sin cabeza que ayudan a ajustar el disco al eje del motor.

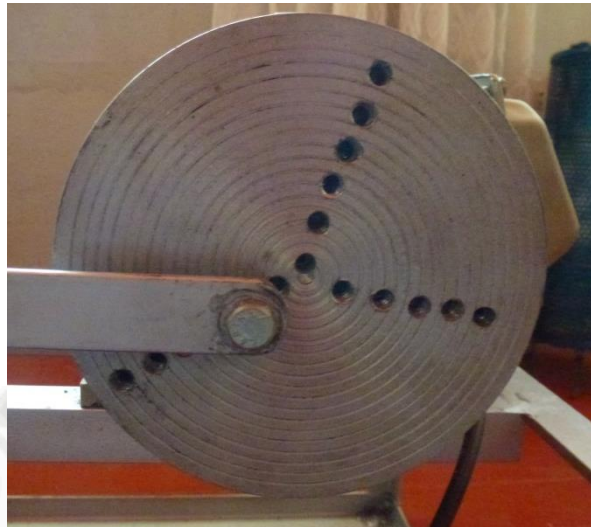


Fig. 3.25 Disco con perforaciones cada 3 mm

8. Como se mencionó líneas arriba, el motor es uno de 1 Hp y Trifásico, es decir que para poder poner en funcionamiento el motor es necesario tener corriente trifásica, y como es de común conocimiento en nuestros hogares solo tenemos corriente 220 V, es decir monofásica. Por tal motivo para poder ponerlo en funcionamiento al motor se le debe conectar un condensador que solo sirva para poder hacerlo arrancar con corriente monofásica, en nuestro caso el variador de frecuencia sirve como condensador también, y no solo cumple la función de bajarle la potencia al motor sino también una función principal, la de controlarlo. Tal vez la única desventaja que tendríamos en este sentido es que al hacerlo arrancar con corriente monofásica, es que la frecuencia que se le da al variador para que lo traslade al motor, no es la real sino más bien la mitad, esto por tema de que no es corriente trifásica. De igual manera se hace la conexión al variador de frecuencias, solo que este tendrá como salida de corriente solo dos cables, que en si son la conexión monofásica. Es recomendable tener cables de diferentes colores, para que en el momento de conectar el variador al motor, estos se puede diferenciar rápidamente (conexiones U, V, W). Otro punto importante a tocar con respecto al motor es que para que este pueda arrancar con corriente monofásica 220V, se debe hacer un arreglo de conexión triángulo a conexión estrella.



Fig. 3.26 Conexión en triángulo



Fig. 3.27 Salida monofásica del variador de frecuencias

Conexión Estrella: En una conexión estrella las bobinas estarán conectadas de tal manera que cada una se comportara como si fueran monofásicas y así producen un voltaje simple. Estas tensiones serían U_1 , U_2 y U_3 . La tensión compuesta es la que aparecerá entre dos fases. Estas serán U_{12} , U_{13} y U_{23} , de manera que: $U_{12} = U_1 - U_2$

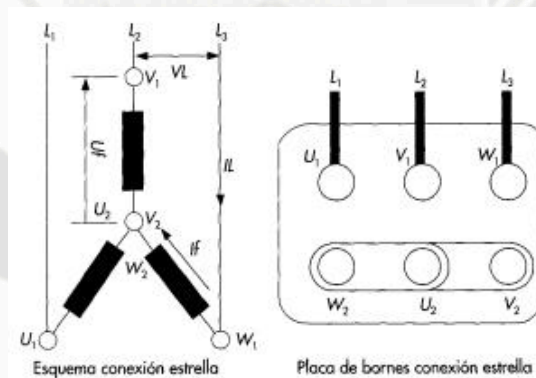


Fig. 3.28 Esquema conexión estrella

Conexión Triángulo: En una conexión triángulo las fases o bobinas estarán conectadas de diferente manera ya que en esta fase o secuencia será un voltaje más desfasado, también podemos ver que la conexión que van a tener será diferente que la de estrella.

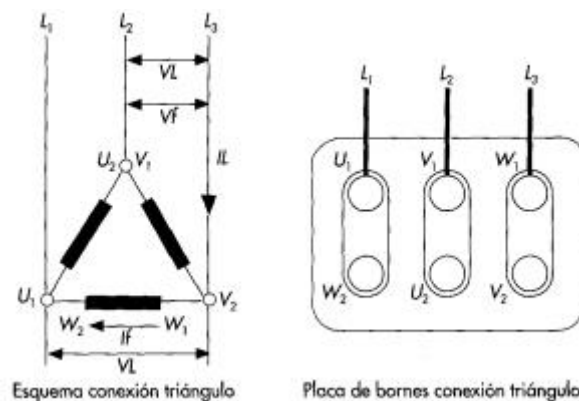


Fig. 3.29 Esquema conexión triángulo

9. Con todas estas consideraciones ya establecidas, se ensambla todo el sistema de la plataforma con ayuda de un nivel, para que todo se encuentre perfectamente nivelado, más la estructura del motor y variador y la estructura que soporta a la plataforma, cabe resaltar que el peso de la estructura y del sistema en conjunto juega a favor de nosotros, ya que al generar mayores frecuencias se genera mayores fuerzas inerciales, y si la mesa no es lo suficientemente pesada esta tendera a moverse en todos los sentidos. De todas formas para poder realizar los ensayos fue necesario arriostrar la mesa a una superficie fija, en nuestro caso a una mesa de concreto con ayuda de dos prensas en C de 15”.

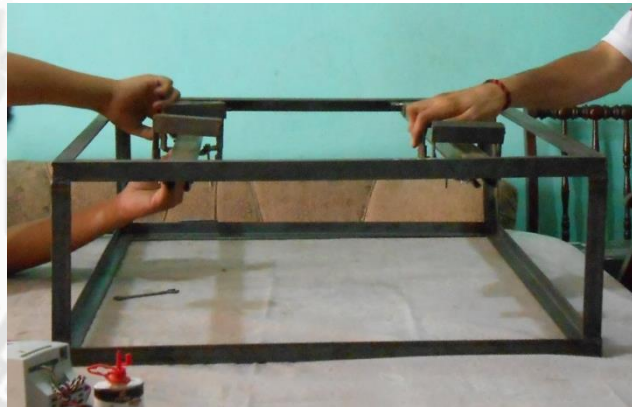


Fig. 3.30 Armado de los apoyos de la plataforma



Fig. 3.31 Nivelación de la plataforma para alcanzar la horizontalidad adecuada

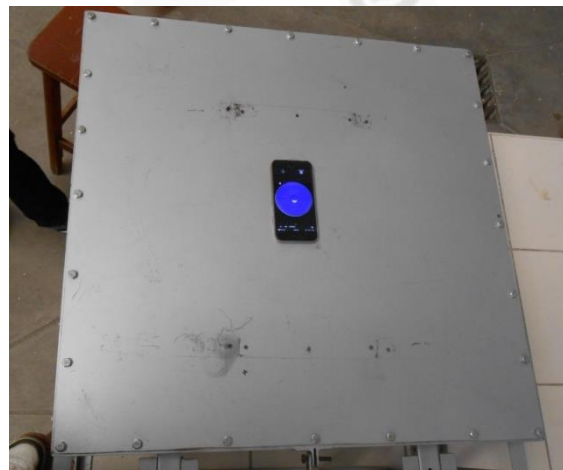


Fig. 3.32 Nivelación con nivel electrónico

10. Como último procedimiento se lijo toda la superficie de los ángulos y platinas de acero, y limpiarlo con tiner, para poder aplicar una capa de pintura a toda la mesa. La pintura evitara que el acero se oxide con facilidad, además de darle un mejor aspecto a la mesa vibratoria. Es importante recalcar que esta mesa fue fabricada con materiales que son fáciles de encontrar en el mercado.



Fig. 3.33 Arriostamiento con Prensas en "C" de 15"

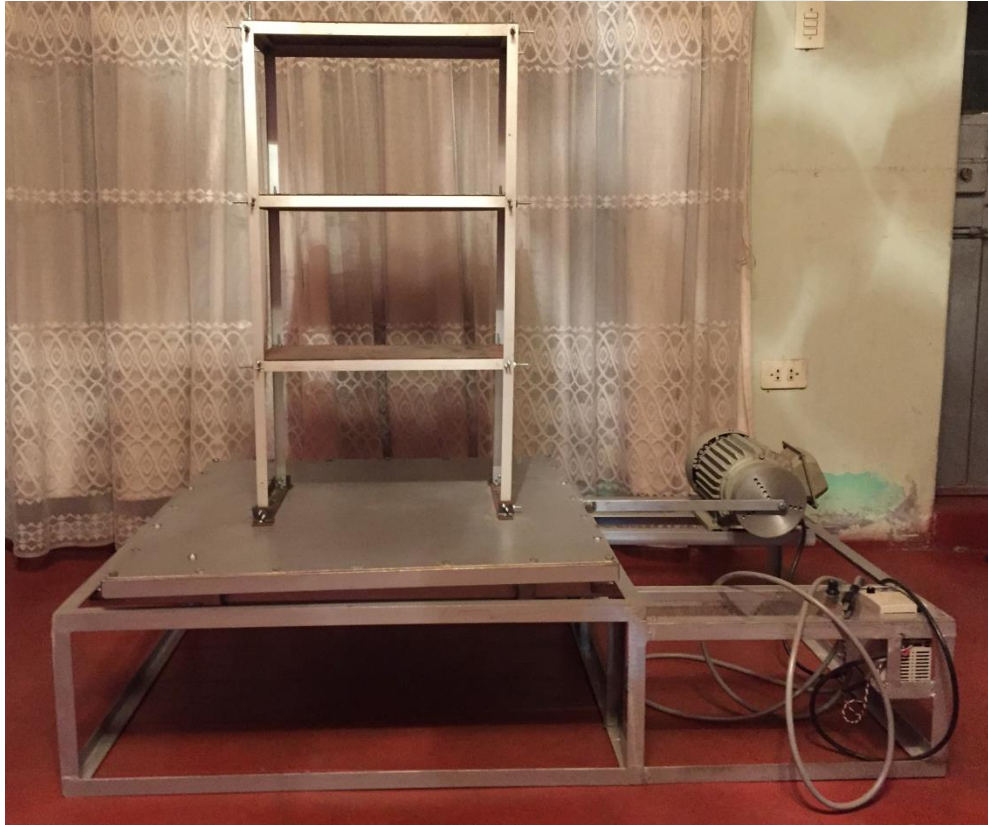


Fig.3.34 Mesa armada y terminada



Fig. 3.35 Mesa armada más estructura de ensayo

CAPÍTULO 4: MODELAMIENTO DINÁMICO, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE ENSAYO

4.1.Introducción

A menudo, con el transcurrir del tiempo, se intenta idear nuevos tipos de soluciones ante diferentes problemas ingenieriles, como son los que aparecen debido a diversos tipos de fenómenos naturales (terremotos, tifones, etc.). Estos problemas en muchas de las situaciones han sido tratados de ser resueltos con ayuda de soluciones matemáticas, haciendo uso de muchos cálculos y teoría, teniendo así algunas soluciones teóricas que al fin y al cabo terminan siendo la base de los diseños estructurales que se tienen hoy en día.

Estas soluciones en muchas oportunidades no terminan de ser lo suficientemente confiable porque como se sabe, una estructura ante una situación real, tiene un comportamiento aleatorio y donde termina siendo necesario complementar estas soluciones teóricas con modelamientos estructurales (modelos de estructuras a escala reducida), teniendo como ventaja principal que se simulara los efectos, daños reales y el comportamiento real del fenómeno sobre la estructura (modelo), para que después del ensayo en estos modelos, con los resultados obtenidos, poder afinar los diseño y también porque no poder idear diversos tipos soluciones posibles ante los daños causados por estos fenómenos, sin tener que construir una estructura a escala real que representa un gran gasto económico.

También estos modelamientos nos sirven para poder comprobar todas las soluciones que teóricamente han ido surgiendo, como son diferentes tipos de amortiguadores y disipadores, comprobar su funcionabilidad y efectividad, etc.

4.2. Modelamiento

Entonces se entiende que un modelo estructural está definido como ***“cualquier representación física de una estructura o porción de estructura, que comúnmente es construido a escala reducida”***. Una segunda definición dada por Janney et al (1970) es: ***“Un modelo estructural es cualquier elemento estructural construido a escala reducida, en comparación con la estructura a escala real, la cual será ensayada y por las cuales las leyes de similitud deben ser empleadas para la interpretación de los resultados obtenidos en el ensayo”***

Muchos elementos estructurales en escala reducida son habitualmente usados en estudios de investigación, algunos investigadores también clasifican estas estructuras como modelos a pesar de que las condiciones de similitud no se aplican normalmente a los modelos de investigación a gran escala. En cambio, los métodos de diseño y ecuaciones se basan directamente en el comportamiento observado de estos modelos de investigación y en consecuencia se les da la aceptación plena por los estructuralistas. Una distinción importante se hace generalmente cuando los materiales del prototipo no se pueden utilizar para la estructura de tamaño reducido. En ese caso, los materiales de modelo deben ser sustituidos y la estructura de tamaño reducido es luego apropiadamente designado a un modelo distorsionado.

En cada caso el problema mayor es encontrar el material apropiado y técnicas de fabricación para los modelos. No es económico construir modelos resistentes y usarlos luego solo para comportamientos en el rango elástico.

4.3. Historia del Modelamiento

El uso de modelos a escala por ingenieros y constructores data de muchos años atrás. Sin embargo, estos primeros modelos ayudaron para planear y construir estructuras, y a su vez estas no fueron hechas para producir deformación y esfuerzos de los prototipos.

Muchos modelos usados para predecir comportamientos estructurales requieren de mediciones de deformación, desplazamientos y fuerzas. El desarrollo del modelamiento como una herramienta de trabajo ha sido bruscamente influenciado por habilidades en análisis de esfuerzos experimentales. La técnica más usada ha sido establecida solo desde el final del siglo 20.

Relativamente los análisis de pequeños modelos han sido hechos desde años anteriores a 1940. Desde esos años, una rápida construcción, instrumentación, y prueba han continuado desarrollándose en el análisis dimensional.

4.4. Clasificación de los modelos a escala

4.4.1. Modelos para efectos del viento

Podemos utilizar modelos de forma y rigidez, donde cualquiera de las dos fuerzas totales o la presión de viento sobre la estructura pueden ser medidos, y modelos aeroelásticos, donde ambas propiedades de forma y rigidez del prototipo son modeladas en orden para medir los esfuerzos producidas por el viento, deformaciones y la interacción dinámica de la estructura con el viento.

4.4.2. Modelos Dinámicos

Estos modelos son usando para estudiar vibraciones o efectos de fuerzas dinámicas sobre estructuras. Ellos pueden ser probados en una mesa vibratoria para el estudio de los efectos de las fuerzas producidas por un sismo, o en un túnel de viento para el estudio de efectos aeroelásticos. Los modelos dinámicos puedan también ser usado para estudiar efectos de explosiones internas y externas o efectos de impacto sobre estructuras.

4.4.3. Modelos académicos y de diseño

Los modelos académicos deben ser tan simples como sea posible para demostrar los conceptos bajo estudio, y la distorsión de la similitud que no es una influencia marcada, y el comportamiento deseado es permisible. Algunos modelos de diseño pueden ser utilizados como una herramienta conceptual para conseguir una mejor idea de cómo se deforma una estructura bajo algunas fuerzas. Otra aplicación del modelamiento físico en el diseño es para poder ayudar a verificar cálculos para grandes estructuras donde las consecuencias de un posible fallo podrían ser extremadamente serias como en un reactor nuclear. Sin embargo la mayor desventaja de usar un modelos para propósitos de diseño, son el tiempo y el dinero involucrado en el estudio del modelamiento.

Nota: Este es el tipo de modelo que nos encontramos ensayando en la presente tesis.

4.4.4. Otros modelos

Esta incluye modelos térmicos donde los efectos del gradiente de temperatura son estudiados.

4.5. Elección de una escala geométrica

Cualquier modelo dado siendo construido en un laboratorio tiene un factor de escala geométrica óptima. Muchos modelos pequeños requieren cargas ligeras pero pueden representar gran dificultad en su fabricación e instrumentación. Modelos más grandes son fáciles de construir pero requieren de equipamiento de carga más pesada. Los siguientes requerimientos no son un problema en un laboratorio que se encuentra bien equipado para pruebas en estructuras más grandes, pero es una gran desventaja en un laboratorio pequeño. Los factores de escala para muchas clases de estructura son las siguientes.

Tipo de estructura	Modelo Elástico	Modelo de Fuerza
Membrana, Techo	1/200 a 1/50	1/30 a 1/10
Puente de Carretera	1/25	1/20 a ¼
Reactor	1/100 a 1/50	1/20 a ¼
Viga, estructura de losa	1/25	1/10 a ¼
Presas	1/400	1/75
Efectos del viento	1/300 a 1/50	No aplica

Tabla 4.1 Escalas geométricas para diferentes tipos de estructura

Modelos de fuerza de estructuras de concreto tienen muchas limitaciones dimensionales, como un mínimo de espesor factible, espaciado de barras, recubrimiento, etc. Mantener la similitud de materiales es un problema crucial en esta categoría de modelos.

4.6. Etapas del modelamiento

Un exitoso estudio de modelamiento es aquel que es caracterizado por un planeamiento cuidadoso de diversos pasos en el proceso del modelado físico. Un estudio experimental de una estructura ingenieril es un proyecto ingenieril pequeño, y como cualquier proyecto de ingeniería, una secuencia lógica y cuidadosa de eventos es absolutamente necesaria.

Un planeamiento detallado de un experimento es incluso más esencial que el planeamiento de una aproximación analítica porque el perfeccionamiento de un modelo estructural a través del proceso de modelado es generalmente imposible. Un aspecto más importante del planeamiento es decidir qué es lo que se espera del modelo. Saber si lo que necesitamos solo son esfuerzos y desplazamientos elásticos, o necesitamos saber cómo la estructura se comportará debido a las cargas, etc. El tiempo requerido para completar el estudio del modelo puede tomar tiempo, quizás desde una o dos semanas para modelos elásticos limitados de una porción de una estructura a 6 o más meses para aun modelo detallado de fuerza para poder predecir el comportamiento de la falla completa de la estructura.

Un típico estudio de modelamiento puede ser dividido en los siguientes procesos múltiples:

1. Definir el alcance del problema, decidiendo que es necesario modelar del modelo y que no es necesario.
2. Especificar requerimientos de similitud para geometría, materiales, fuerzas e interpretación de resultados. Prestar atención particular a las similitudes que no pueden ser encontradas, como el módulo de poisson para concreto y plásticos.
3. Decir el tamaño del modelo y nivel de requerimiento de confiabilidad y precisión.
4. Seleccionar el material del modelo teniendo en cuenta los pasos 1, 2 y 3.
5. Planificar las fases de la fabricación.
6. Seleccionar la instrumentación y registro de equipos para desplazamientos, deformaciones, fuerzas y otras cantidades.
7. Diseñar y preparar los equipos de carga, estos deben ser probados antes de ser utilizados en el modelo.
8. Observar la respuesta del modelo durante el ensayo, tomando notas, grabaciones, fotografías de su comportamiento. No dejar ningún dato a la memoria. Es recomendable grabar todo el proceso de ensayo. Cálculos aproximados deberían ser hechos antes del

experimento para estimar los niveles esperados de respuesta. Comparar los datos iniciales obtenidos después del ensayo para verificar si el ensayo fue bien desarrollado.

9. Analizar la información y escribir el reporte tan pronto sea posible, mientras todo el proceso de ensayo se encuentra en fresco en nuestras mentes.

4.7. Ventajas y limitaciones de los análisis de modelos

La principal ventaja de un modelo físico sobre un modelo analítico es que es el retrato del comportamiento de una estructura completa cargada en su etapa de colapso. Sin embargo el progreso substancial en sí, es basado en procedimientos basado en computadoras para el análisis de estructuras. No podemos aun predecir analíticamente la falla de muchos sistemas estructurales tridimensionales, especialmente aquellas que están sometidas bajo cargas complejas.

La primera motivación de llevar a hacer estructuras reales y experimentar en modelos escalados es principalmente el de reducir los costos. La reducción del costo viene principalmente de dos áreas, la reducción del equipamiento y lo asociado al control de la estructura. Y también la reducción en costo de la fabricación, preparación y disposición de la prueba después del ensayo. La reducción del factor de carga es más dramática, desde la carga concentrada en un prototipo, cuando es reducida en proporción al cuadrado de la escala geométrica del modelo. Esta reducción es aún más dramática cuando un módulo bajo de elasticidad del material, como lo es el plástico, es usado en el modelo.

Ahora, la mayor limitación de usar modelos estructurales en un entorno de diseño son estos de tiempo y gasto. En comparación de modelos físicos con modelos analíticos, uno encuentra que este último son normalmente menos caros y más rápidos de concretar, y uno no puede esperar que los modelos físicos suplanten o replacen modelamiento analítico de estructuras cuando este último procedimiento conduce a la definición aceptable de comportamiento de la estructura del prototipo. Entonces, los modelos físicos son casi siempre confinados a situaciones donde el análisis matemático no es adecuado o factible. Otro factor limitante es que los cambios en el diseño del prototipo proveniente de los resultados de un estudio del modelo pueden requerir un segundo modelo para verificar el diseño. Por lo tanto las consideraciones prácticas a menudo dictamina que los modelos serán usados para verificar un diseño casi finalizado.

El tiempo involucrado en el modelamiento es a menudo sometido a nuevas presiones porque la decisión de ir a un estudio físico es a menudo hecho a último minuto, después de que muchas aproximaciones convencionales dan resultados insuficientes. Un ingeniero que está acostumbrado a obtener todas las respuestas por estudios analíticos es naturalmente vacilante a admitir que el análisis es insuficiente y que un modelo físico es necesario. Esto permitiría una mejor planificación anterior y un enfoque más suave, menos agitado para el estudio del modelo.

Los modelos estructurales son también empleados en programas de investigación en varias aplicaciones como las siguientes:

1. Desarrollo de la información experimental para la verificación de la adecuación de los métodos analíticos propuestos.
2. Estudio del comportamiento básico de las formas complejas de la estructura como Shell.
3. Comportamiento del sistema estructural completo sujeto a historias de carga complejas, como son un par de muros de corte y una viga que las conecte.
4. Desarrollo de nuevos sistemas estructurales.
5. Estudios paramétricos sobre el comportamiento miembro. Muchos de nuestras investigaciones sobre miembros a flexión de concreto reforzado han sido hechos sobre modelos a escala completa.

Es bien reconocido que la investigación de los modelos juega un rol invaluable en mejorar el conocimiento de comportamiento estructural y de este modo encontrar el camino para nuevos y mejorados métodos de diseño. Este rol simple será importante en la ingeniería estructural porque es una disciplina fuertemente fundamentada sobre comportamientos físicos de sistemas realmente hechos de material ordinario de la construcción.

4.8. Precisión de modelos estructurales

La confiabilidad de los resultados de un estudio de modelo físico dado es quizás el único factor más importante para el usuario del enfoque del modelado. Definiciones adecuadas de confiabilidad y precisión son difíciles de formular. Una medida obvia es el grado en que un modelo puede duplicar la respuesta a una estructura de la estructura. El problema conocido en tal comparación es la variabilidad inherente en el propio prototipo, particularmente si se trata de una estructura de concreto armado. Dos elementos o estructuras de concreto armado idénticas normalmente mostraran diferencias, a veces tan altas como 20% o más, y cuando se debe comparar un modelo a un solo prototipo, la dificultad de hacer una conclusión firme sobre la precisión resulta bastante evidente. Se necesitan múltiples prototipos y modelos para tratar los resultados estadísticamente, pero los gastos de incluso una sola estructura de la prueba suele ser alta, y la disponibilidad de datos suficientes para la aplicación de pruebas estadísticas de significación es muy limitada.

Los factores que afectan a la exactitud del modelo incluyen características del material del modelo, la precisión de fabricación, técnicas de carga, métodos de medición e interpretación de los resultados. Modelos elásticos pueden ser contruidos para dar una correlación extremadamente alta con resultados basados en computadoras detallados. La única limitación está en el costo de fabricación de forma adecuada y la carga del modelo. Modelos elásticos de estructuras de concreto armado sólo pueden predecir la respuesta elástica y por lo tanto tendrá una alta precisión para estructuras con los mínimos desplazamientos.

Una mejor perspectiva sobre el grado de confiabilidad y precisión para ser esperado en cualquier modelo en particular puede ser alcanzada solo por el estudio cuidadoso de un número largo de casos individuales.

4.9. Casos estudiados de modelamiento

Muchos casos de modelamiento son estudiados y usados, estos han sido seleccionados porque representan una variación de los sistemas estructurales, materiales de construcción, y tipos de carga.

- Hangares, armaduras para hangares.
- Estructuras de marco y pared.
- Concreto armado de tableros de puentes.
- Edificios livianos de concreto armado.
- Puentes de madera pretensados.
- Enclavamiento de muros de albañilería sin mortero.
- Cimentación de pilas.
- Sistema de puentes compuestos de concreto pretensado externo e interno.

Los modelos físicos de las estructuras son usados académicamente, en investigación, en diseño, y en desarrollos de conceptos. Un modelo puede ser construido y probado en una fracción pequeña del costo de un prototipo (escala real) porque hay grandes reducciones en magnitudes de carga y en costos de construcción. Muchos tipos diferentes de modelos son usados, el costo y tiempo requerido varía ampliamente para cada tipo.

La aplicabilidad de los modelos en aplicaciones de diseño cambia casi continuamente a medida que las capacidades analíticas mejoradas permiten al ingeniero modelar matemáticamente las estructuras cada vez más complejas. La necesidad de la verificación experimental, por lo tanto, será necesaria siempre para ayudarnos a entender el comportamiento de los sistemas complejos.

El análisis del esfuerzo experimental y los principios generales de la experimentación forman partes integrales del proceso de modelamiento. La ejecución de los muchos pasos involucrados en un estudio de un modelo estructural es un proyecto de ingeniería en sí mismo.

4.10. Medición de los resultados

La medición de los desplazamientos, aceleraciones, etc., en modelos a escala necesitan un especial cuidado, ya que en el caso de réplicas reales o verdaderas, estos resultados también son escalados, y dado el caso de un edificio que en escala real se desplaza 1 cm en escala reducida esta se desplazará mucho menos. El problema es cada vez mayor cuando la escala del modelo es más pequeña, es decir, los desplazamientos de estos llegan a ser milímetros, siendo así imperceptibles a la vista.

Es por esto que se recomienda usar técnicas de medición mecánicas, eléctricas, ópticas, y a su vez grabar la variedad de ensayos que se realicen. En nuestra situación utilizamos dos acelerómetros con una precisión considerable que puede registrar hasta 6 aceleraciones de la mesa y de la estructura por segundo. Cabe resaltar que las mediciones realizadas y la base de datos que se tiene, son netamente de aceleraciones.

4.11. Errores Típicos

Estos son los errores que han sido detectados en experimentos específicos. Estos se deben de analizar con especial atención y se debe tener cuidado al momento de la medición, algunos ejemplos de estos errores serian:

1. Análisis dimensional incorrecto
2. Errores en las unidades dimensionales
3. Montar los aparatos de medición en una posición incorrecta
4. Olvidar algún instrumento o elemento del modelo

4.12. Análisis dimensional

Casi todo fenómeno físico puede ser descrito a través de expresiones o ecuaciones matemáticas. El análisis dimensional es desarrollado al tener en consideración estas expresiones y colocando atención al significado de las cantidades y dimensiones involucradas que las describen. Esta herramienta analítica se emplea desde la premisa de que todo fenómeno físico puede ser expresado desde unas ecuaciones dimensionales homogéneas del tipo:

$$q_1 = f(q_2, q_3, \dots, q_n)$$

Donde n es el número total de cantidades físicas implicadas que describen el fenómeno, q₁ es la variable dependiente y desde 2 q a n q son las variables de los cuales q₁ depende. Recordando el Teorema de Buckingham, tenemos: “Una ecuación dimensional homogénea puede ser reducida a una relación funcional entre un completo ajuste de números adimensionales independientes” (n factores).

$$\pi_1 = f(\pi_2, \pi_3, \dots, \pi_{n-m})$$

Donde π_1 incluye variables dependientes y los otros parámetros incluyen solo variables independientes y m es el número de ecuaciones básicas.

En ingeniería los grupos más comunes de ecuaciones básicas son la masa (M), la longitud (L), el tiempo (t) y la temperatura (θ). El otro grupo de ecuaciones básicas es la fuerza (F), (L), (t) y (θ).

Si las anteriores ecuaciones se se cumple debe de haber igualdad entre los prototipos y modelos, teniendo entonces una completa similitud:

$$(\pi_{n-m})_p = (\pi_{n-m})_m$$

En la tabla 4.2 se enumeran algunos parámetros adimensionales de gran uso en aplicaciones de ingeniería que son empleados para definiciones de fenómenos físicos.

NOMBRE DEL PARAMETRO ADIMENSIONAL	FÓRMULA
Número de Cauchy	$\rho V^2/E$
Número de Froude	V^2/Lg
Número de Reynolds	LV/ν
Parámetros que tienen un mayor uso en la ingeniería	
$\rho V^2/E, V^2/Lg, \sigma L^2/P, EL^2/P, t(a/L)^{1/2}, \alpha t, \rho L^3 a/P, (t/L)(E/P)^{1/2}, \rho EL/a, \sigma/E, \partial/L, a/g$	

Tabla 4.2 Parámetros adimensionales comúnmente usados

El procedimiento adecuado para encontrar las condiciones necesarias para completar la similitud entre un modelo y el prototipo son:

- Escribir todas las variables físicas que puedan estar involucradas con la solución del fenómeno físico estudiado.
- Desarrollar una lista completa de parámetros adimensionales para estas cantidades físicas.
- Siendo este el último paso para establecer la escala para todas las cantidades o producto de cantidades físicas del fenómeno físico. Esta es expresada como proporciones de unidades necesarias para describir cantidades idénticas en el modelo y el prototipo. Por ejemplo la escala de longitud es definida como:

$$\lambda_L = \frac{L_p}{L_M}$$

Replica Verdadera: Un modelo que cumple con todos los requerimientos de similitud es llamado “replica verdadera”.

En muchas situaciones prácticas el cumplimiento de todas las condiciones de diseño es una tarea difícil. Estos modelos pueden ser clasificados en proporcionados y distorsionados.

Los modelos proporcionados: son aquellos cuyas ecuaciones de predicción no son afectadas y las condiciones de diseño pueden ser infringidas con intuición dentro del problema físico, demostrando que los resultados no dependen significativamente de las condiciones de diseño infringidas.

Los modelos distorsionados: son aquellos que al distorsionar uno u otro de sus parámetros adimensionales conduce a la distorsión de la ecuación de predicción. Siendo necesario la introducción de una compensación para dicha distorsión.

4.13. Adecuación de Modelos

Los modelos que pueden ser adecuados son aquellos modelos físicos que violan un parámetro adimensional pero que cuya distorsión no afecta a otros parámetros y a la ecuación de predicción. La necesidad para muchos modelos está basada, en el deseo de usar el mismo material que usa el prototipo.

Como hemos visto si el modelo y el prototipo son contruidos con el mismo material, el peso específico del modelo tiene que ser más grande que el peso específico del prototipo. Ahora bien, si el mismo material es usado por ambos ($\lambda_p = 1$), y si el prototipo y el modelo son sometidos a la misma aceleración gravitacional ($\lambda_g = 1$) g, entonces la escala del peso específico puede ser ($\lambda_\delta = 1$).

Siendo esta solución un argumento falso, ya que el peso específico de un material estructuralmente eficaz en compañía de un material adicional, resultaría una estructura no efectiva.

El método de la simulación de la masa artificial implica la adicción de masa no efectiva a la estructura para aumentar el peso específico del modelo estructural. El método es generalmente satisfactorio para consolidar la masa del modelo, cuando la masa puede ser concentrada fácilmente en lugares discretos. Utilizando el método descrito, iniciamos el diseño del modelo estructural con la selección de los valores de n (factores de escala). Estos factores de escala se encuentran ordenados en la siguiente tabla, Para ensayos sísmicos las dimensiones básicas

pueden ser fuerza, longitud y tiempo, de esta manera tenemos que $n = 3$ (número de ecuaciones básicas). El último valor de escala para un buen diseño es usualmente el valor de λ_L . Todas las otras ecuaciones pueden ser expresadas en términos de estos tres factores de escala.

PARAMETRO	UNIDADES	MATERIAL DIFERENTE	MISMO MATERIAL
Longitud	L	λ_L	λ_L
Tiempo	t	$\lambda_L^{1/2}$	$\lambda_L^{1/2}$
Frecuencia	$1/t$	$\lambda_L^{-1/2}$	$\lambda_L^{-1/2}$
Velocidad	L/t	$\lambda_L^{1/2}$	$\lambda_L^{1/2}$
Desplazamiento	d	λ_L	λ_L
Aceleración Gravitacional	L/t^2	1	1
Aceleración	L/t^2	1	1
Fuerza	F	$\lambda_E \lambda_L^2$	λ_L^2
Masa	$F t^2 / L$	$\lambda_E \lambda_L^2$	λ_L^2
Rigidez específica	L	λ_L	λ_L
Deformación	L/L	1	1
Esfuerzo	F/L^2	λ_E	1
Módulo de elasticidad	F/L^2	λ_E	1
Energía	FL	$\lambda_E \lambda_L^3$	λ_L^3

Tabla 4.3 Factores de escala

Para nuestro caso tenemos que y teniendo en consideración la tabla 4.1, sobre la recomendaciones al momento de escoger una escala, tenemos que la escala geométrica es 1/10, considerando que es una escala que se acomoda también a las dimensiones de nuestra mesa vibratoria.

De esta manera obtenemos que nuestros valores de escala para un material diferente serán:

PARAMETRO	UNIDADES	MATERIAL DIFERENTE
Longitud	L	10
Tiempo	t	3.16
Frecuencia	$1/t$	0.31622
Velocidad	L/t	3.16
Desplazamiento	d	10
Aceleración Gravitacional	L/t^2	1
Aceleración	L/t^2	1
Fuerza	F	$100\lambda_E$
Masa	$F t^2 / L$	$100\lambda_E$
Rigidez específica	L	10
Deformación	L/L	1
Esfuerzo	F/L^2	λ_E
Módulo de elasticidad	F/L^2	λ_E
Energía	FL	$1000\lambda_E$

Tabla 4.4 Factores de escala del modelo a ensayar

Como podemos notar, las demás escalas dependen básicamente de las escalas geométricas y escala de los módulos de elasticidad, esto básicamente porque al no ser un mismo material, el módulo de elasticidad no es el mismo, por otro lado el escalamiento del desplazamiento es el mismo que el de la escala geométrica, cosa que no sucede en nuestro modelo escalado, puesto que si bien nuestro modelo fue escalado en longitud, no lo fue de la misma manera en las secciones transversales de los elementos estructurales. Es por esto que utilizamos el método de la adición de la masa artificial para aumentar el peso específico del modelo estructural, esto para poder consolidar la masa del modelo y la concentramos en las losas de nuestro modelo, con planchas de acero de mayor espesor, que en sí tienen mayor peso específico que un ángulo de aluminio.

4.14. Cálculo de los parámetros del amortiguador de masa concentrada

En la presente sección se realizará el cálculo de los parámetros óptimos para el amortiguador de masa concentrada.

Como primer paso se procede a seleccionar una razón de masas ($\bar{m}$). En este caso se escogió un 10% de la masa total del edificio.

Procedemos a calcular la masa del amortiguador la cual es calculada a partir de la masa de la estructura principal, este dato es:

$$m_{total} = \frac{4.20 \text{ kgf}}{9.81 \frac{m}{s^2}}$$

$$m_{total} = 0.4281 \frac{\text{kgf} \cdot s^2}{m}$$

Por lo tanto la masa del amortiguador de masa concentrada viene a ser:

$$m_d = \bar{m} * m_{total}$$

$$m_d = 0.1 * 0.4281$$

$$m_d = 0.04281 \frac{\text{kgf} \cdot s^2}{m}$$

El modo de vibración que se desea controlar es el primer modo de vibración, la frecuencia de este fue hallada experimentalmente, sometiendo a la estructura a movimientos del terreno a diferentes frecuencias, observando que la frecuencia a la cual la respuesta dinámica se amplificaba en gran medida y posteriormente elevando más la frecuencia la respuesta de la estructura disminuía otra vez fue a una frecuencia de 2.5 Hz aproximadamente, de tal manera que esta es la frecuencia fundamental de la estructura, a partir de esto podemos calcular la frecuencia natural de nuestro modelo a escala:

$$\omega = 2 * \pi * 2.5 \text{ s}^{-1}$$

$$\omega = 15.7079 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

Con la masa del amortiguador de masa concentrada y la frecuencia natural podemos proceder al cálculo de la f_{opt} (razón óptima de frecuencias) y a partir de esta se puede calcular la k_d (rigidez del amortiguador de masa concentrada).

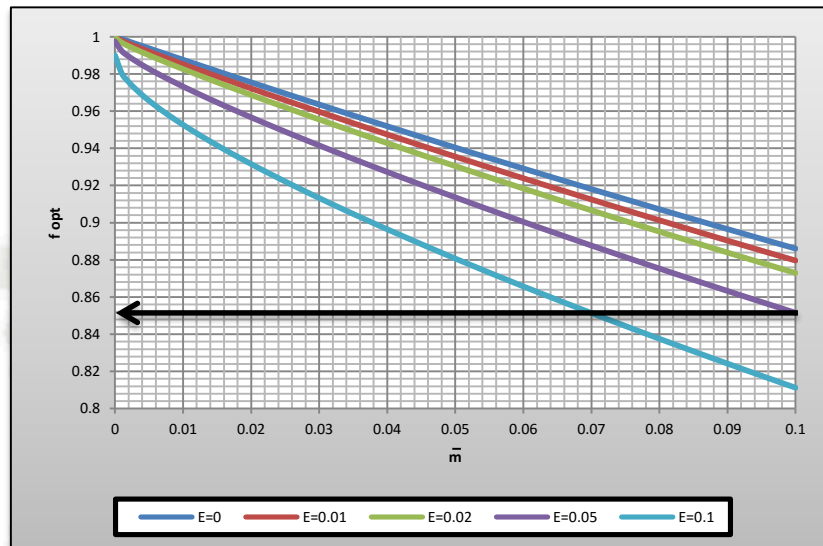


Fig. 4.1 Grafica F_{opt} vs M

$$f_{\text{opt}} = 0.8515$$

Se calcula ω_d (frecuencia natural de amortiguador)

$$\omega_d = 0.8515 * 15.7079$$

$$\omega_d = 13.3753 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

Procedemos a calcular la rigidez del amortiguador de masas

$$k_d = 0.04281 * 13.3753^2$$

$$k_d = 7.659 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Para la rigidez del amortiguador de masa concentrada se utilizaron cuatro resortes:

$$k_d = 1.915 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

4.15. Construcción del modelo

4.14.1. Introducción

Uno de los principales objetivos de una mesa antisísmica es ensayar y analizar modelos dinámicos a pequeña escala como es nuestro caso. El propósito de analizar modelos en la ingeniería sísmica es el de predecir la respuesta dinámica de prototipos de estructuras por medio de ensayos en el laboratorio en modelos físicos y como se explica a lo largo de esta investigación es la de reducir también los costos de modelos contruidos a escala real.

Para diseñar o seleccionar los componentes de la mesa sísmica es necesario discutir brevemente la teoría del modelamiento dinámico dado que muchos conceptos de diseño dependen o están relacionados con esta teoría. Esta breve discusión de la teoría del modelamiento dinámico está basada en el trabajo “Theory and Application of Experimental Model Analysis in Earthquake Engineering” de Moncarz y el trabajo titulado “Analytical Modeling and Experimental Identification of a Uniaxial Seismic Simulator” de Twitchell.

4.14.2. Selección de Terremotos Característicos

Los registros de tres terremotos fueron seleccionados para el diseño y análisis de los componentes y equipos de una mesa sísmica. Estos fueron seleccionados en base a su frecuencia y magnitud, debido a la intensidad de las mismas. En la tabla xx muestra las características de los terremotos seleccionados.

Para poder realizar los ensayos se consideró cuatro diferentes amplitudes, como se muestra en la tabla xx, cada amplitud fue probada para diferentes frecuencias que van de 1 a 3.5 Hertz, en intervalos de 0.5 Hertz. Estas frecuencias fueron tomadas debido a que según a cálculos del modelo en sí, se obtuvo que el primer modo de vibración se encontrara entre estos rangos de frecuencia.

Amplitud (cm)	Frecuencia (Hertz)	Amplitud (cm)	Frecuencia (Hertz)	Amplitud (cm)	Frecuencia (Hertz)	Amplitud (cm)	Frecuencia (Hertz)
0.9	1	1.1	1	1.5	1	1.7	1
	1.5		1.5		1.5		1.5
	2		2		2		2
	2.5		2.5		2.5		2.5
	3		3		3		3
	3.5		3.5		3.5		3.5

Tabla 4.5 Amplitudes y frecuencias a ensayar

4.14.3. Carga Bruta del Modelo

El modelo fue construido a base de materiales como el perfiles de aluminio y planchas de acero, puesto que inicialmente lo que se buscó al momento de realizar un modelo a escala fue el de hacer visible los desplazamientos del modelo a escala y el efecto del TMD en este.

En la tabla xx se tiene las características de cada elemento que se utilizó en la construcción del modelo a escala.

Es importante recalcar que para la construcción del modelo a escala inicialmente se consideró uniones empernadas, las cuales al momento de realizar los ensayos sobre la mesa vibratoria estas empezaban a aflojarse, eliminando así la simulación de empotramiento en la intersección de columnas, vigas, losas. Ante esta circunstancia se tomó la decisión de construir un segundo modelo a escala con uniones remachadas, estas ajustan de mejor manera los perfiles de aluminio junto a plancha de acero, simulando mejor la condición de empotramiento.

NOTA: También se consideró un proceso de soldadura, pero teniendo en cuenta que el aluminio se funde a 650 °C y considerando que los perfiles son muy delgados, al momento de llevar la soldadura con el aluminio, esta se volvería líquido antes de empezar a soldar.

Partes	Características	Cantidad	Largo (m)	Ancho (m)	Peso (Kg)	Peso Total (Kg)
Perfil de Aluminio	5/8" x 5/8" x 1/32"	4	0.75	-	0.150	0.6
		3	0.4	-	0.080	0.24
		3	0.2	-	0.040	0.12
Plancha de Acero	Plancha de 1/8"	3	0.4	0.2	1.250	3.75
Pernos o Remaches	3/4" x 1/4"	64	-	-	0.002	0.1
TOTAL						4.81

Tabla 4.6 Características de los materiales de la estructura a ensayar y peso total

4.14.4. Construcción General del modelo

Para poder definir la estructura y los tipos de materiales usados en la construcción del modelo a escala es necesario recordar que queremos hacer visibles los desplazamientos, es por esto que se optó por construir un modelo de 3 niveles que tenga columnas fabricadas con un material suficientemente flexible para poder soportar los desplazamientos ocasionados por el sismo y rígido para que este no se quiebre con facilidad al soportar las cargas por gravedad producidas por las planchas de acero que a su vez hacen de losas en nuestro modelo a escala.

- Inicialmente se tiene ángulos de aluminios que son encontrados en el mercado en longitudes de 6 metros, y planchas de acero que son comercializadas en medidas de 2.40 x 1.20 m.

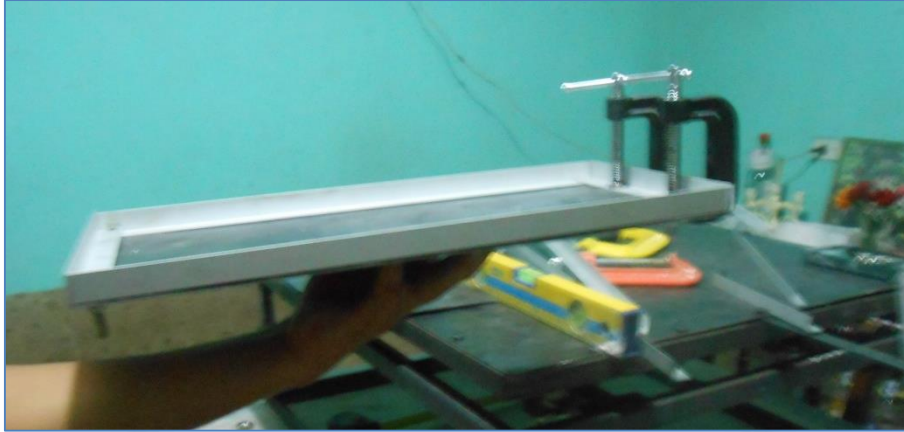


Fig. 4.2 Perfiles de aluminio armados más plancha de acero

- Cortamos los ángulos de aluminios en medidas de 0.75 m (4 piezas), 0.40 (3 piezas), 0.20 (3 piezas), estas tendrán la función de representar las columnas y vigas del modelo a escala.
- También se cortó la plancha de acero con medidas de 0.40 x 0.20 m (3 piezas). Estas simularan las losas que a su vez hacen de diafragmas rígidos.
- Para el caso del modelo empernado, con una taladro y broca de diferentes medidas se procedes a hacer perforaciones en los encuentro de vigas con columnas y losa cada 0.25 m puesto que es un modelo de 3 niveles (0.75 m de altura).



Fig. 4.3 Uniones empernadas



Fig. 4.4 Doble empernado para simular empotramiento

- Para el caso del modelo remachado, de igual manera que en el modelo empernado, se realizan perforaciones en los perfiles de aluminio de 0.75 m cada 0.25 m. La diferencia radica que estas en vez de ser empernadas con ayuda de una remachadora se procede a unir todas las piezas de la estructura. Esta modelo al fin y al cabo termina siendo más rígido.



Fig. 4.5 Uniones Remachadas



Fig. 4.6 Armado del modelo a ensayar

- Ya con el modelo a escala (tanto el empernado como el remachado) terminado, se continua empotrando la estructura a la mesa vibratoria, está en sus puntos de apoyo también deberá estar restringido del cualquier posibilidad de movimiento en todos sus ejes para poder simular un empotramiento. Es recomendable que este encuentro en la base sea reforzado, ya que es quien soportara el máximo momento basal, el cual teniendo en cuenta que es un perfil de aluminio bastante delgado, podría converger en una fractura del material.



Fig. 4.7 Empotramiento en la plataforma con perfiles de acero



Fig. 4.8 Empotramiento del modelo con pernos y perfiles de acero



Fig. 4.9 Modelo armado sobre mesa vibratoria final

4.16. Construcción del TMD a escala

Inicialmente se tenía como principal dificultad representar un TMD a escala reducida, ya sea tipo péndulo o tipo traslacional, por la situación de tener una correcta representación del TMD a escala reducida. Por esta situación se optó por usar resortes con una masa que fue calculada y que en si se comporta más como un TMD tipo traslacional, esto porque pragmáticamente, resulta más sencillo representar a nuestro TMD de esta manera.

- Se busco un recipiente en forma concava que pueda contener a varios disco de aceros de diferentes pesos, este recipiente fue tipo una capsula de aluminio.



Fig. 4.10 TMD a escala

- Para poder arriostrar los discos al recipiente de aluminio, se soldó un tornillo de metal en el medio del recipiente, y a los discos de acero una perforacion que se ajuste al diametro del tornillo previamnete ya soldado. Con un tornillo se fijan los discos en el recipiente.
- Se utilizaron cuatro resortes de rigidez 1.915 kgf/m c/u , los cuales se arriostraron en cuatro lados del recipiente de aluminio y estos a su vez en el ultimo nivel por el extremo opuesto del resorte a las esquinas de la estructura.

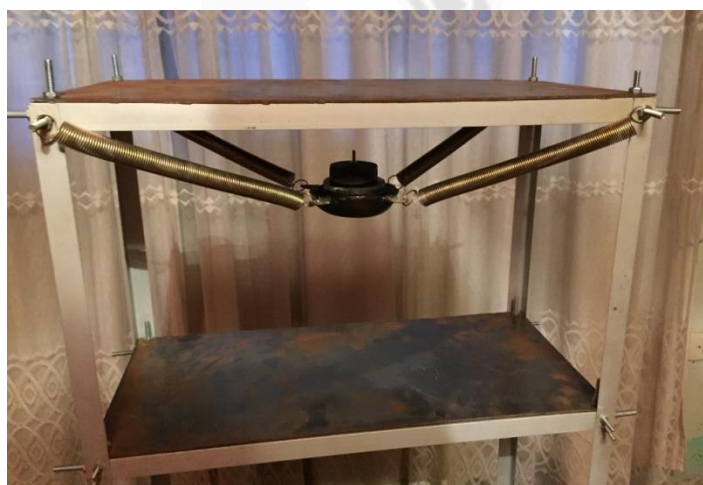


Fig. 4.11 TMD armado con resortes en el modelo a escala

CAPÍTULO 5: DATOS ADQUIRIDOS DEL MODELAMIENTO FÍSICO Y MATEMÁTICO

5.1.Introducción

Para los ensayos realizados se procedió a trabajar con dos variables las cuales fueron las amplitudes del movimiento sísmico y las frecuencias, estas se fueron variando de tal manera que se pudo lograr diversas aceleraciones a diferentes frecuencias, demostrando que la reducción de la respuesta dinámica es influida directamente por la razón de frecuencias entre la estructura y el movimiento de terreno independientemente de cual sea la aceleración del terreno.

5.2.Datos adquiridos

A continuación se procederá a plasmar en tablas y gráficos (acelerogramas) los datos obtenidos de los diversos ensayos realizados en los laboratorios de la Universidad Católica Santa María presentando los datos más representativos en este capítulo y el resto se presentara como Anexos, en caso se requiera consultar dicha información.

Como se explicó previamente se ensayaron dos estructuras las cuales poseen las mismas características a excepción de las uniones siendo una de ellas la estructura con uniones empernadas para la cual se realizaron aproximadamente 45 ensayos entre la estructura con amortiguador de masas concentradas y sin amortiguador y la otra con uniones remachadas para la cual se realizó un aproximado de 96 ensayos. En total se realizó 141 ensayos.

5.3. Estructura Empernada

5.3.1. Acelerogramas para una amplitud de 0.9 cm

Para cada ensayo realizado se obtuvo un acelerograma del terreno los cuales van desde 2.26 m/s² para una frecuencia de 1 Hertz hasta 13.73 m/s² para una frecuencia de 3.5 Hertz.

Frecuencia 1.5 Hz

Valor Máxima Aceleración: 4.03 m/s²

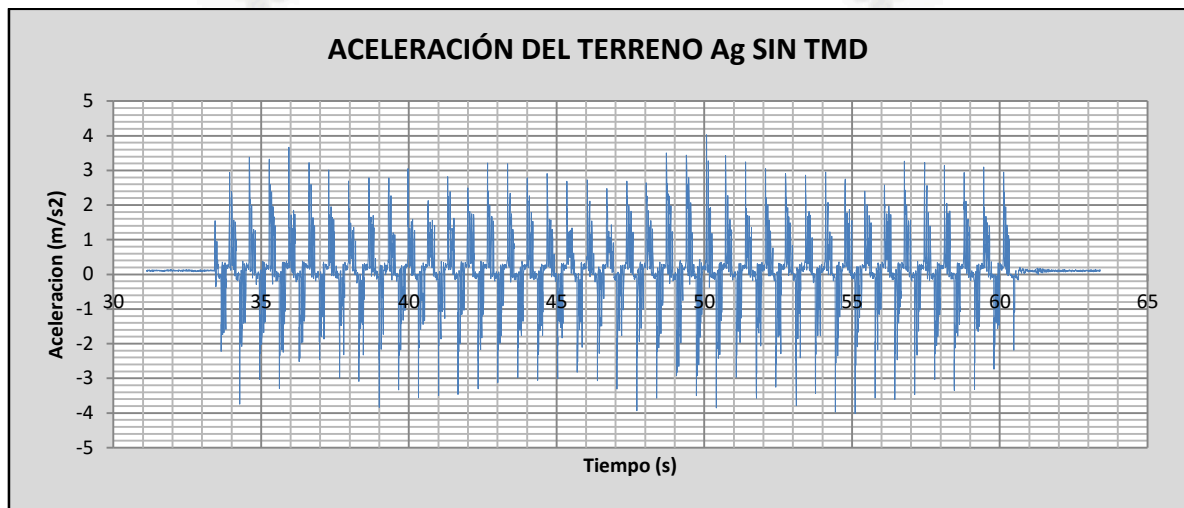


Fig. 5.1 Acelerograma del terreno F=1.5 Hertz A=0.9 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.48 g

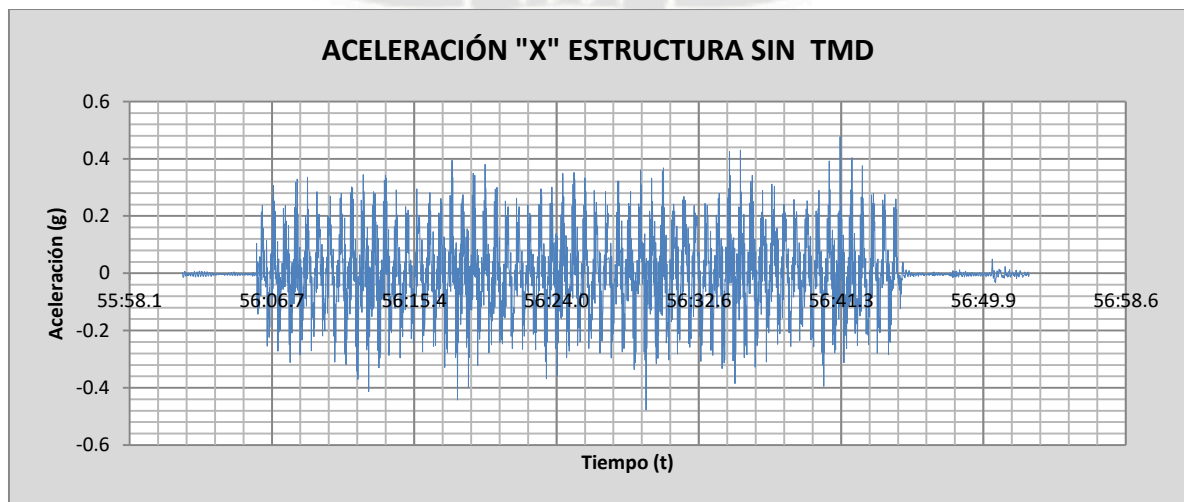


Fig. 5.2 Acelerograma de la estructura F=1.5 Hertz A=0.9 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 4.32 m/s²

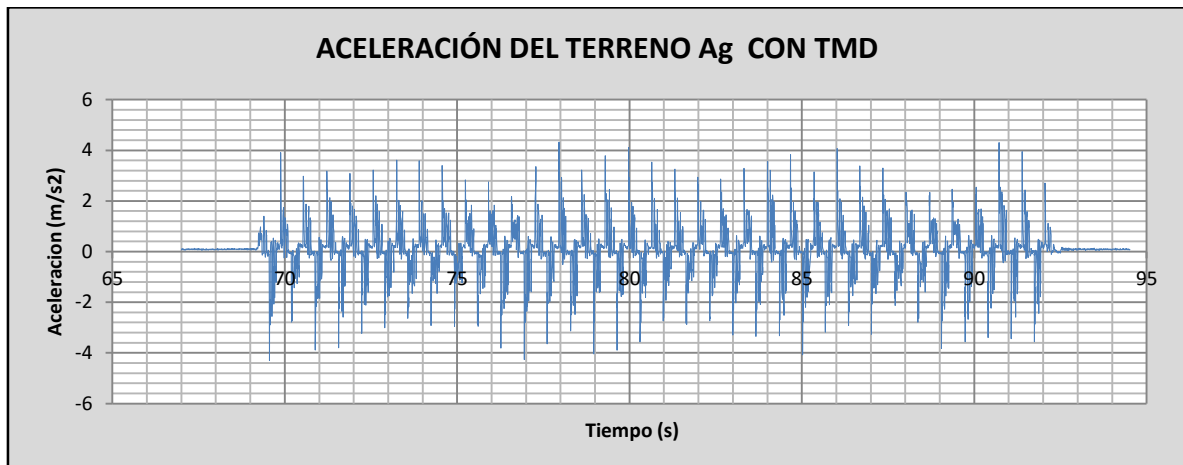


Fig. 5.3 Acelerograma del terreno $F=1.5$ Hertz $A=0.9$ cm con TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.35 g

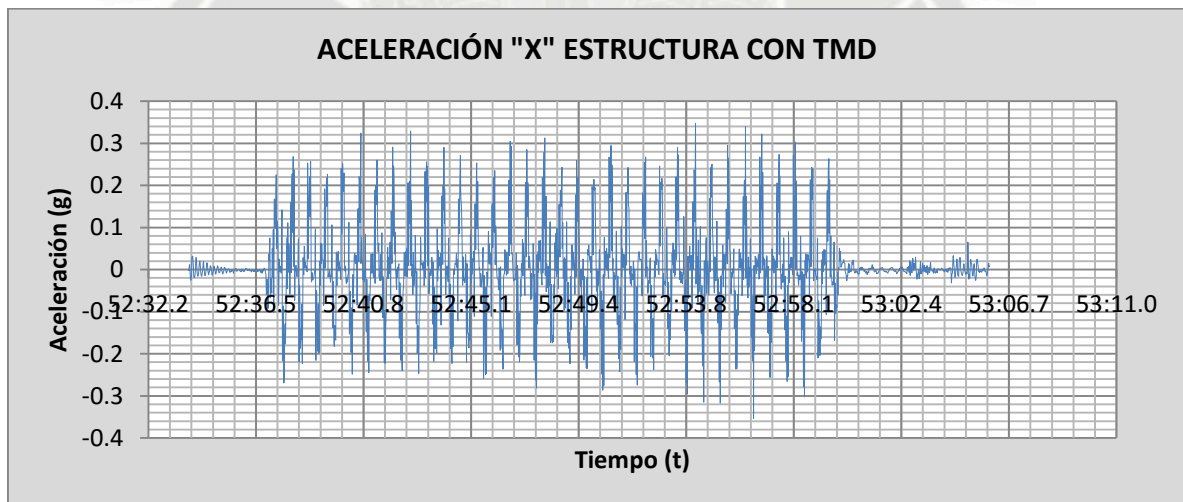


Fig. 5.4 Acelerograma de la estructura $F=1.5$ Hertz $A=0.9$ cm con TMD

Frecuencia 2.5 Hz

Valor Máxima Aceleración: 9.31 m/s²

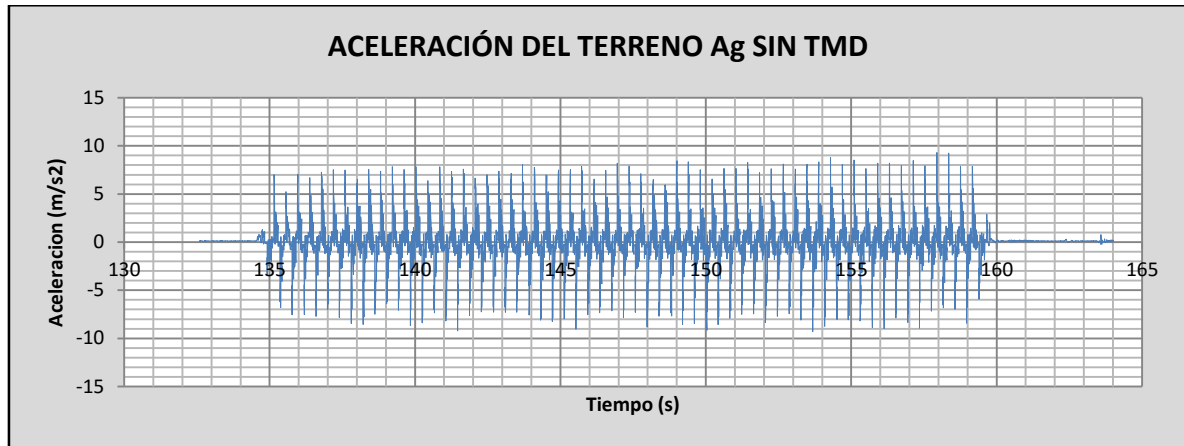


Fig. 5.5 Acelerograma del terreno F=2.5 Hertz A=0.9 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 2.21 g

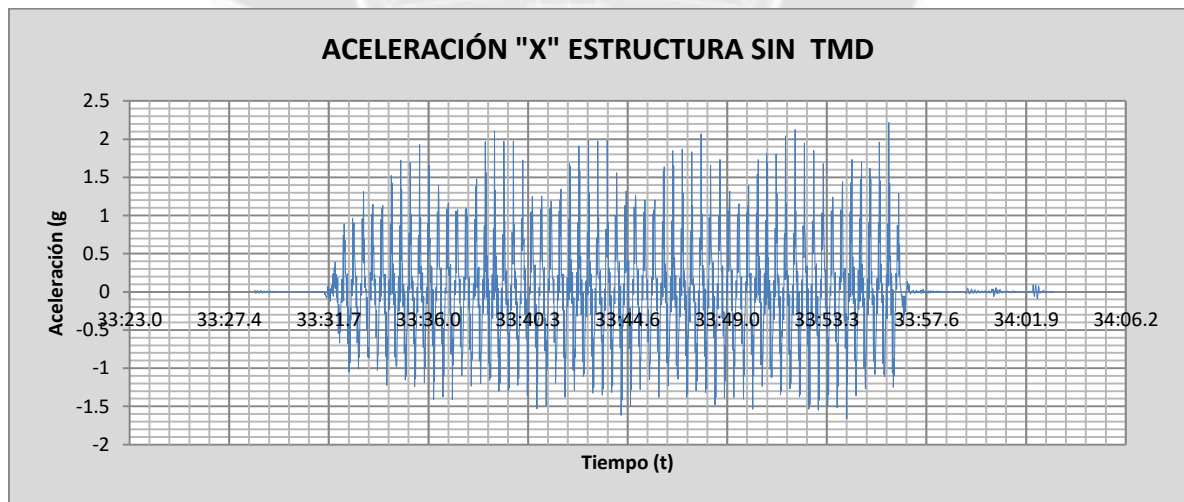


Fig. 5.6 Acelerograma de la estructura F=2.5 Hertz A=0.9 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 9.31 m/s²

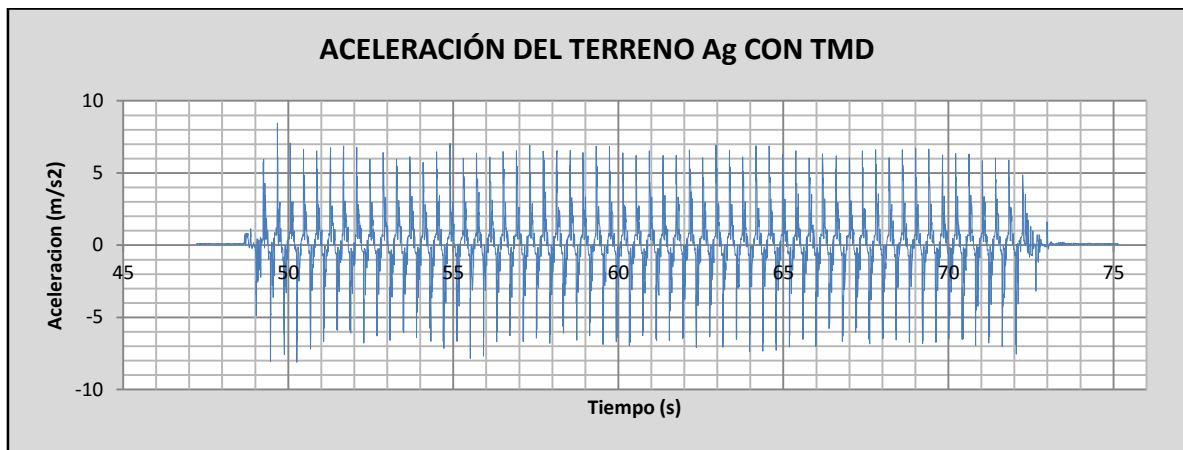


Fig. 5.7 Acelerograma del terreno $F=2.5$ Hertz $A=0.9$ cm con TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.66 g

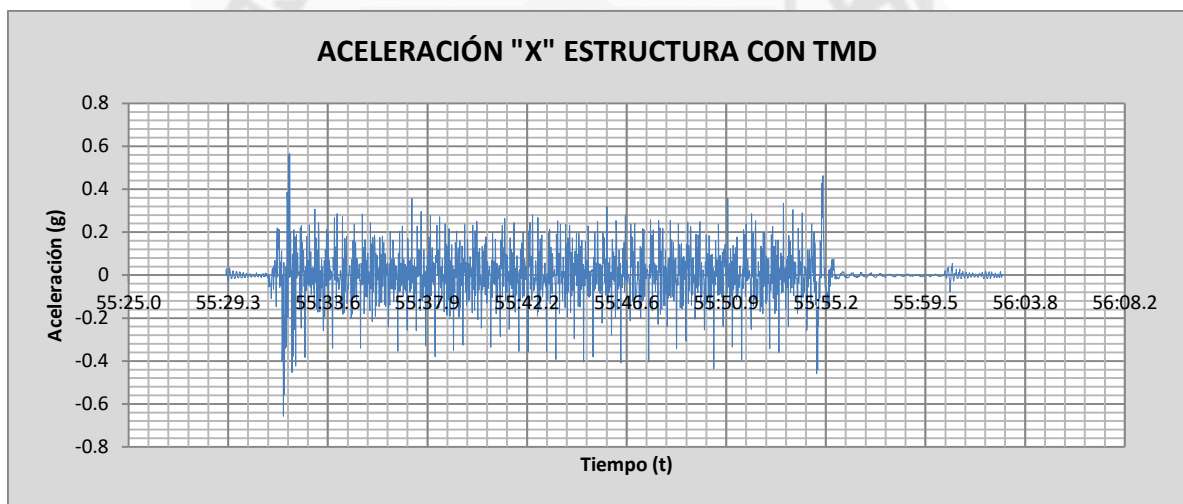


Fig. 5.8 Acelerograma de la estructura $F=2.5$ Hertz $A=0.9$ cm con TMD

Para una frecuencia de 2.5 Hertz hay una notable disminución en la aceleración de la estructura provista con TMD a una que no está equipada con esta, la cual va de 2.21g a 0.66g. No ocurre lo mismo para una frecuencia de 1.5 Hertz donde a pesar de tener equipado un TMD o no tenerlo, no hay una reducción en la aceleración de la estructura notable, esta va de 0.48g a 0.35g.

5.3.2. Acelerogramas para una amplitud de 1.1 cm

Para cada ensayo realizado se obtuvo un acelerograma del terreno los cuales van desde 3.68 m/s² para una frecuencia de 1 Hertz hasta 25.4 m/s² para una frecuencia de 3.5 Hertz.

Frecuencia 1.0 Hz

Valor Máxima Aceleración: 3.68 m/s²

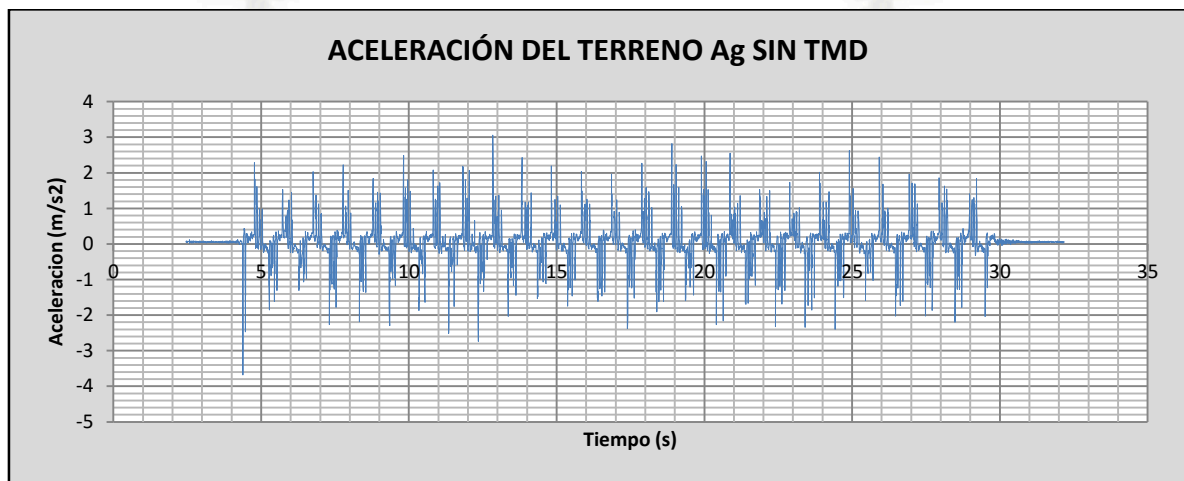


Fig. 5.9 Acelerograma del terreno F=1.0 Hertz A=1.1 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.26 g

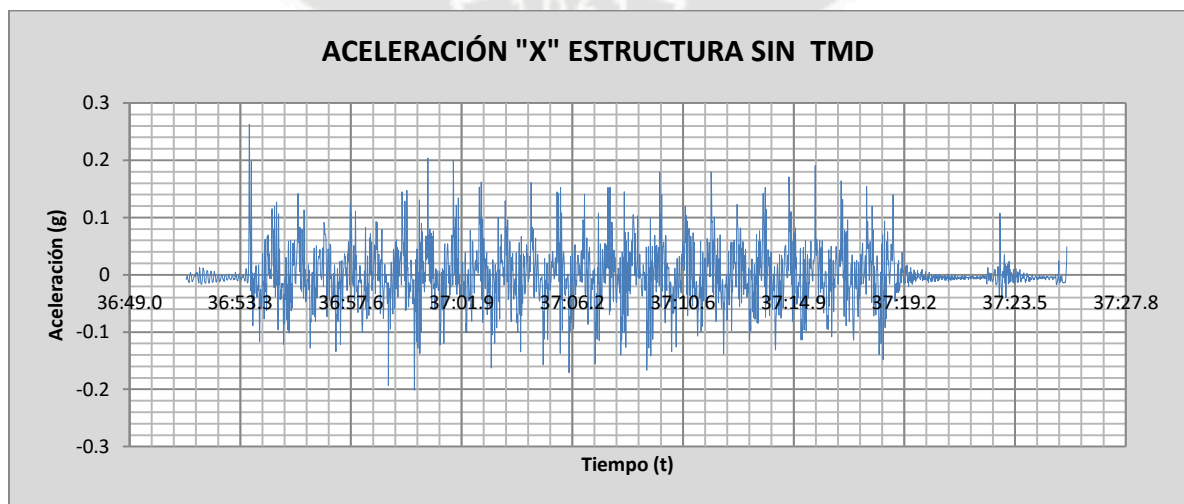


Fig. 5.10 Acelerograma de la estructura F=1.0 Hertz A=1.1 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 4.17 m/s²

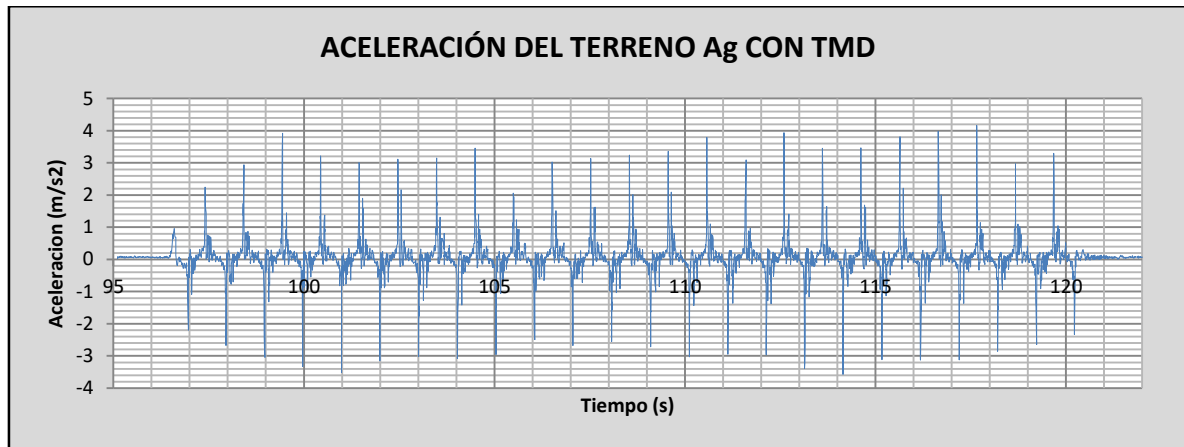


Fig. 5.11 Acelerograma del terreno $F=1.0$ Hertz $A=1.1$ cm con TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.27 g

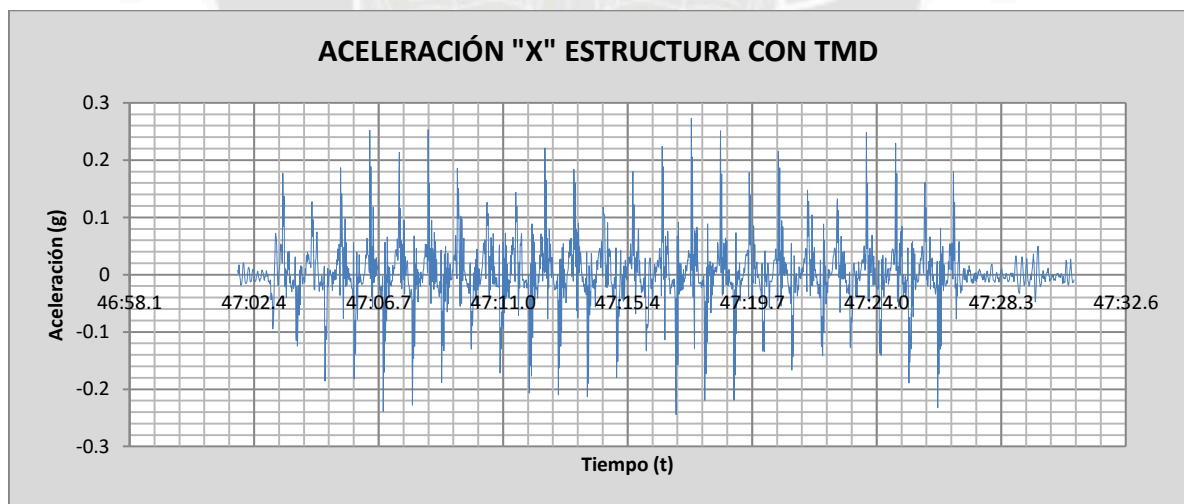


Fig. 5.12 Acelerograma de la estructura $F=1.0$ Hertz $A=1.1$ cm con TMD

Frecuencia 2.5 Hz

Valor Máxima Aceleración: 11.07 m/s²

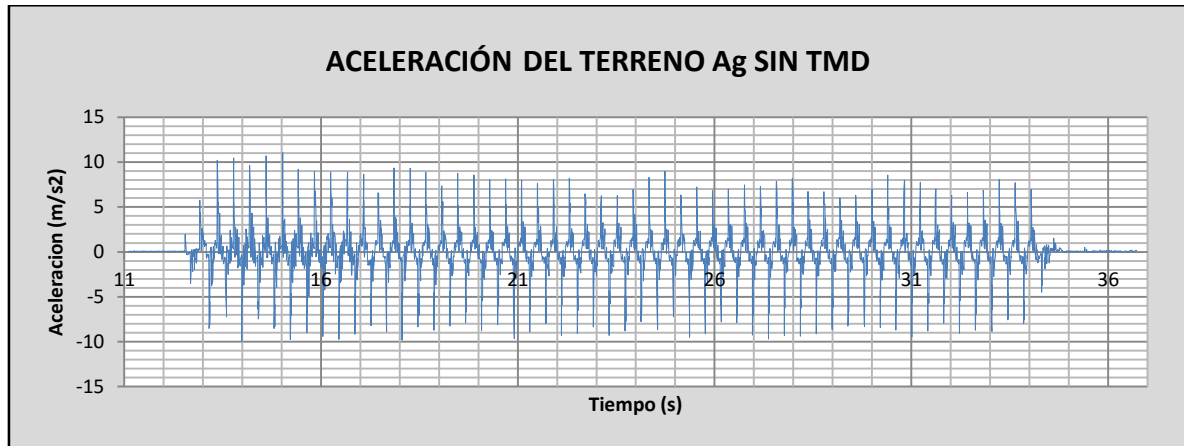


Fig. 5.13 Acelerograma del terreno $F=2.5$ Hertz $A=1.1$ cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 2.33 g

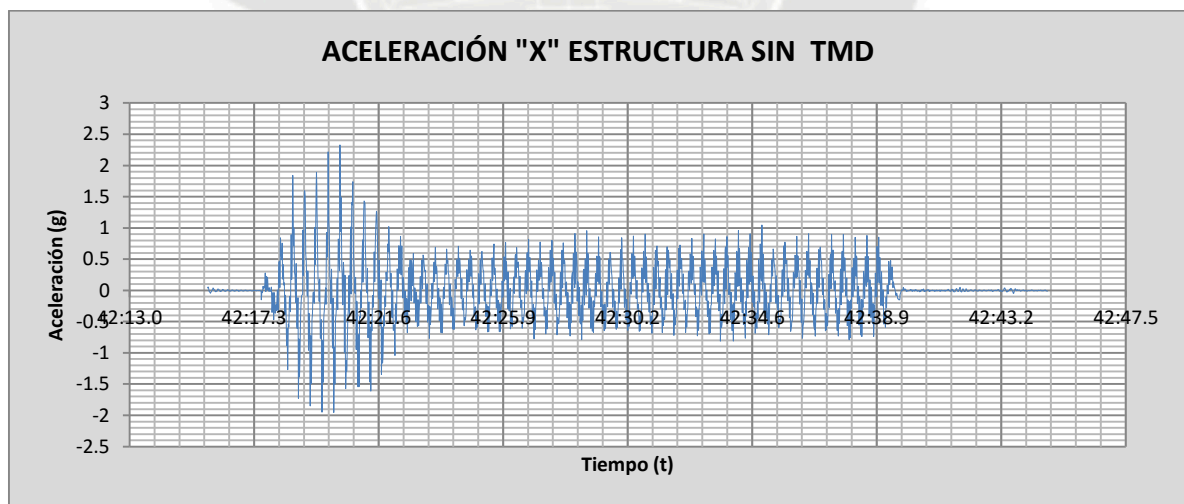


Fig. 5.14 Acelerograma de la estructura $F=2.5$ Hertz $A=1.1$ cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 10.25 m/s²

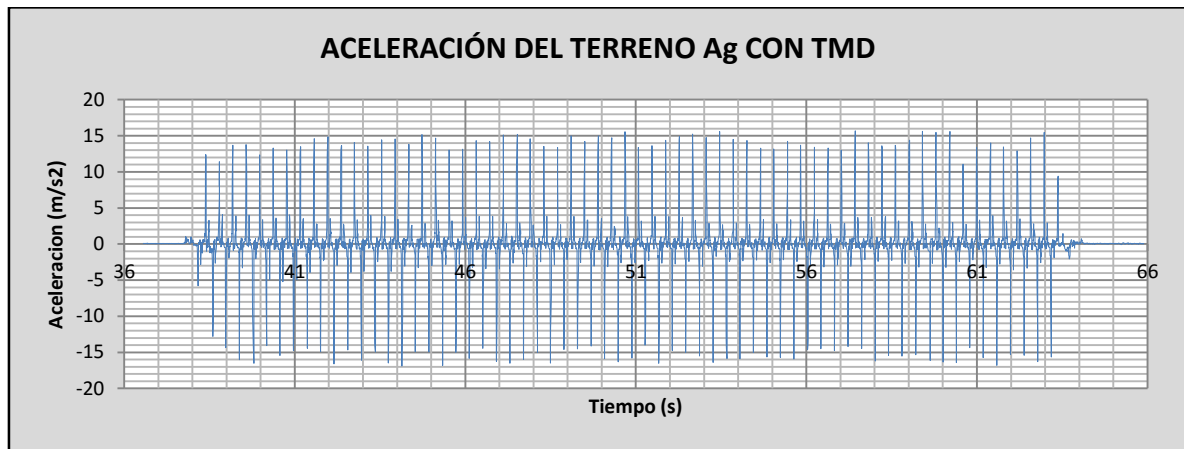


Fig. 5.15 Acelerograma del terreno $F=2.5$ Hertz $A=1.1$ cm con TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.81 g

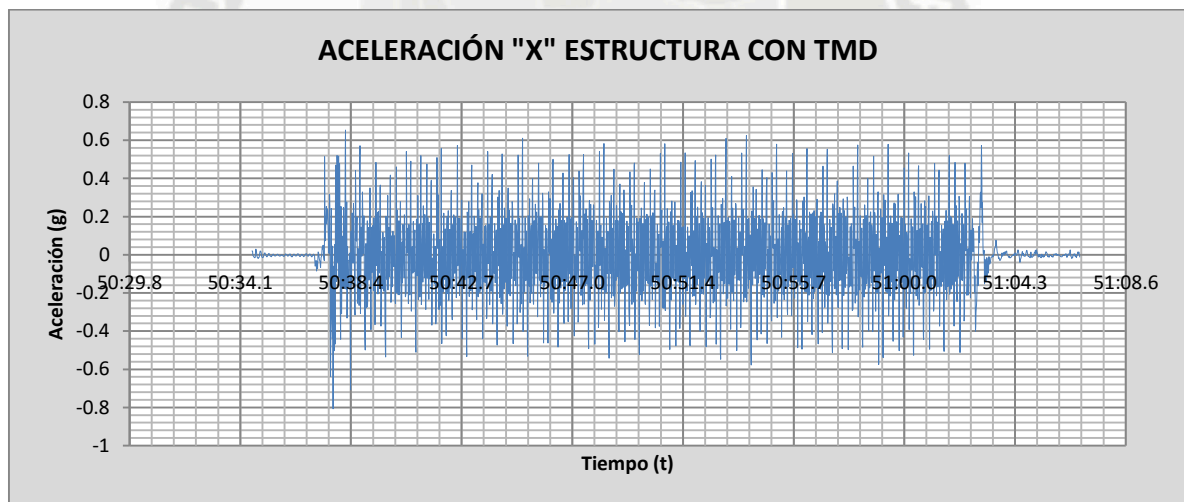


Fig. 5.16 Acelerograma de la estructura $F=2.5$ Hertz $A=1.1$ cm con TMD

Para una frecuencia de 2.5 Hertz hay una notable disminución en la aceleración de la estructura provista con TMD a una que no está equipada con esta, la cual va de 2.33g a 0.81g. No ocurre lo mismo para una frecuencia de 1.0 Hertz donde a pesar de tener equipado un TMD o no tenerlo, no hay una reducción en la aceleración de la estructura notable, esta va de 0.26 g a 0.27g.

5.3.3. Acelero gramas para una amplitud de 1.5 cm

Para cada ensayo realizado se obtuvo un acelerograma del terreno los cuales van desde 4.53 m/s² para una frecuencia de 1 Hertz hasta 21.65 m/s² para una frecuencia de 3.5 Hertz.

Frecuencia 3.5 Hz

Valor Máxima Aceleración: 21.65 m/s²

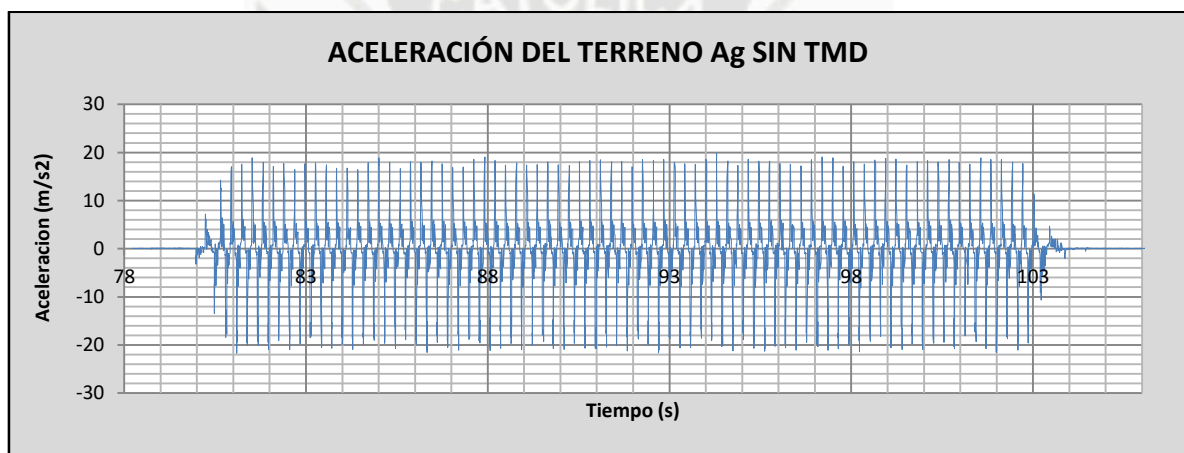


Fig. 5.17 Acelerograma del terreno F=3.5 Hertz A=1.5 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 1.95 g

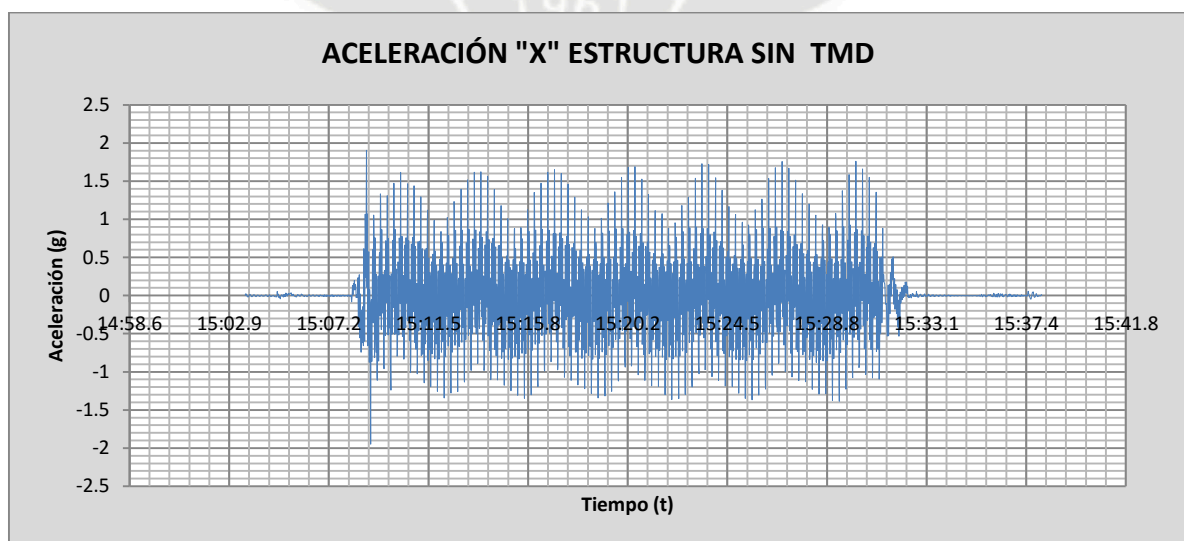


Fig. 5.18 Acelerograma de la estructura F=3.5 Hertz A=1.5 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 20.90 m/s²

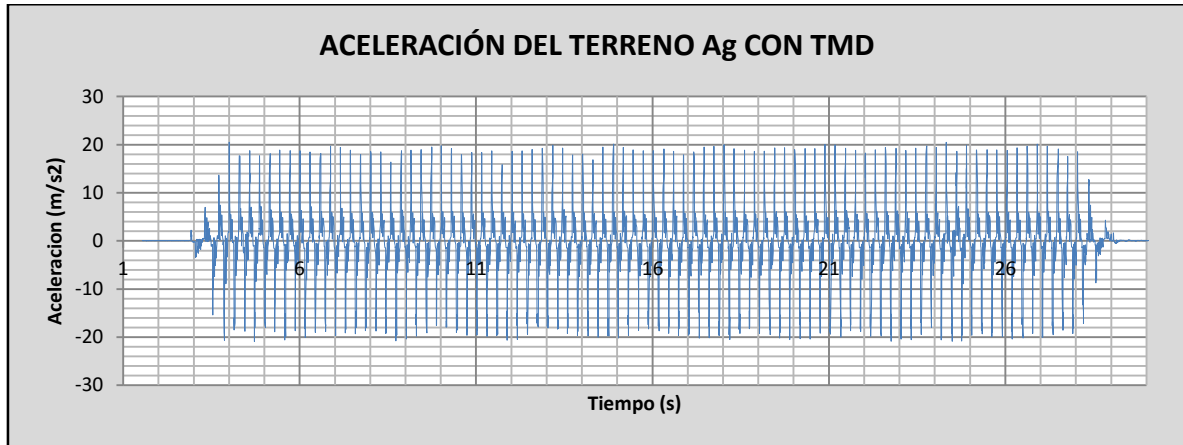


Fig. 5.19 Acelerograma del terreno F=3.5 Hertz A=1.5 cm con TMD

Valor Máxima Aceleración: 2.14 g

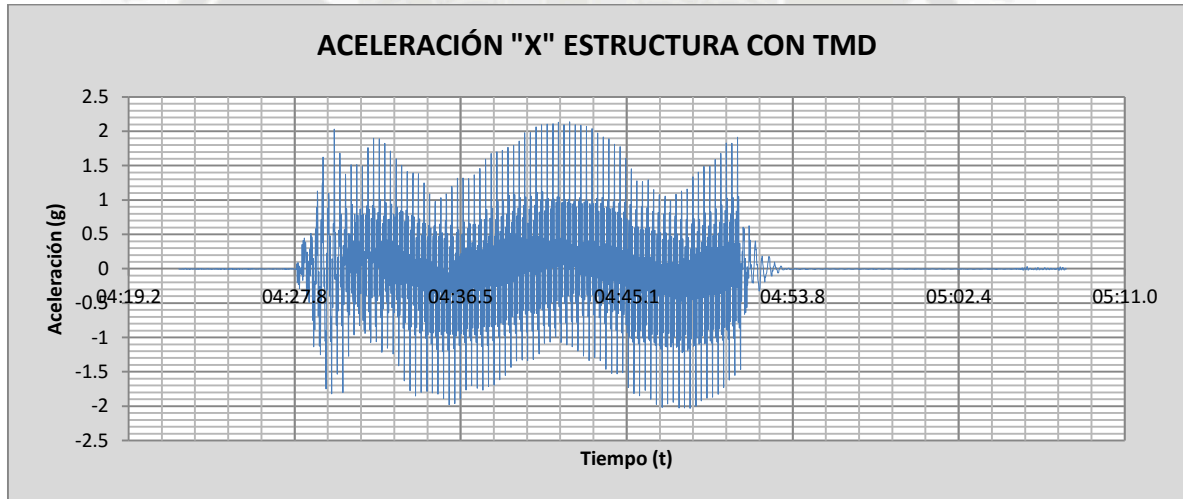


Fig. 5.20 Acelerograma de la estructura F=3.5 Hertz A=1.5 cm con TMD

Frecuencia 2.5

Valor Máxima Aceleración: 17.44 m/s²

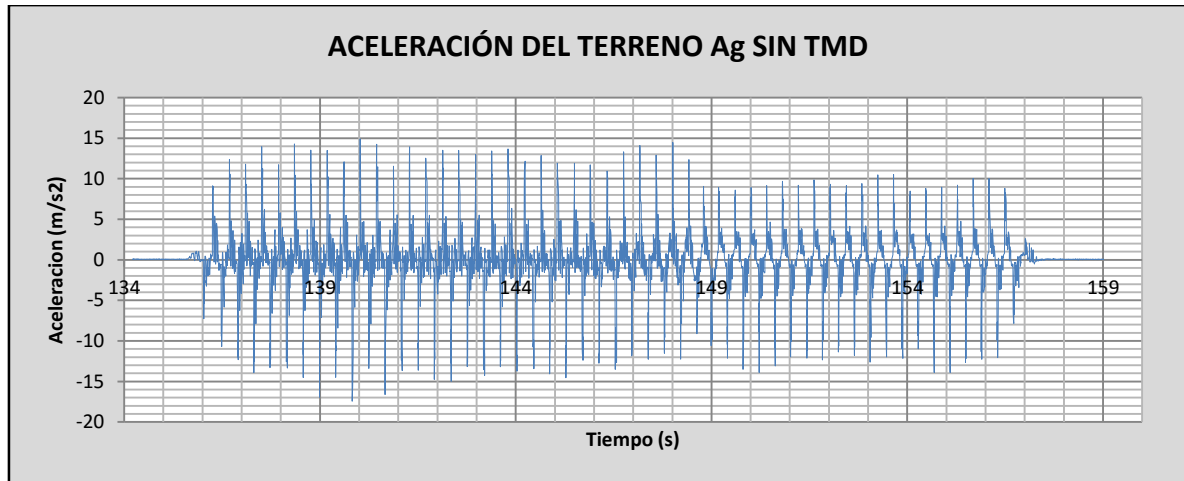


Fig. 5.21 Acelerograma del terreno F=2.5 Hertz A=1.5 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 4.27 g

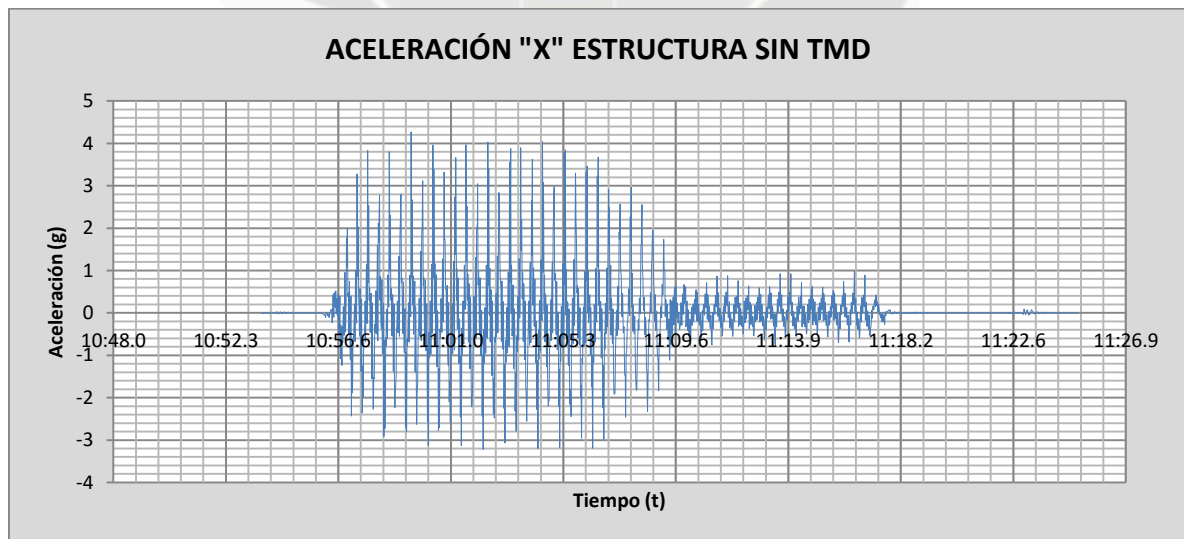


Fig. 5.22 Acelerograma de la estructura F=2.5 Hertz A=1.5 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 14.06 m/s²

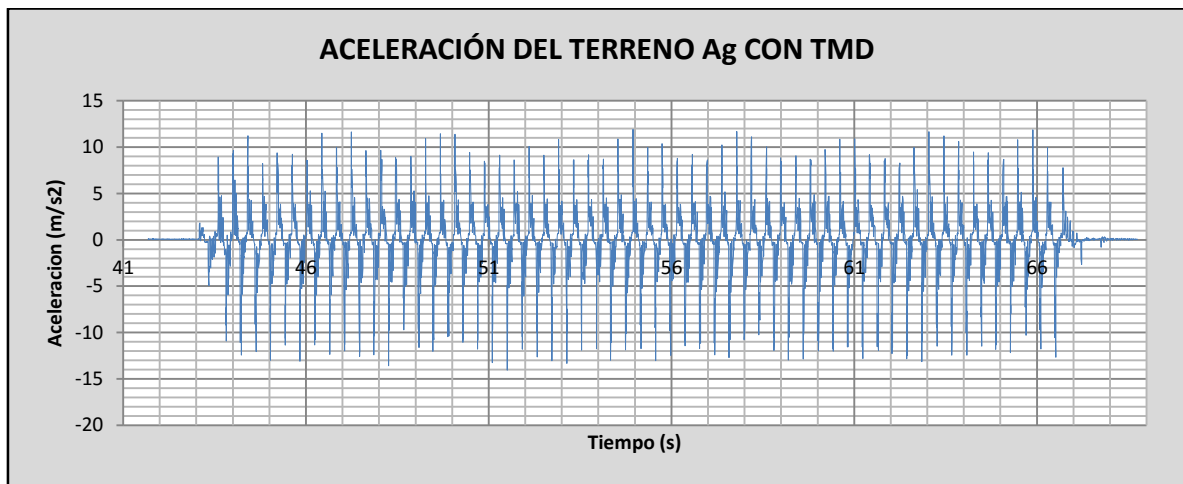


Fig. 5.23 Acelerograma del terreno $F=2.5$ Hertz $A=1.5$ cm con TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.91 g

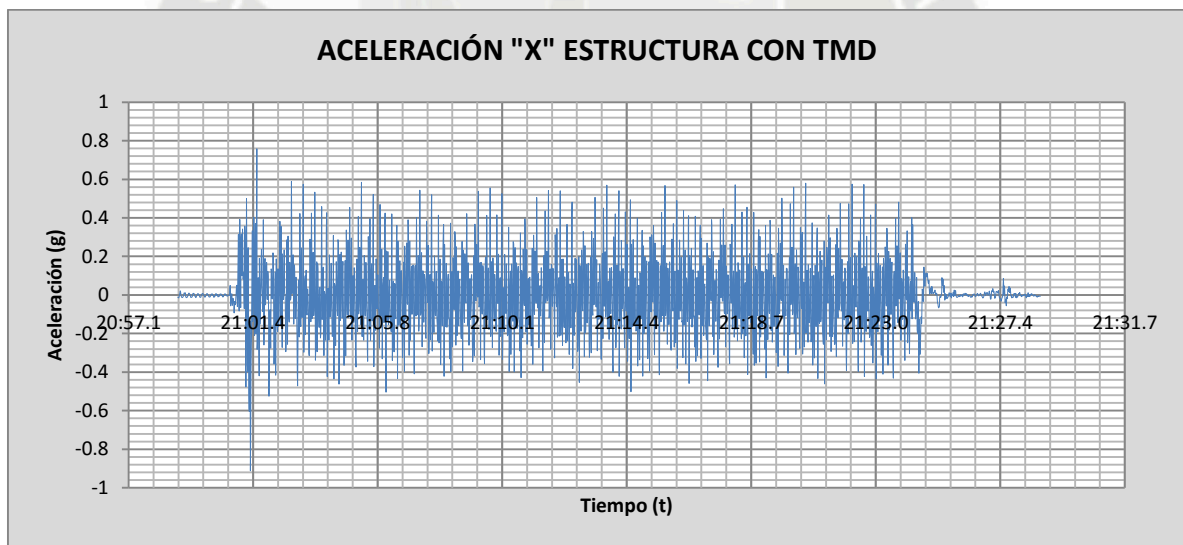


Fig. 5.24 Acelerograma de la estructura $F=2.5$ Hertz $A=1.5$ cm con TMD

Para una frecuencia de 2.5 Hertz hay una notable disminución en la aceleración de la estructura provista con TMD a una que no está equipada con esta, la cual va de 4.27g a 0.91g. No ocurre lo mismo para una frecuencia de 3.5 Hertz donde a pesar de tener equipado un TMD o no tenerlo, no hay una reducción en la aceleración de la estructura notable, esta va de 1.95g a 2.14g.

5.3.4. Acelero gramas para una amplitud de 1.7 cm

Para cada ensayo realizado se obtuvo un acelerograma del terreno los cuales van desde 2.82 m/s² para una frecuencia de 1 Hertz hasta 39.23 m/s² para una frecuencia de 3.0 Hertz.

Frecuencia 1.5 Hz

Valor Máxima Aceleración: 5.03 m/s²

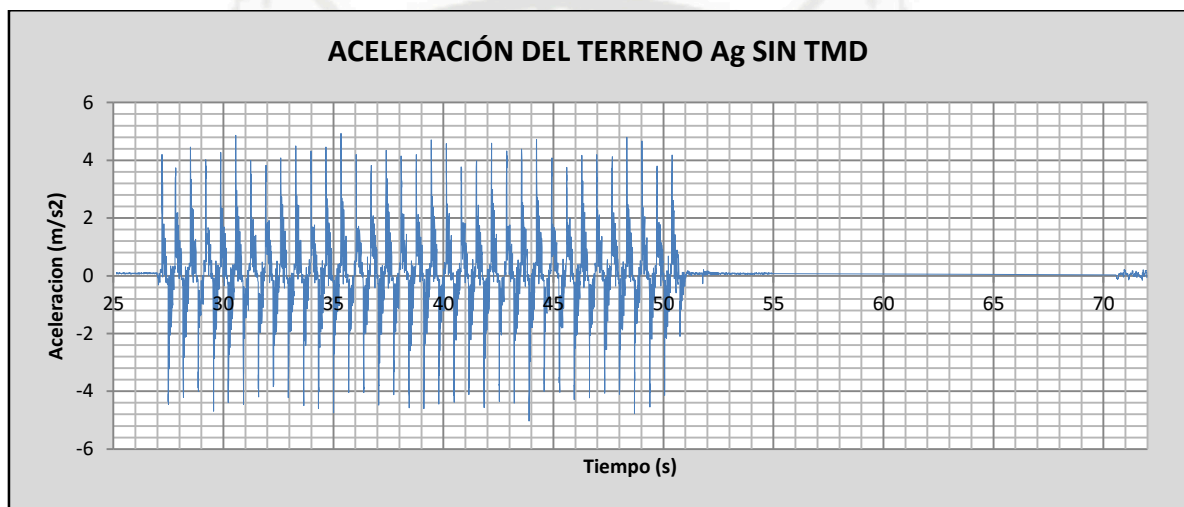


Fig. 5.25 Acelerograma del terreno F=1.5 Hertz A=1.7 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.90 g

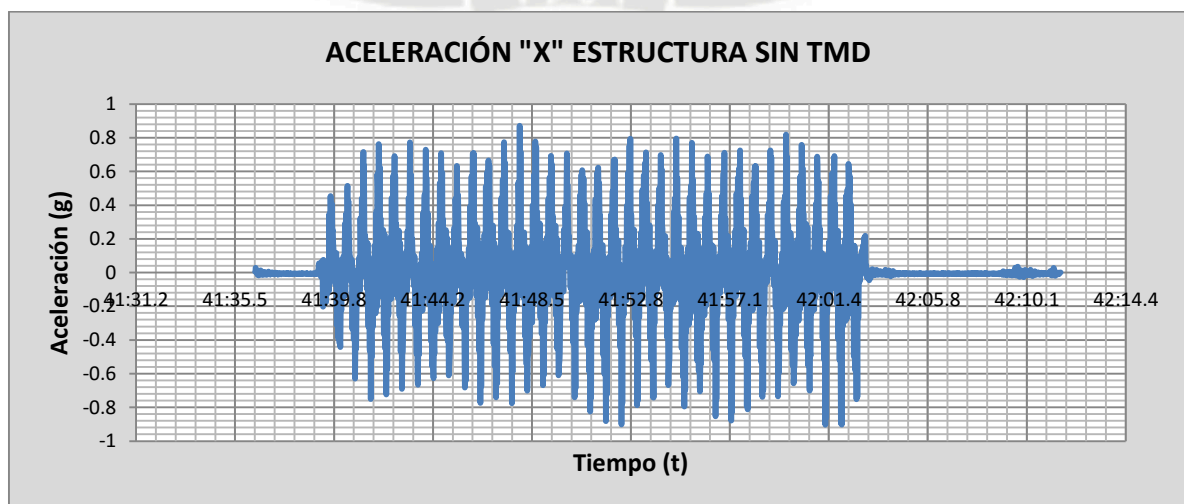


Fig. 5.26 Acelerograma de la estructura F=1.5 Hertz A=1.7 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 7.35 m/s²

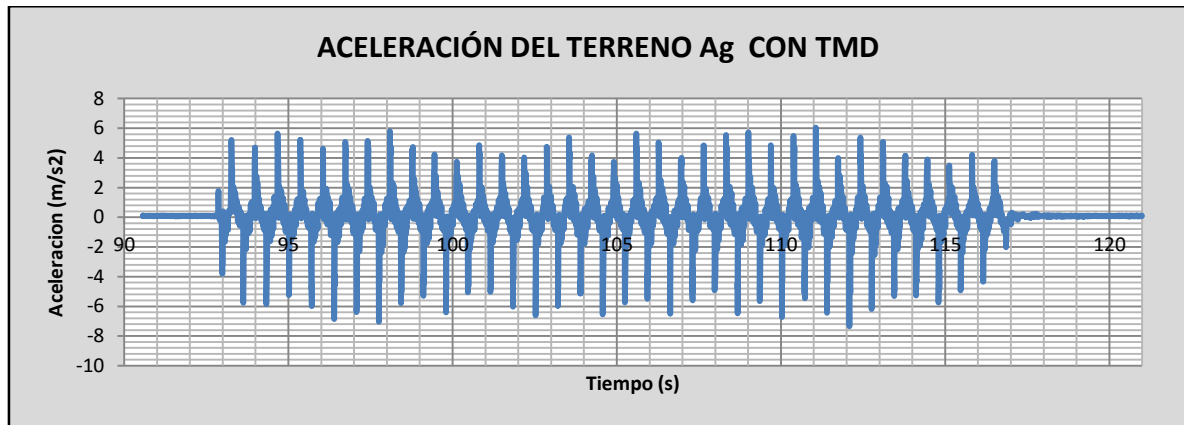


Fig. 5.27 Acelerograma del terreno F=1.5 Hertz A=1.7 cm con TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.91 g

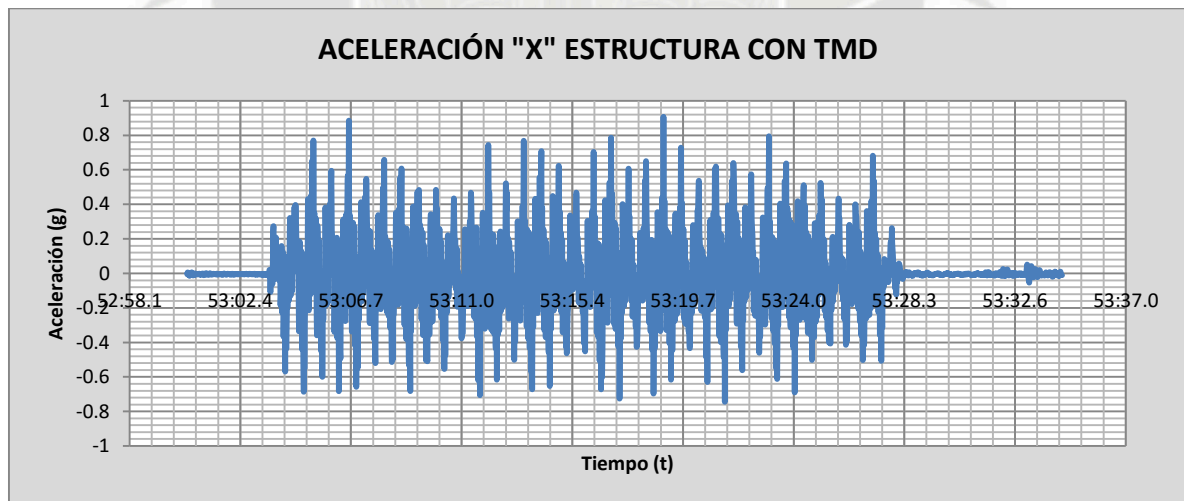


Fig. 5.28 Acelerograma de la estructura F=1.5 Hertz A=1.7 cm con TMD

Frecuencia 2.0 Hz

Valor Máxima Aceleración: 15.78 m/s²

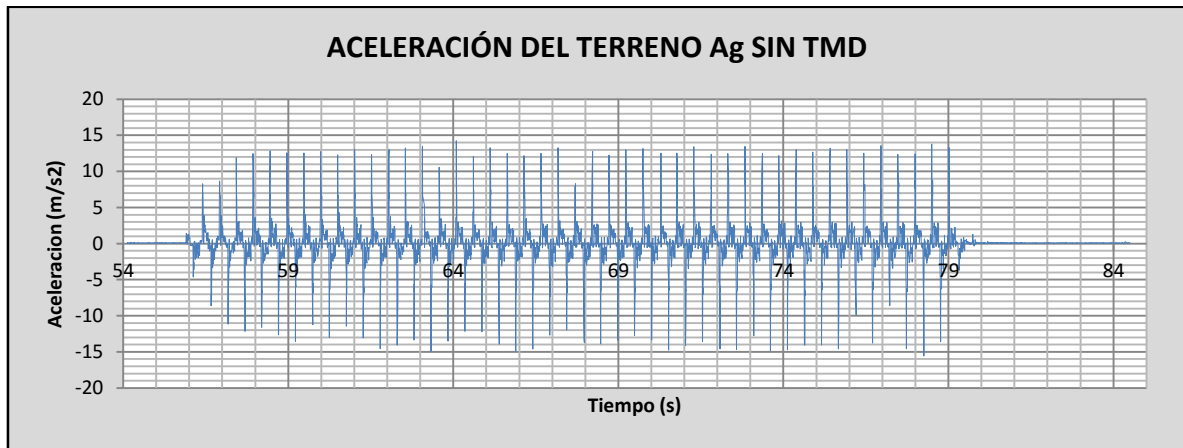


Fig. 5.29 Acelerograma del terreno F=2.0 Hertz A=1.7 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 2.96 g

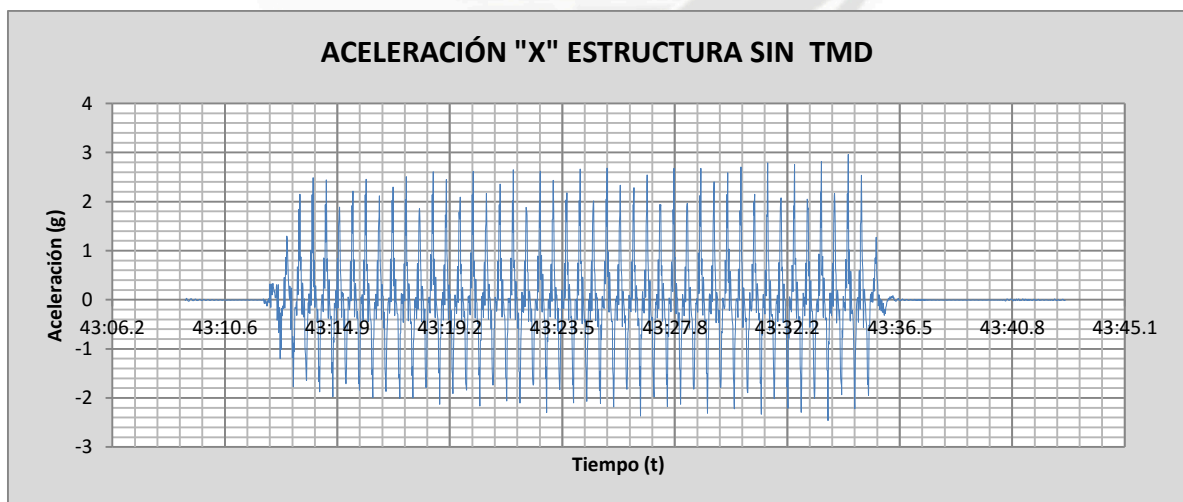


Fig. 5.30 Acelerograma de la estructura F=2.0 Hertz A=1.7 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 13.99 m/s²

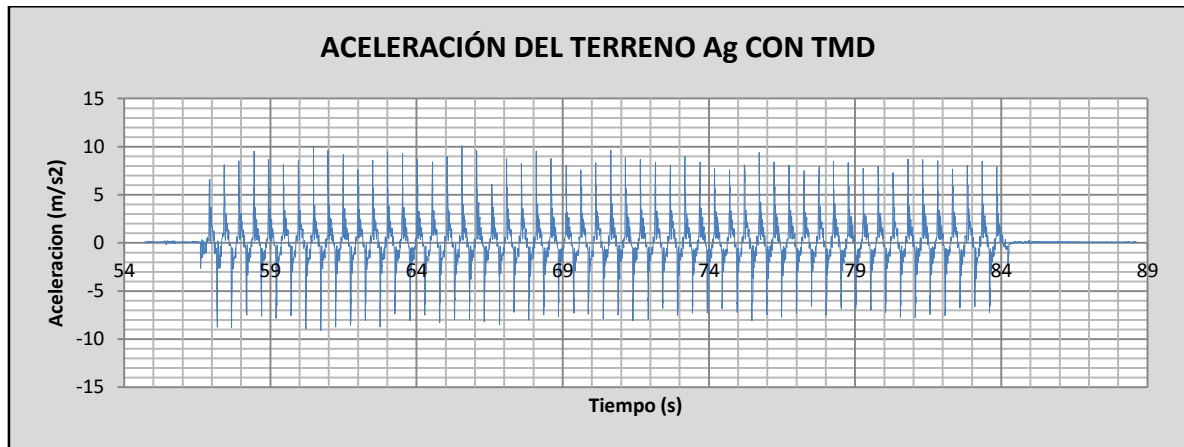


Fig. 5.31 Acelerograma del terreno F=2.0 Hertz A=1.7 cm con TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.79 g



Fig. 5.32 Acelerograma de la estructura F=2.0 Hertz A=1.7 cm con TMD

Para una frecuencia de 2.0 Hertz hay una notable disminución en la aceleración de la estructura provista con TMD a una que no está equipada con esta, la cual va de 2.96g a 0.79g. No ocurre lo mismo para una frecuencia de 1.5 Hertz donde a pesar de tener equipado un TMD o no tenerlo, no hay una reducción en la aceleración de la estructura notable, esta va de 0.90g a 0.91g.

5.4. Estructura Remachada

5.4.1. Acelerogramas para una amplitud de 0.9 cm

Para cada ensayo realizado se obtuvo un acelerograma del terreno los cuales van desde 1.56 m/s² para una frecuencia de 1 Hertz hasta 7.5 m/s² para una frecuencia de 3.5 Hertz.

FRECUENCIA 1.5

Valor Máxima Aceleración: 2.23 m/s²

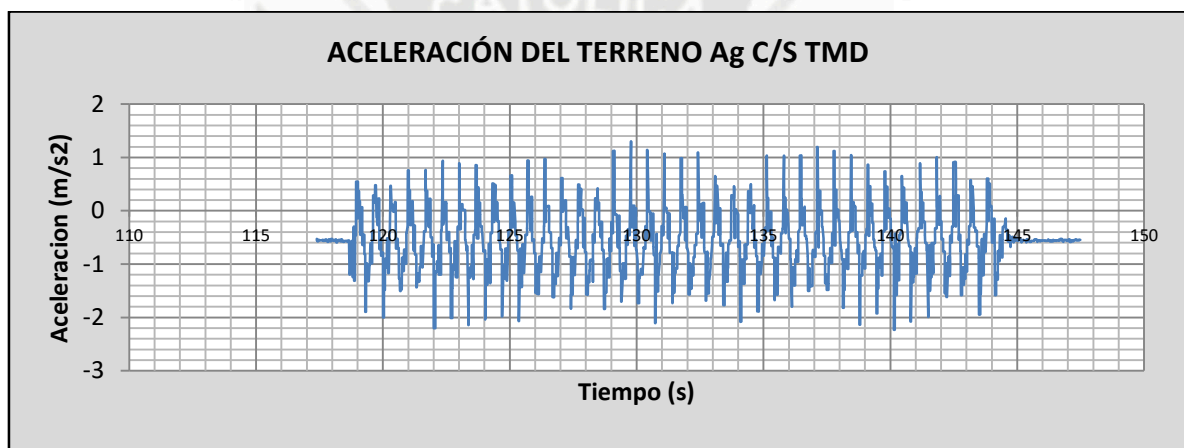


Fig. 5.33 Acelerograma del terreno F=1.5 Hertz A=0.9 cm c/s TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.52 g

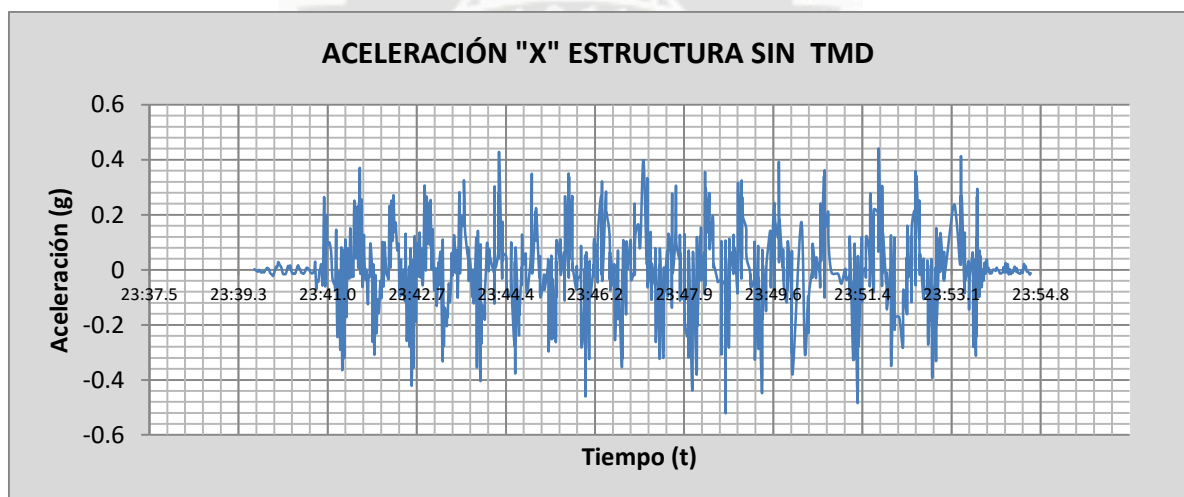


Fig. 5.34 Acelerograma de la estructura F=1.5 Hertz A=0.9 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.49g

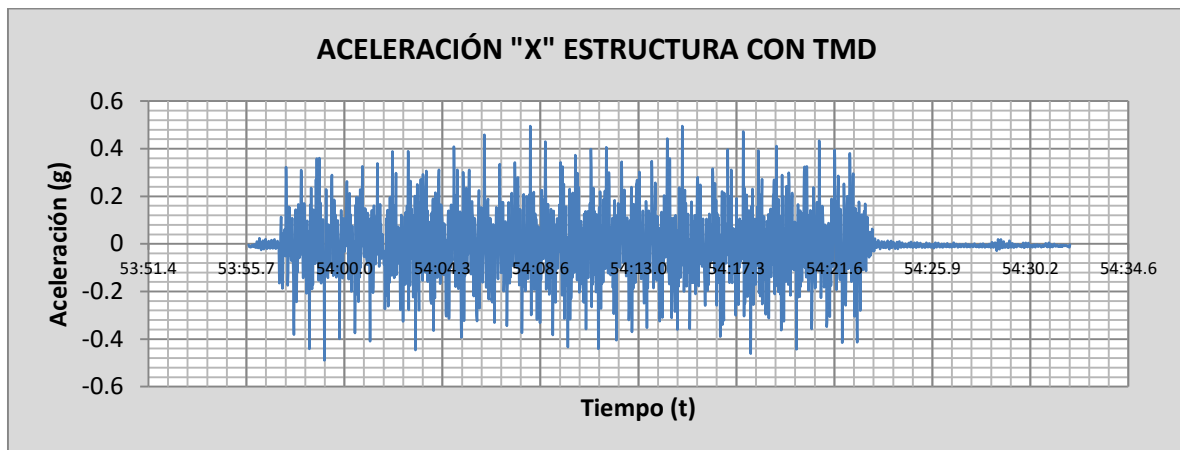


Fig. 5.35 Acelerograma de la estructura $F=1.5$ Hertz $A=0.9$ cm sin TMD

Frecuencia 3.0 Hz

Valor Máxima Aceleración: 5.48 m/s²

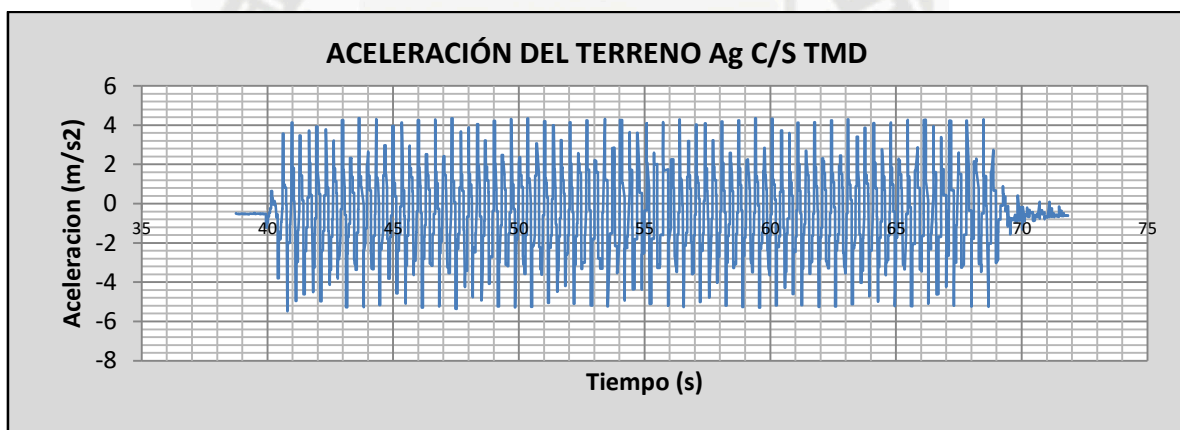


Fig. 5.36 Acelerograma del terreno $F=3.0$ Hertz $A=0.9$ cm c/s TMD

Valor Máxima Aceleración: 6.24g



Fig. 5.37 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=0.9$ cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.98g



Fig. 5.38 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=0.9$ cm con TMD

Para una frecuencia de 3.0 Hertz hay una notable disminución en la aceleración de la estructura provista con TMD a una que no está equipada con esta, la cual va de 6.24g a 0.98g. No ocurre lo mismo para una frecuencia de 1.5 Hertz donde a pesar de tener equipado un TMD o no tenerlo, no hay una reducción en la aceleración de la estructura notable, esta va de 0.52g a 0.49g.

5.4.2. Acelerogramas para una amplitud de 1.1 cm

Para cada ensayo realizado se obtuvo un acelerograma del terreno los cuales van desde 1.96 m/s^2 para una frecuencia de 1 Hertz hasta 13.17 m/s^2 para una frecuencia de 3.5 Hertz.

Frecuencia 1.5 Hz

Valor Máxima Aceleración: 3.37 m/s^2

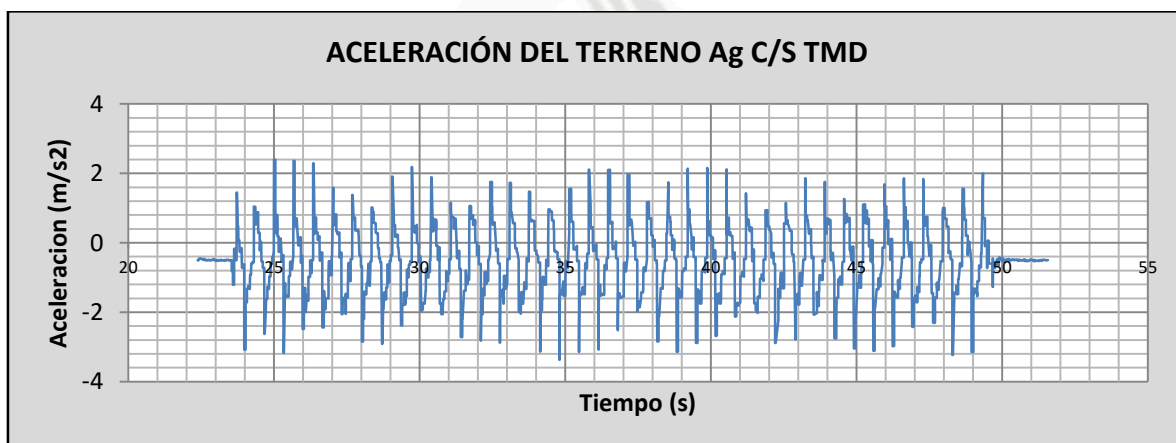


Fig. 5.39 Acelerograma del terreno $F=1.5$ Hertz $A=1.1$ cm c/s TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.83g

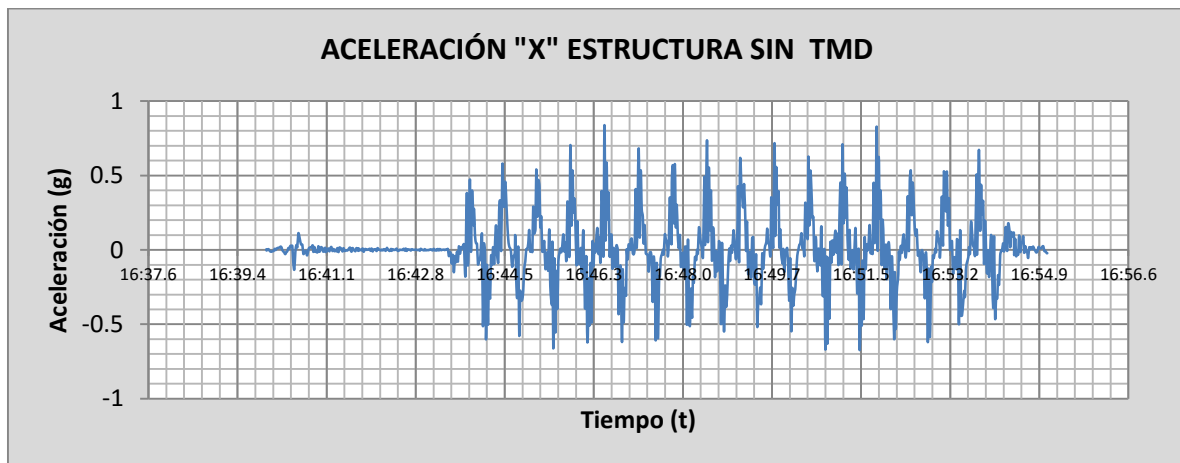


Fig. 5.40 Acelerograma de la estructura F=1.5 Hertz A=1.1cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.55g

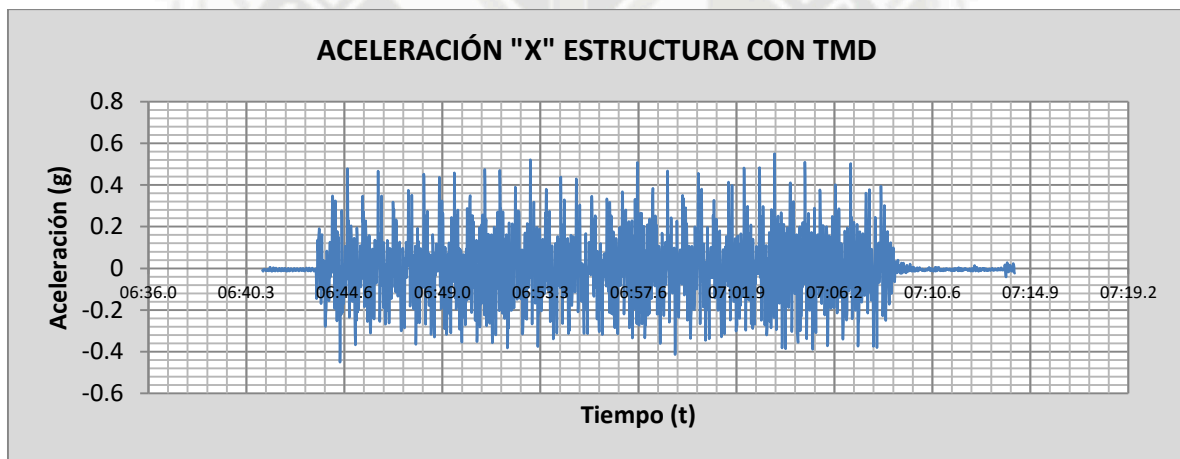


Fig. 5.41 Acelerograma de la estructura F=1.5 Hertz A=1.1cm con TMD

Frecuencia 3 Hz

Valor Máxima Aceleración: 9.94 m/s²

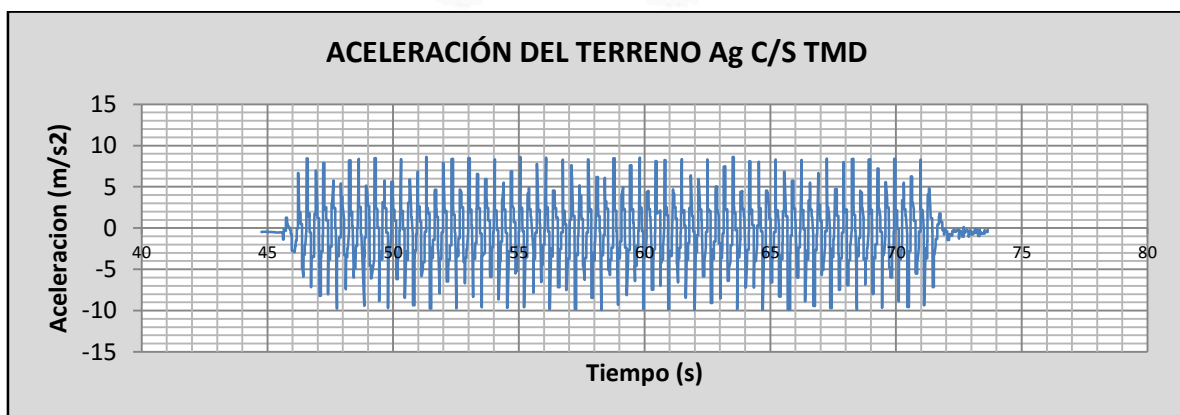


Fig. 5.42 Acelerograma del terreno F=3.0 Hertz A=1.1 cm c/s TMD

Valor Máxima Aceleración: 6.67g

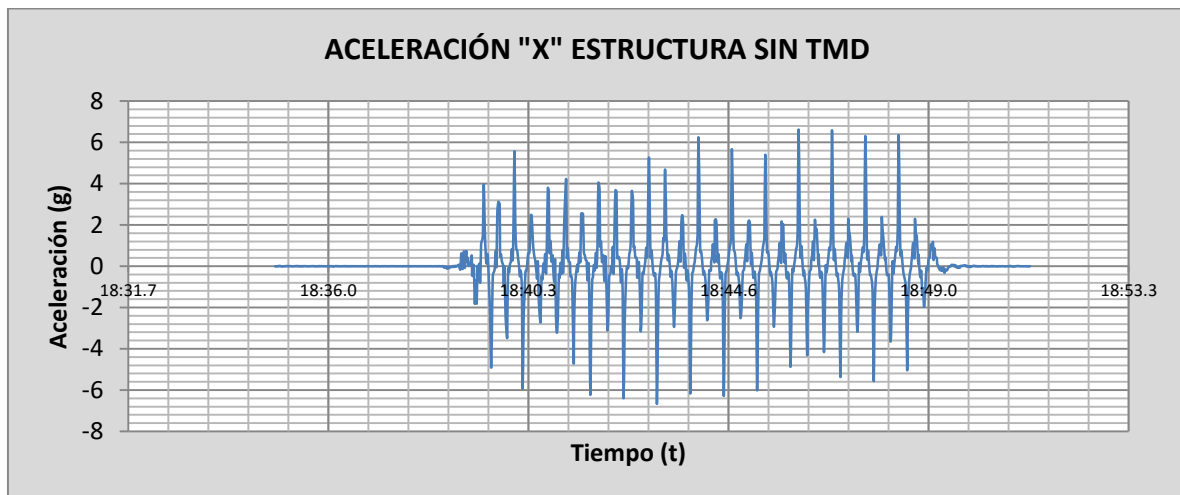


Fig. 5.43 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=1.1\text{cm}$ sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 1.11g



Fig. 5.44 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=1.1\text{cm}$ con TMD

Para una frecuencia de 3.0 Hertz hay una notable disminución en la aceleración de la estructura provista con TMD a una que no está equipada con esta, la cual va de 6.67g a 1.11g. No ocurre lo mismo para una frecuencia de 1.5 Hertz donde a pesar de tener equipado un TMD o no tenerlo, no hay una reducción en la aceleración de la estructura notable, esta va de 0.83g a 0.55g.

5.4.3. Acelerogramas para una amplitud de 1.5 cm

Para cada ensayo realizado se obtuvo un acelerograma del terreno los cuales van desde 1.84 m/s² para una frecuencia de 1 Hertz hasta 13.17 m/s² para una frecuencia de 14.28 Hertz.

Frecuencia 1.5 Hz

Valor Máxima Aceleración: 9.94 m/s²

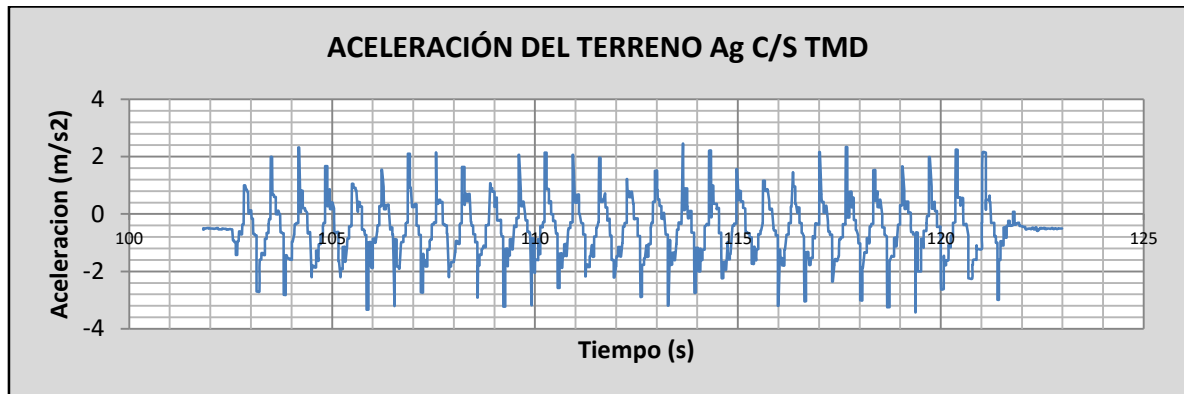


Fig. 5.45 Acelerograma del terreno F=1.5 Hertz A=1.5 cm c/s TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.65g

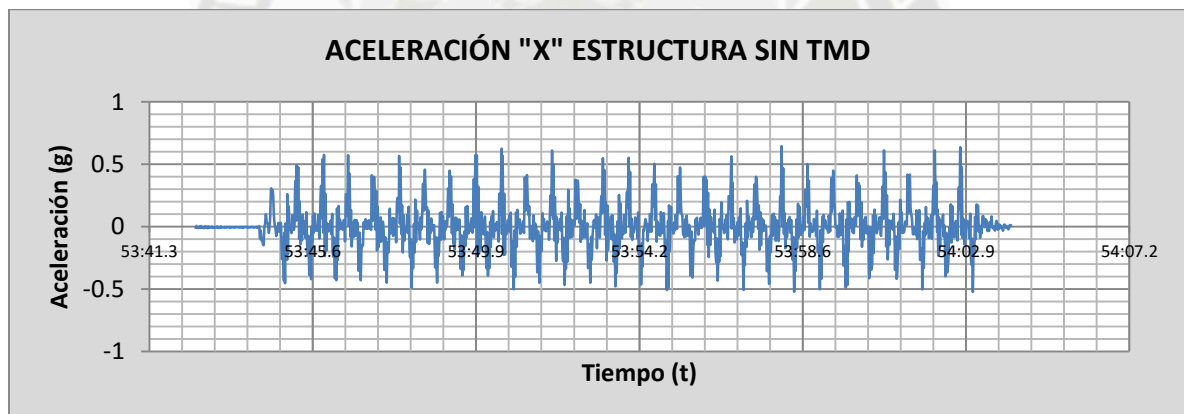


Fig. 5.46 Acelerograma de la estructura F=1.5 Hertz A=1.5cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.58g

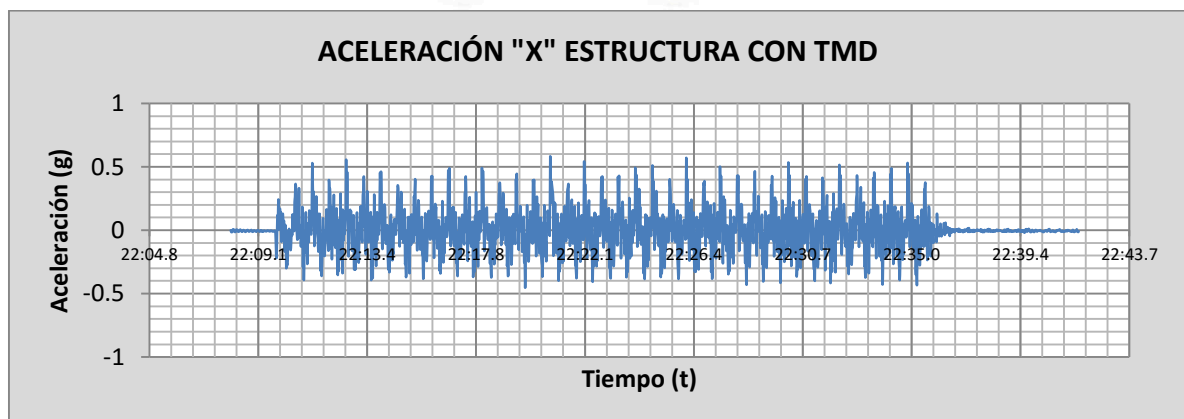


Fig. 5.47 Acelerograma de la estructura F=1.5 Hertz A=1.5cm con TMD

Frecuencia 3.0 Hz

Valor Máxima Aceleración: 9.75 m/s²

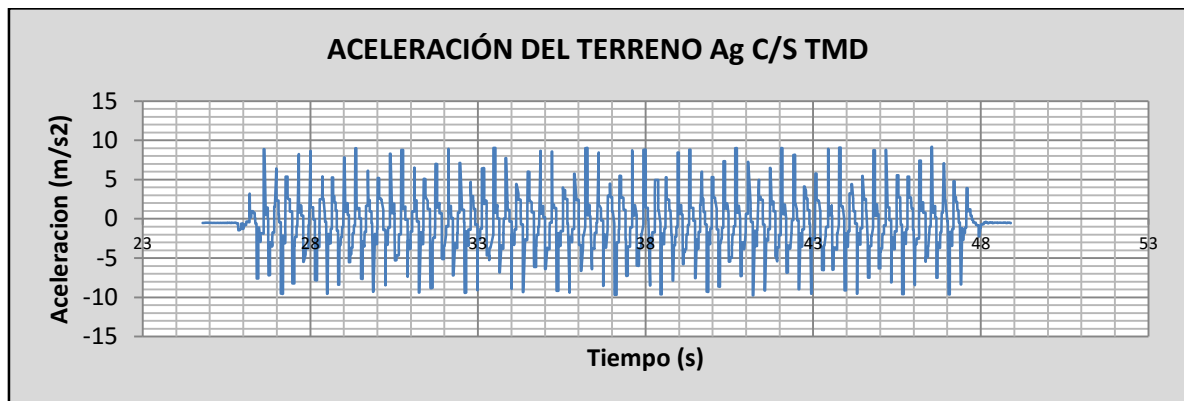


Fig. 5.48 Acelerograma del terreno F=3.0 Hertz A=1.5 cm c/s TMD

Valor Máxima Aceleración: 3.54g



Fig. 5.49 Acelerograma de la estructura F=3.0 Hertz A=1.5cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 1.23g



Fig. 5.50 Acelerograma de la estructura F=3.0 Hertz A=1.5cm con TMD

Para una frecuencia de 3.0 Hertz hay una notable disminución en la aceleración de la estructura provista con TMD a una que no está equipada con esta, la cual va de 3.54g a 1.23g. No ocurre lo mismo para una frecuencia de 1.5 Hertz donde a pesar de tener equipado un TMD o no tenerlo, no hay una reducción en la aceleración de la estructura notable, esta va de 0.65g a 0.58g.

5.5. Estructura Remachada 2

5.5.1. Acelerogramas para una amplitud de 0.9 cm

Para cada ensayo realizado se obtuvo un acelerograma del terreno los cuales van desde 1.56 m/s² para una frecuencia de 1 Hertz hasta 7.5 m/s² para una frecuencia de 3.5 Hertz.

Frecuencia 1.5 Hz

Valor Máxima Aceleración: 2.26 m/s²

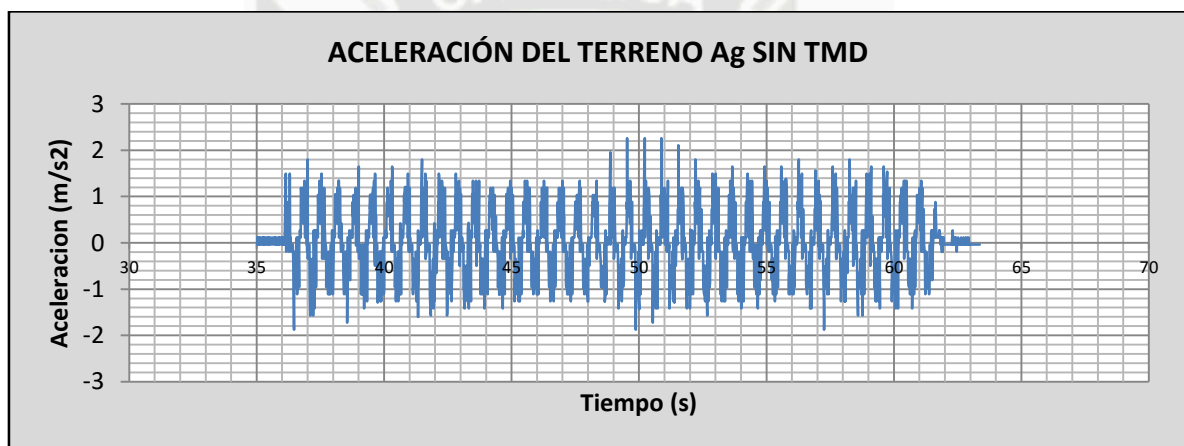


Fig. 5.51 Acelerograma del terreno F=1.5 Hertz A=0.9 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.26g

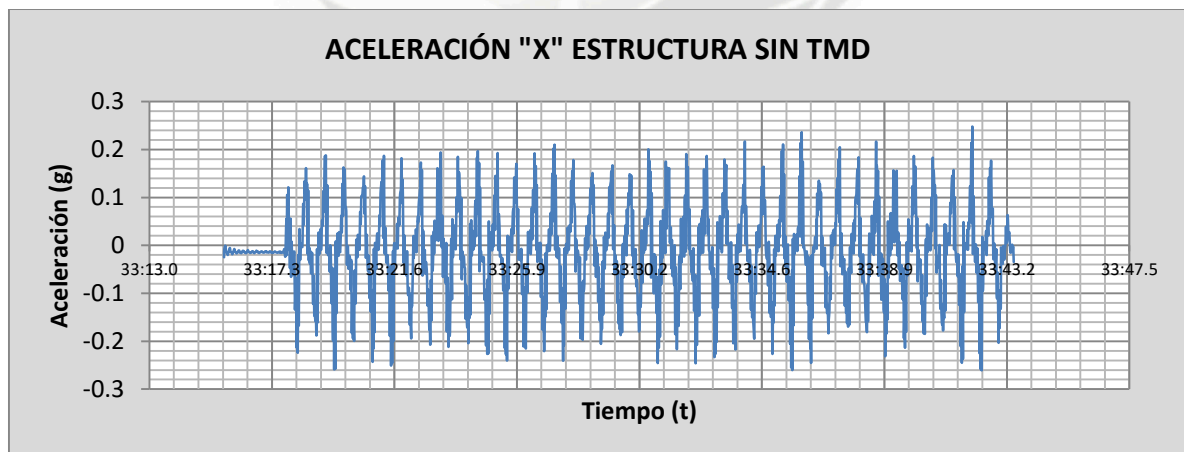


Fig. 5.52 Acelerograma de la estructura F=1.5 Hertz A=0.9 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 2.40 m/s²

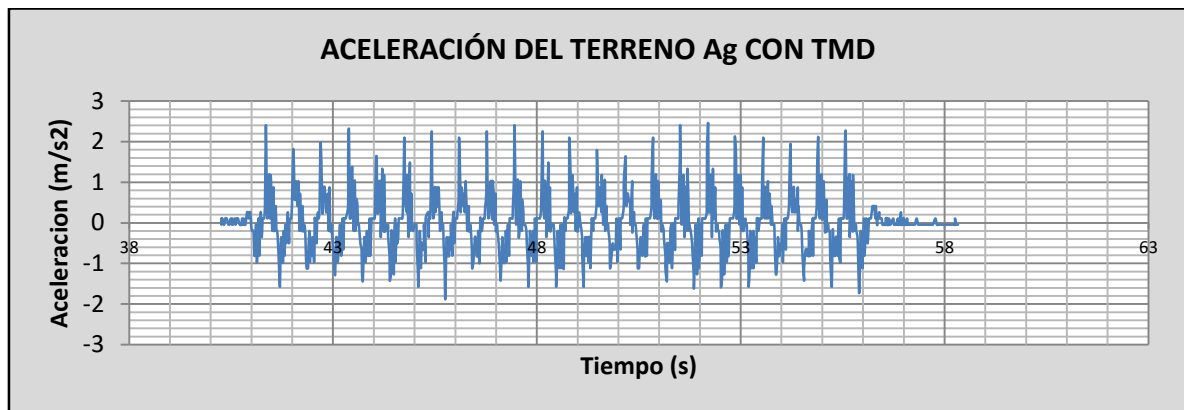


Fig. 5.53 Acelerograma del terreno F=1.5 Hertz A=0.9 cm con TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.45g

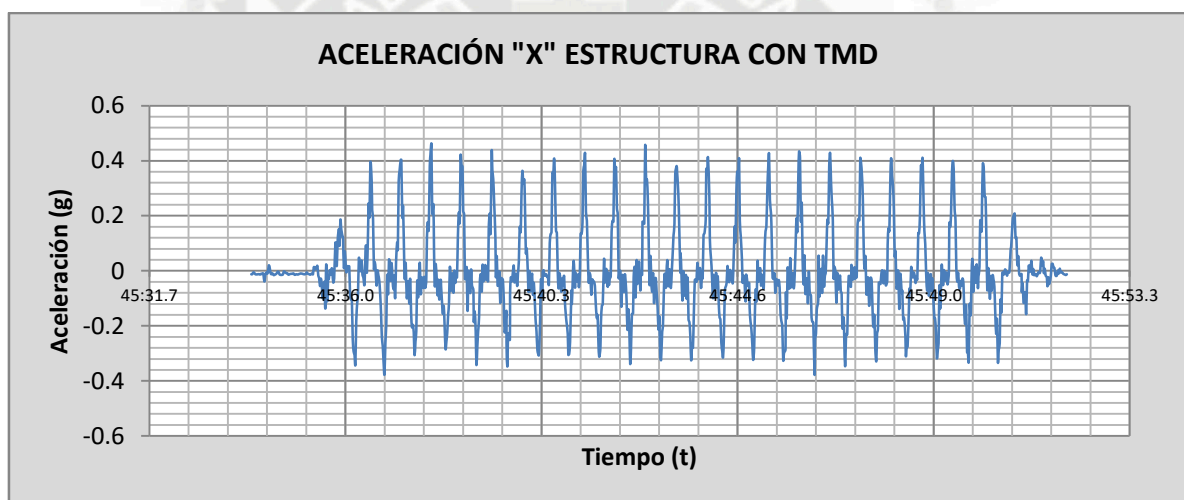


Fig. 5.54 Acelerograma de la estructura F=1.5 Hertz A=0.9 cm con TMD

Frecuencia 3.0 Hz

Valor Máxima Aceleración: 11.67 m/s²

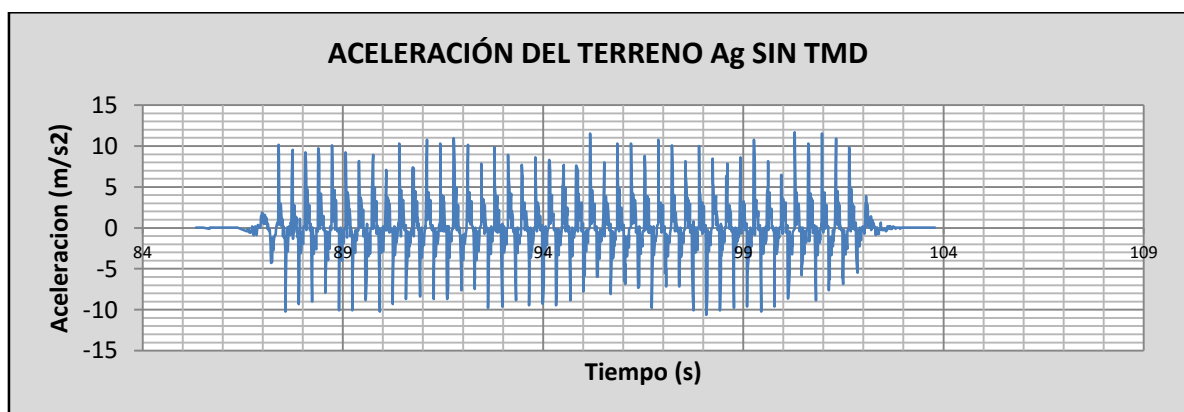


Fig. 5.55 Acelerograma del terreno F=3.0 Hertz A=0.9 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 4.45g

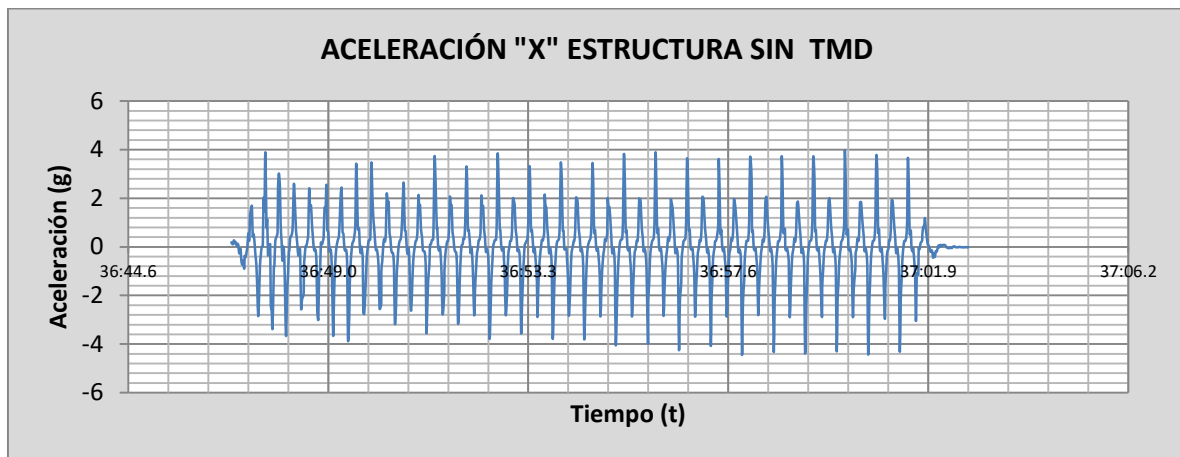


Fig. 5.56 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=0.9$ cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 9.36 m/s²

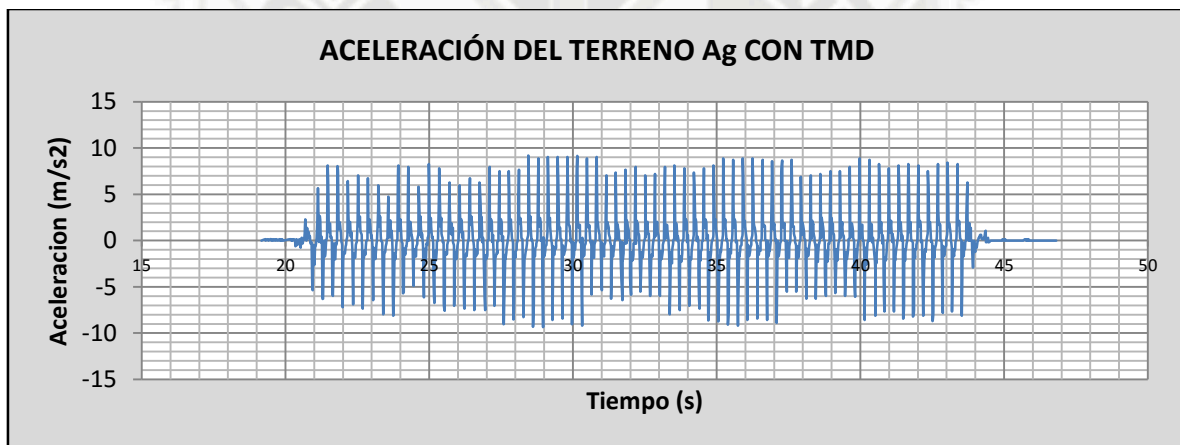


Fig. 5.57 Acelerograma del terreno $F=3.0$ Hertz $A=0.9$ cm con TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.90g



Fig. 5.58 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=0.9$ cm con TMD

Para una frecuencia de 3.0 Hertz hay una notable disminución en la aceleración de la estructura provista con TMD a una que no está equipada con esta, la cual va de 4.45g a 0.90g. No ocurre lo mismo para una frecuencia de 1.5 Hertz donde a pesar de tener equipado un TMD o no tenerlo, no hay una reducción en la aceleración de la estructura notable, esta va de 0.26g a 0.45g.

5.5.2. Acelerogramas para una amplitud de 1.1 cm

Para cada ensayo realizado se obtuvo un acelerograma del terreno los cuales van desde 1.63 m/s² para una frecuencia de 1 Hertz hasta 19.59 m/s² para una frecuencia de 3.5 Hertz.

Frecuencia 1.5 Hz

Valor Máxima Aceleración: 5.59 m/s²

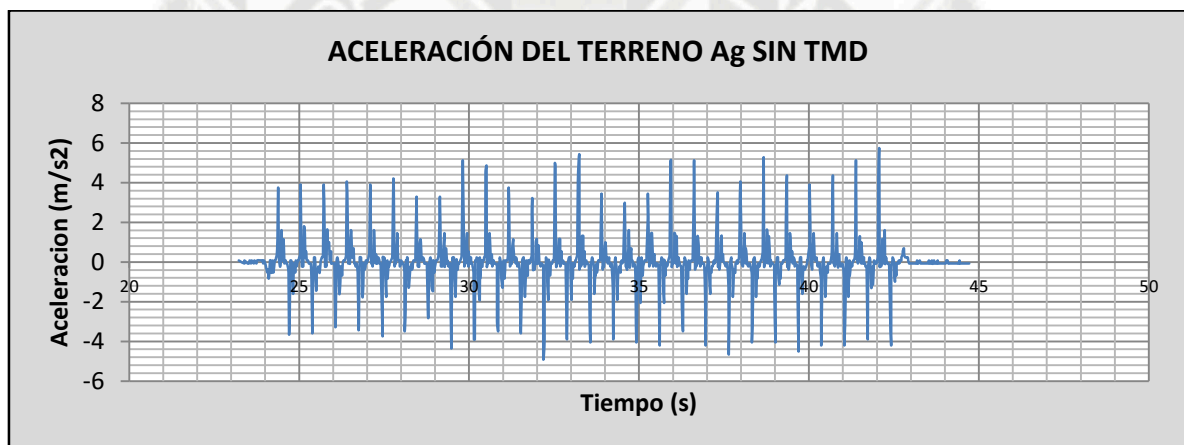


Fig. 5.59 Acelerograma del terreno F=1.5 Hertz A=1.1 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.57g



Fig. 5.60 Acelerograma de la estructura F=1.5 Hertz A=1.1 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 5.27 m/s²

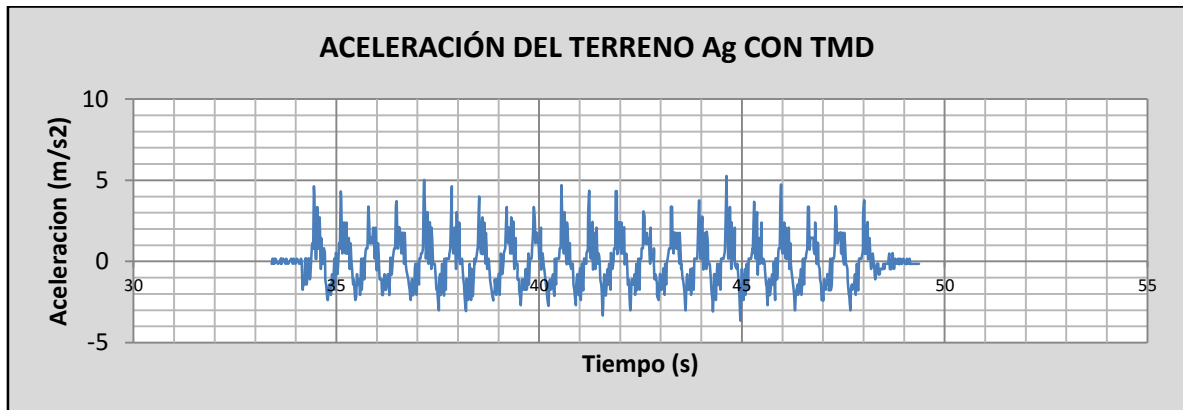


Fig. 5.61 Acelerograma del terreno $F=1.5$ Hertz $A=1.1$ cm con TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.50g



Fig. 5.62 Acelerograma de la estructura $F=1.5$ Hertz $A=1.1$ cm con TMD

Frecuencia 3 Hz

Valor Máxima Aceleración: 17.58 m/s²

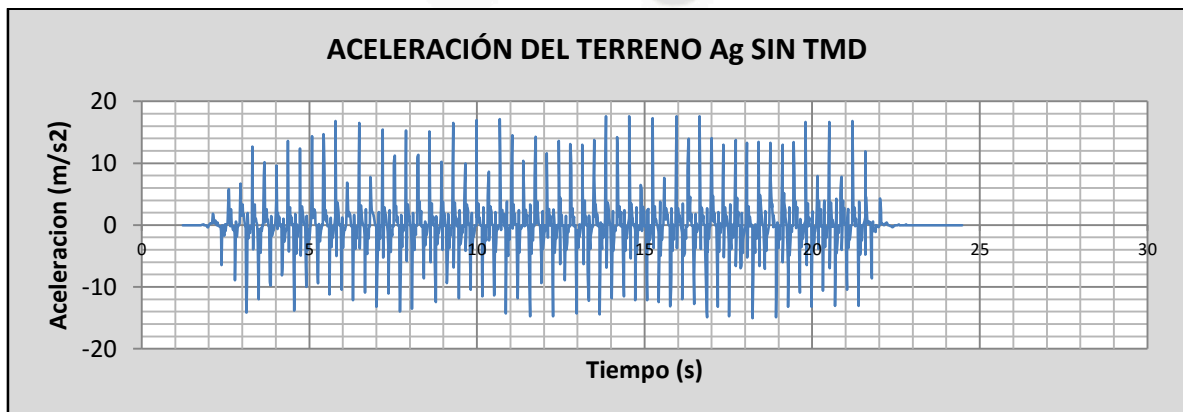


Fig. 5.63 Acelerograma del terreno $F=3.0$ Hertz $A=1.1$ cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 6.52g

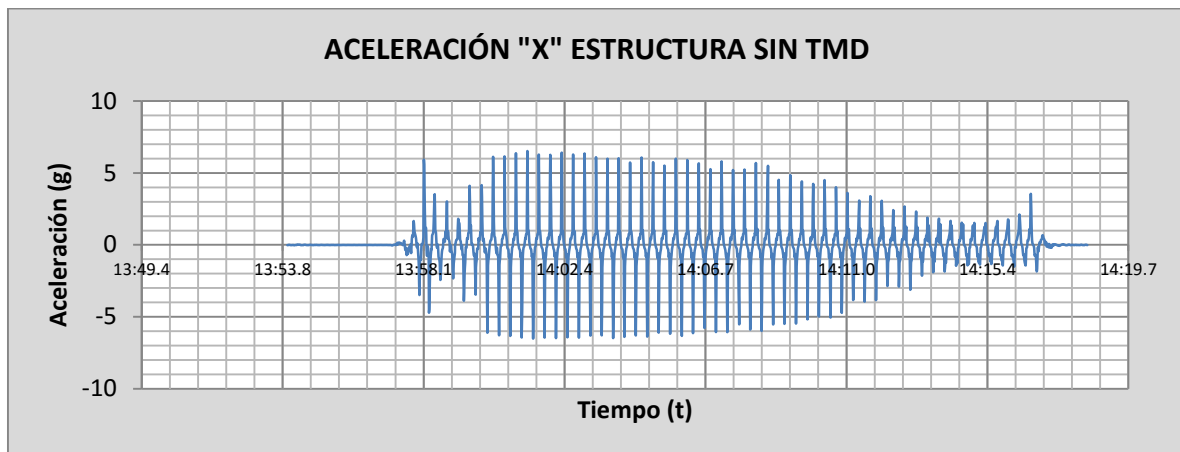


Fig. 5.64 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=1.1$ cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 16.05 m/s²

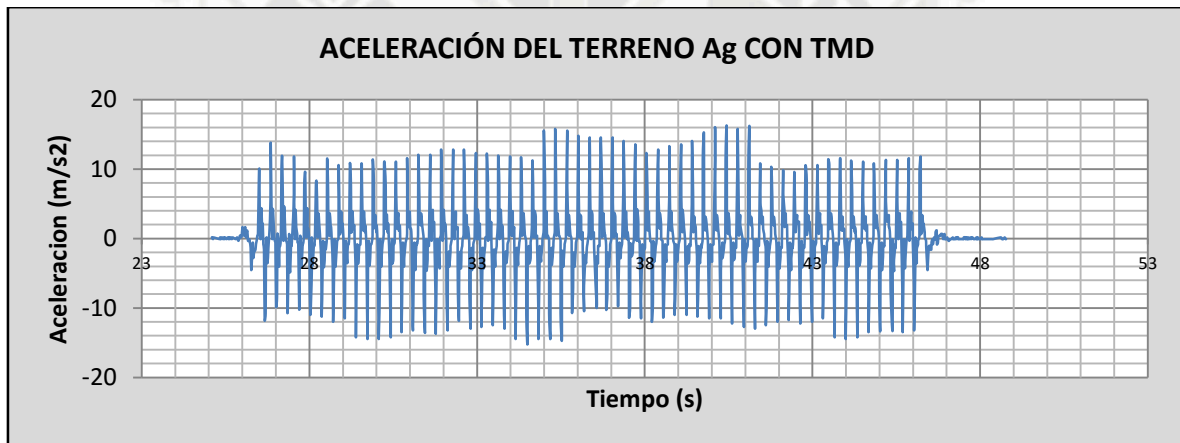


Fig. 5.65 Acelerograma del terreno $F=3.0$ Hertz $A=1.1$ cm con TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.79g



Fig. 5.66 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=1.1$ cm con TMD

Para una frecuencia de 3.0 Hertz hay una notable disminución en la aceleración de la estructura provista con TMD a una que no está equipada con esta, la cual va de 6.52g a 0.79g. No ocurre lo mismo para una frecuencia de 1.5 Hertz donde a pesar de tener equipado un TMD o no tenerlo, no hay una reducción en la aceleración de la estructura notable, esta va de 0.57g a 0.50g.

5.5.3. Acelerogramas para una amplitud de 1.5 cm

Para cada ensayo realizado se obtuvo un acelerograma del terreno los cuales van desde 2.71 m/s² para una frecuencia de 1 Hertz hasta 19.91 m/s² para una frecuencia de 3.5 Hertz.

Frecuencia 1.5 Hz

Valor Máxima Aceleración: 6.41 m/s²

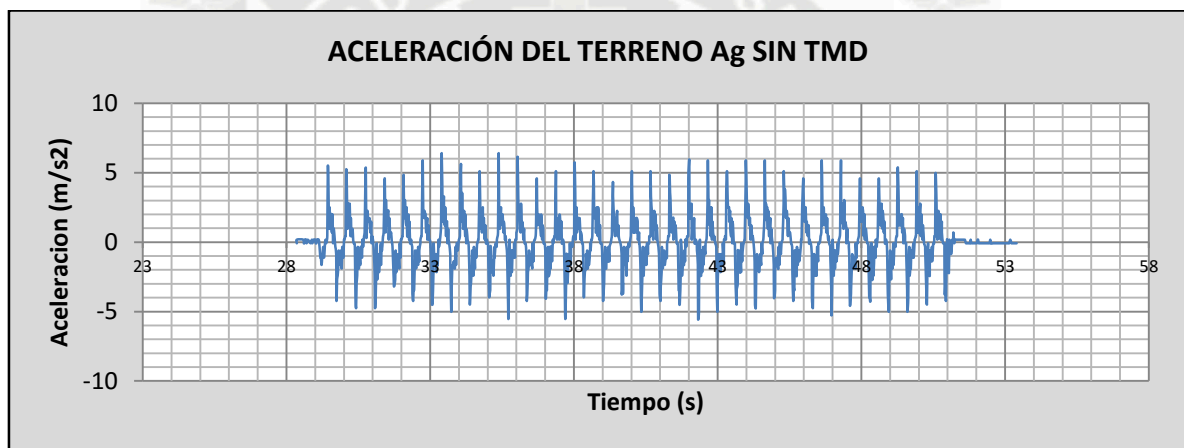


Fig. 5.67 Acelerograma del terreno F=1.5 Hertz A=1.5 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.57g

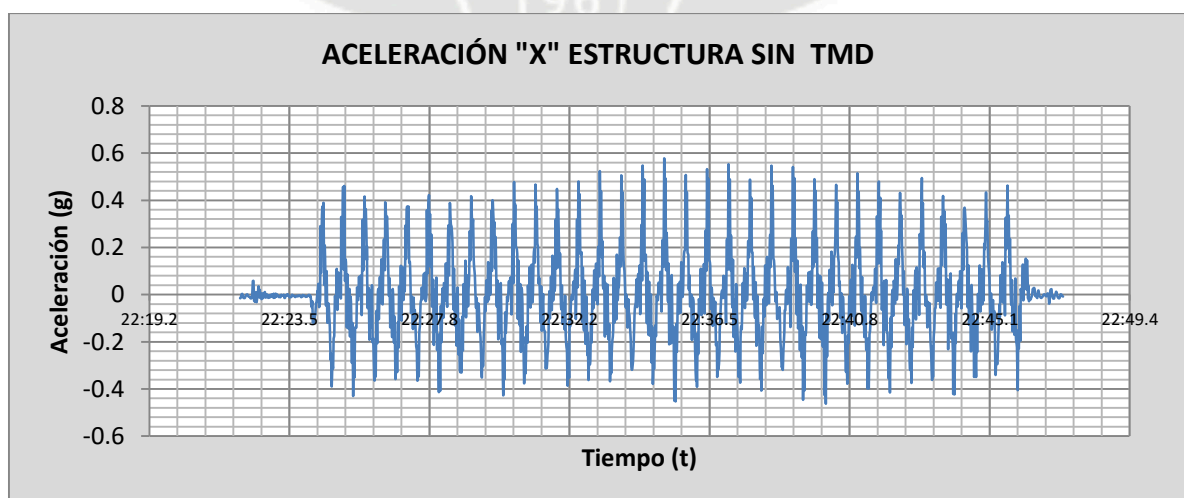


Fig. 5.68 Acelerograma de la estructura F=1.5 Hertz A=1.5 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 7.73 m/s²

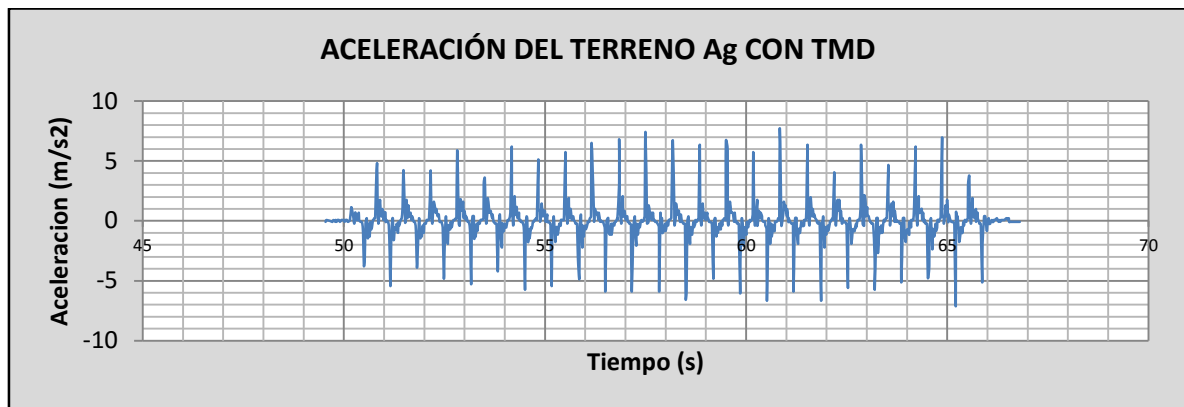


Fig. 5.69 Acelerograma del terreno F=1.5 Hertz A=1.5 cm con TMD

Valor Máxima Aceleración: 1.09g

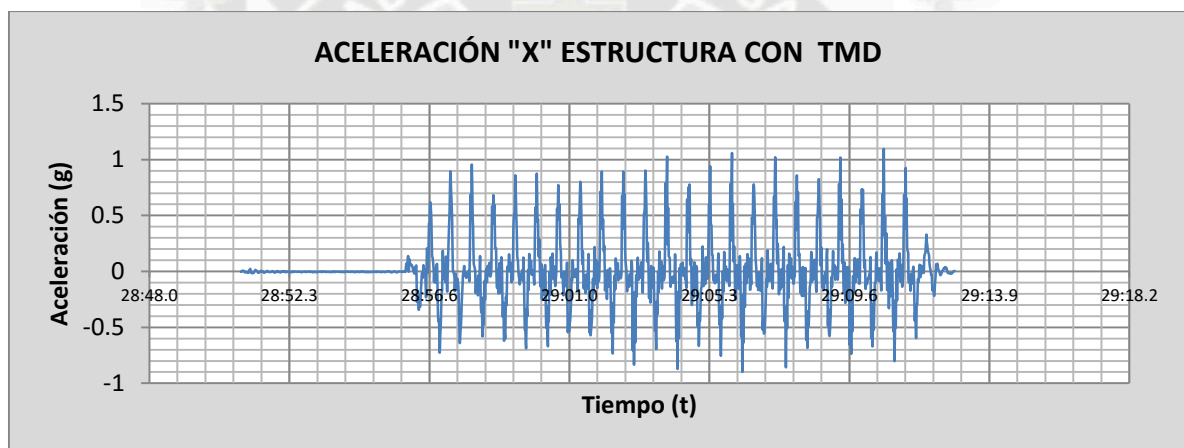


Fig. 5.70 Acelerograma de la estructura F=1.5 Hertz A=1.5 cm con TMD

Frecuencia 3.0 Hz

Valor Máxima Aceleración: 19.62 m/s²

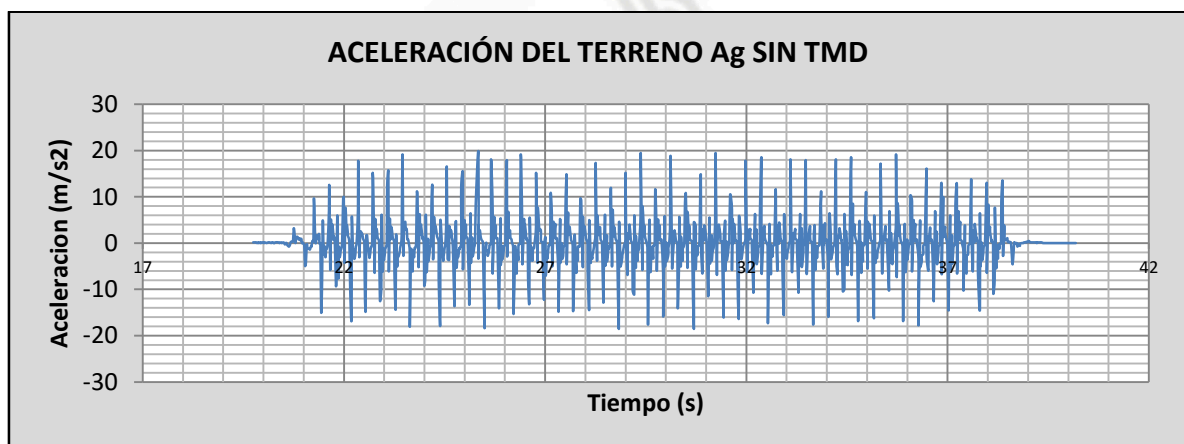


Fig. 5.71 Acelerograma del terreno F=3.0 Hertz A=1.5 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 6.71g



Fig. 5.72 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=1.5$ cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 19.92 m/s²

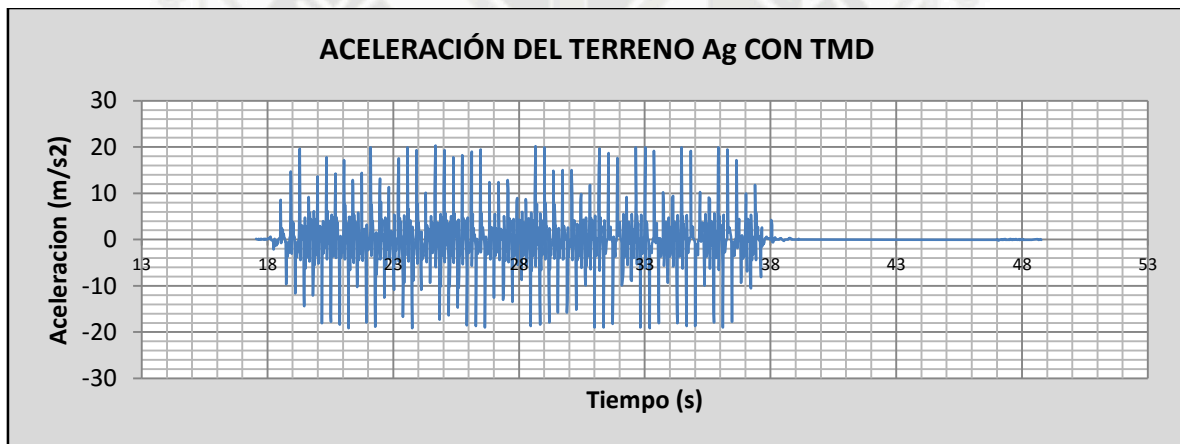


Fig. 5.73 Acelerograma del terreno $F=3.0$ Hertz $A=1.5$ cm con TMD

Valor Máxima Aceleración: 1.56g



Fig. 5.74 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=1.5$ cm con TMD

Para una frecuencia de 3.0 Hertz hay una notable disminución en la aceleración de la estructura provista con TMD a una que no está equipada con esta, la cual va de 6.71g a 1.56g. No ocurre lo mismo para una frecuencia de 1.5 Hertz donde a pesar de tener equipado un TMD o no tenerlo, no hay una reducción en la aceleración de la estructura notable, esta va de 1.09g a 0.57g.

5.5.4. Acelerogramas para una amplitud de 1.7 cm

Para cada ensayo realizado se obtuvo un acelerograma del terreno los cuales van desde 2.54 m/s² para una frecuencia de 1 Hertz hasta 20.03 m/s² para una frecuencia de 3.5 Hertz.

Frecuencia 1.5 Hz

Valor Máxima Aceleración: 5.76 m/s²

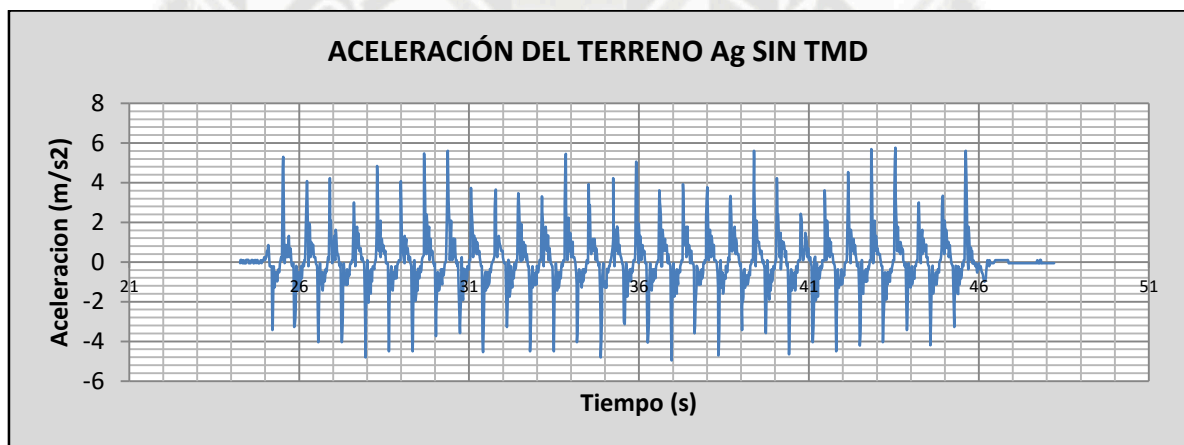


Fig. 5.75 Acelerograma del terreno F=1.5 Hertz A=1.7 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.56g

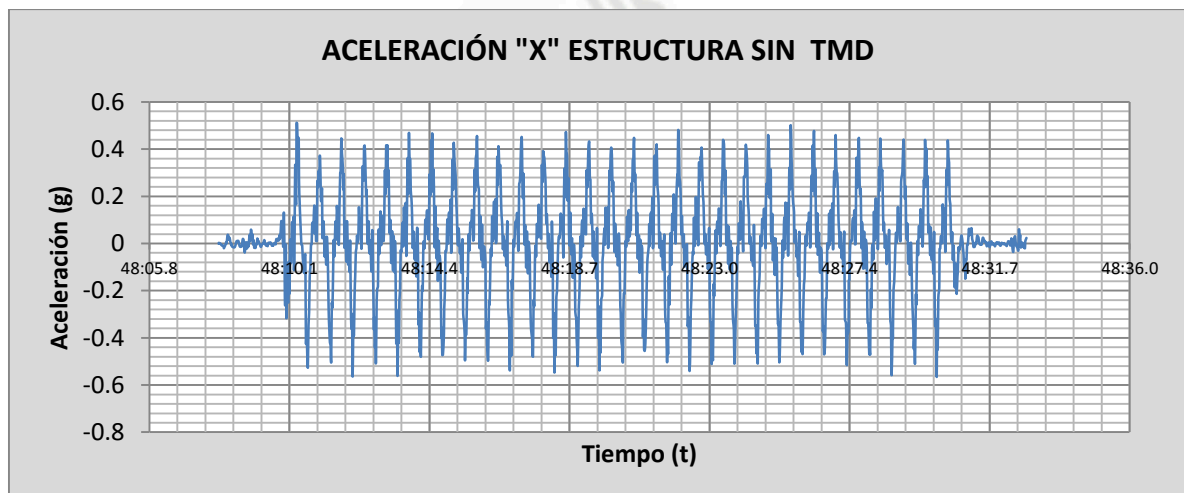


Fig. 5.76 Acelerograma de la estructura F=1.5 Hertz A=1.7 cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 5.93 m/s²

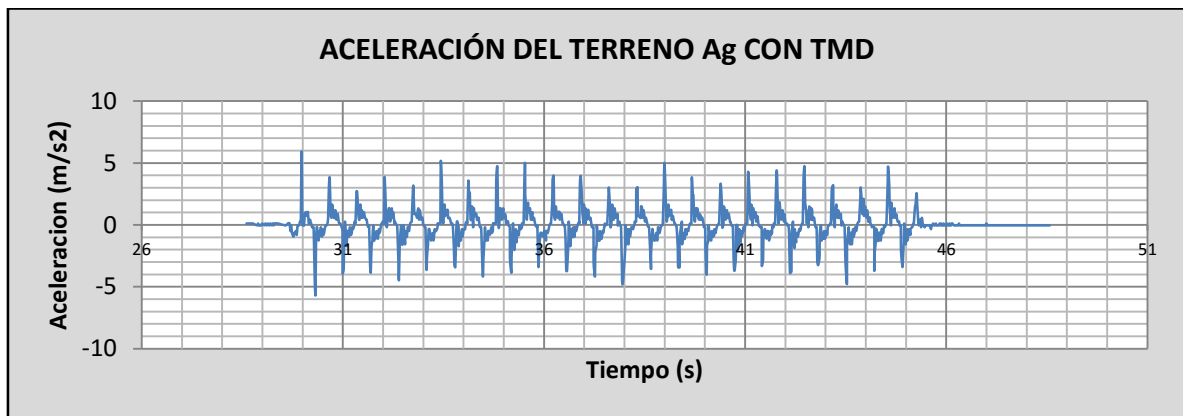


Fig. 5.77 Acelerograma del terreno $F=1.5$ Hertz $A=1.7$ cm con TMD

Valor Máxima Aceleración: 0.86g

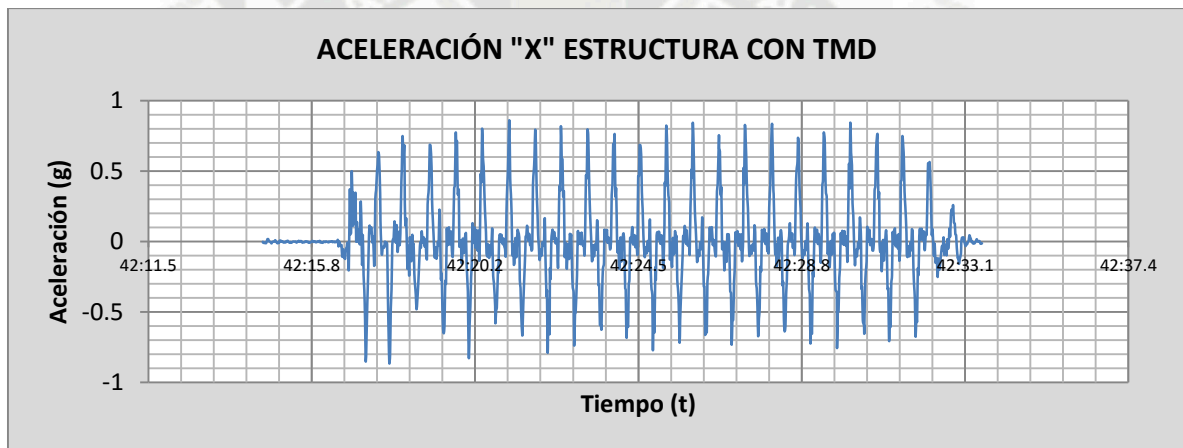


Fig. 5.78 Acelerograma de la estructura $F=1.5$ Hertz $A=1.7$ cm con TMD

Frecuencia 3.0 Hz

Valor Máxima Aceleración: 19.99 m/s²

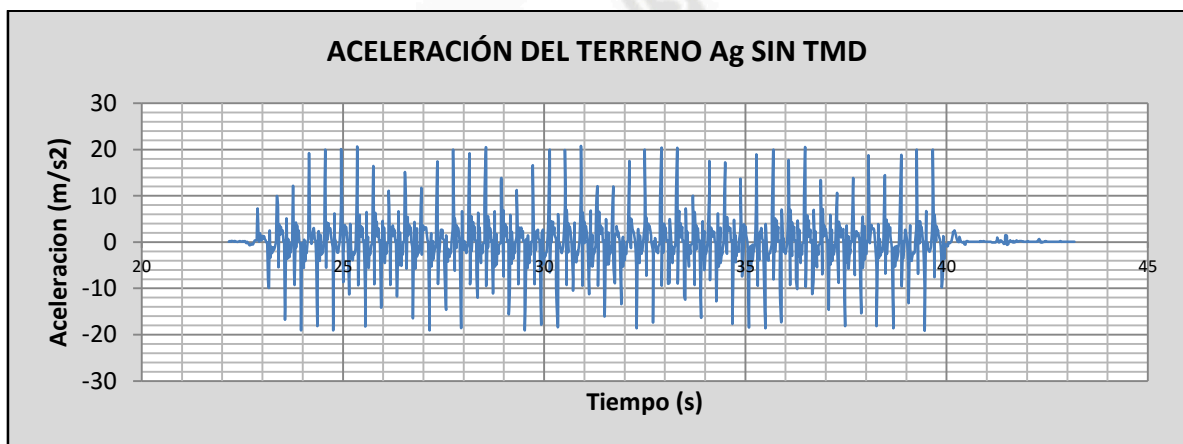


Fig. 5.79 Acelerograma del terreno $F=3.0$ Hertz $A=1.7$ cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 6.54 g

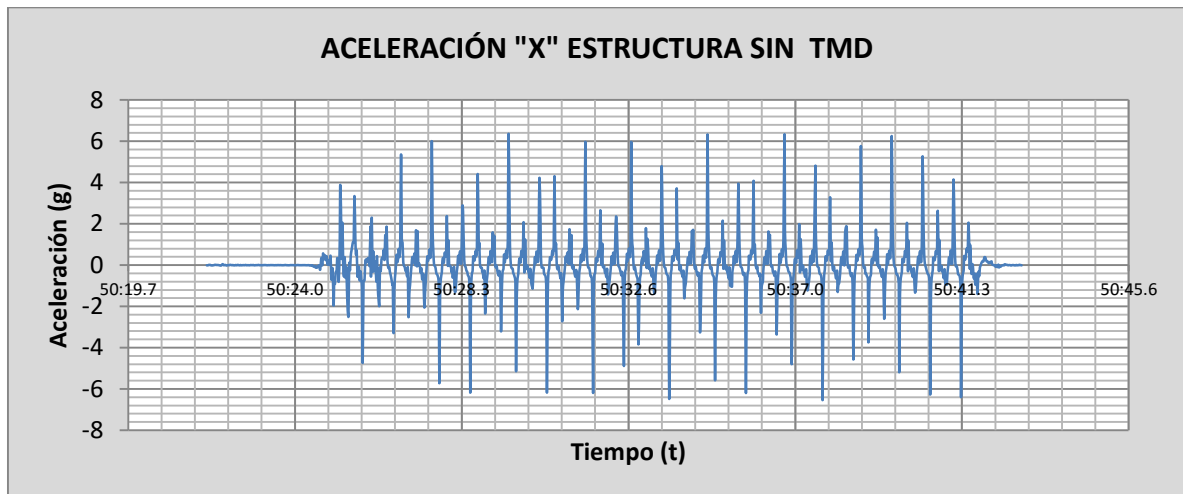


Fig. 5.80 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=1.7$ cm sin TMD

Valor Máxima Aceleración: 19.86 m/s²

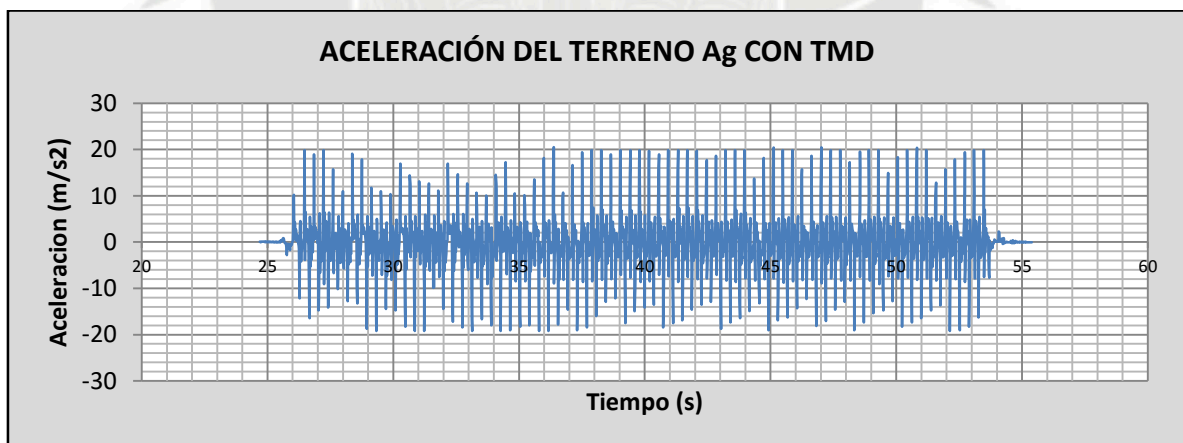


Fig. 5.81 Acelerograma del terreno $F=3.0$ Hertz $A=1.7$ cm con TMD

Valor Máxima Aceleración: 1.28g

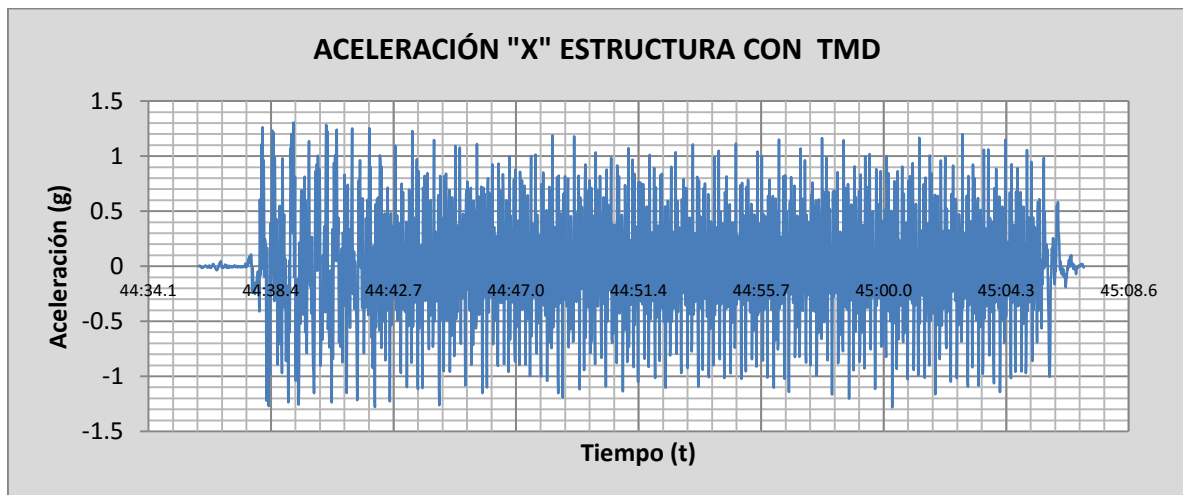


Fig. 5.82 Acelerograma de la estructura $F=3.0$ Hertz $A=1.7$ cm con TMD

Para una frecuencia de 3.0 Hertz hay una notable disminución en la aceleración de la estructura provista con TMD a una que no está equipada con esta, la cual va de 6.54g a 1.28g. No ocurre lo mismo para una frecuencia de 1.5 Hertz donde a pesar de tener equipado un TMD o no tenerlo, no hay una reducción en la aceleración de la estructura notable, esta va de 0.56g a 0.86g.



5.6. Resumen de ensayos

Amplitud	Frecuencia	Estructura Emperanada				Estructura Remachada				Estructura Remachada 2			
		Estructura	Aceleración	Max Terreno	Aceleración	Estructura	Aceleración	Max Terreno	Aceleración	Estructura	Aceleración	Max Terreno	Aceleración
		Max Sin TMD (g)	Max Sin TMD (m/s ²)	Max Con TMD (g)	Max Con TMD (m/s ²)	Max Sin TMD (g)	Max Sin TMD (m/s ²)	Max Con TMD (g)	Max Con TMD (m/s ²)	Max Sin TMD (g)	Max Sin TMD (m/s ²)	Max Con TMD (g)	Max Con TMD (m/s ²)
0.9	1	0.19226	2.25773	0.19470	2.30921	0.18311	1.56027	0.30910	1.56027	0.12141	1.79562	0.05866	1.02103
	1.5	0.47725	4.02824	0.35403	4.32513	0.52151	2.23059	0.49544	2.23059	0.26073	2.25932	0.45811	2.40821
	2	0.70633	6.18542	1.00746	7.40048	1.44324	3.64784	0.77191	3.61911	0.94771	6.85588	2.22525	5.61031
	2.5	2.21635	9.30866	0.65730	8.46231	3.27808	4.67247	0.97537	4.67247	2.31696	9.00604	0.48367	6.39734
	3	1.75092	11.60589	1.22130	12.05840	6.24069	5.47686	0.97832	5.47686	4.45074	11.67666	0.90773	9.36417
	3.5	1.90976	12.64857	2.28955	13.72596	7.12932	7.50697	1.33830	7.50697	7.12932	13.13836	7.10732	13.05649
1.1	1	0.26259	3.68109	0.27272	4.16591	0.23824	1.96246	0.39655	1.96246	0.17334	1.78258	0.10170	1.63215
	1.5	1.42839	8.98424	0.73643	8.21092	0.83868	3.37014	0.55020	3.37014	0.57333	5.59752	0.50729	5.27015
	2	1.48160	9.36133	0.82747	11.51012	1.89000	4.42350	0.77191	4.42350	0.99771	9.59771	1.64228	8.96015
	2.5	2.32837	11.06720	0.80696	10.25000	3.12610	7.35375	1.42497	7.35375	1.20296	12.20341	0.45988	11.74583
	3	1.15288	21.64239	1.33218	21.71780	6.6805	9.94885	1.11234	9.94885	6.52332	17.58509	0.79004	16.05125
	3.5	1.68146	24.27362	2.02975	25.40009	7.12932	13.16638	2.01591	13.16638	7.14639	19.58732	7.00410	17.28709
1.5	1	0.41858	4.52744	0.31622	4.65553	0.40862	2.41254	0.39655	1.83798	0.18336	2.71453	0.30383	3.61267
	1.5	0.64738	8.87531	1.06584	8.61913	0.64558	3.42759	0.58380	2.71897	0.57726	6.41003	1.09604	7.73697
	2	1.58008	9.71000	0.77513	10.17416	1.18893	6.01311	1.38052	5.58030	1.19858	9.67902	3.73448	8.33144
	2.5	4.27066	17.43817	0.91194	14.06234	1.99872	8.21559	1.85522	6.25251	4.03287	13.51762	1.49089	12.47006
	3	1.17328	17.89187	1.42461	17.89187	3.54529	9.74775	1.23601	8.15814	6.71541	19.62512	1.56026	19.92513
	3.5	1.94772	21.65436	2.13779	20.91216	7.12415	13.16638	2.61356	14.27516	7.03291	19.82651	6.57195	19.90588
1.7	1	0.28575	3.63200	0.27608	2.82037	0.56496	3.20734	0.48268	2.22102	0.32150	2.55047	0.31941	2.54290
	1.5	0.90323	5.03142	0.90723	7.34661	0.66725	3.90639	0.64192	4.19367	0.56580	5.76302	0.86507	5.93579
	2	2.96091	15.57668	0.78540	13.99000	1.76735	6.45484	1.93225	5.84145	1.59622	10.76994	4.92023	12.63423
	2.5	1.41730	15.63773	0.94150	18.37550	1.97824	9.95842	1.84506	9.51793	3.55516	17.99161	1.98221	18.59369
	3	3.06374	39.22660			2.38628	12.82165	2.01677	12.51249	6.54309	19.99725	1.28198	19.86366
	3.5					4.56821	13.16638	2.61356	15.03215	7.22820	19.93139	6.75459	20.02969

Tabla 5.1 Resumen Ensayos con modelo remachado y empernado

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE LOS DATOS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

6.1. Análisis y comparación

A continuación se realizará una comparación de los resultados obtenidos para la estructura con Amortiguador de masa concentrada y sin amortiguador, demostrando de esta manera, bajo que razones de frecuencia presenta un desempeño óptimo en cuanto a la atenuación de la respuesta dinámica se refiere.

De igual manera se realizará una comparación similar pero esta vez se comparará el comportamiento obtenido de la estructura física con una simulación mediante cálculos analíticos a través de un programa realizado por los Bachilleres en MATLAB con lo cual se pretende validar los resultados obtenidos de los ensayos físicos mediante los cálculos analíticos, demostrando así que guardan relación.

6.2. Comparación de resultados – modelo físico

Como se mencionó en el capítulo anterior se realizaron aproximadamente 141 ensayos entre la estructura con uniones empernadas y la estructura con uniones remachadas obteniendo la máxima aceleración de la respuesta dinámica de la estructura para cada ensayo los cuales serán comparados en las gráficas 6.1 a la 6.12 en las cuales se representa la frecuencia VS aceleración.

6.3. Estructura con uniones empernadas

En la gráfica 6.1 notaremos que para frecuencias que van de 1Hz a 2Hz el amortiguador no atenúa de una manera acentuada la respuesta de la estructura mientras que para frecuencias mayores el comportamiento del TMD posee un mejor desempeño siendo el óptimo cuando la frecuencia del movimiento del terreno es de 2.5 Hz aproximadamente, esto se debe a que esta es la frecuencia fundamental de la estructura y una vez que esta coincide con la frecuencia del

movimiento del terreno se produce resonancia y es aquí donde mayor disipación de energía se presenta para la estructura principal, ya que toda es absorbida por el amortiguador de masas debido a que este también se encuentra en resonancia pero fuera de fase, proporcionando una fuerza inercial opuesta a la que perturba la estructura principal.

AMPLITUD 0.9 cm			
frecuencia (Hz)	sin TMD (g)	con TMD (g)	% Reducción
1	0.19226	0.1947	-1.27%
1.5	0.477	0.354	25.79%
2	0.72171	1	-38.56%
2.5	2.216	0.65730286	70.34%
3	1.7509	1.22129822	30.25%
3.5	1.90975952	2.28955078	-19.89%

Tabla 6.1 Estructura emperrada A=0.9 cm

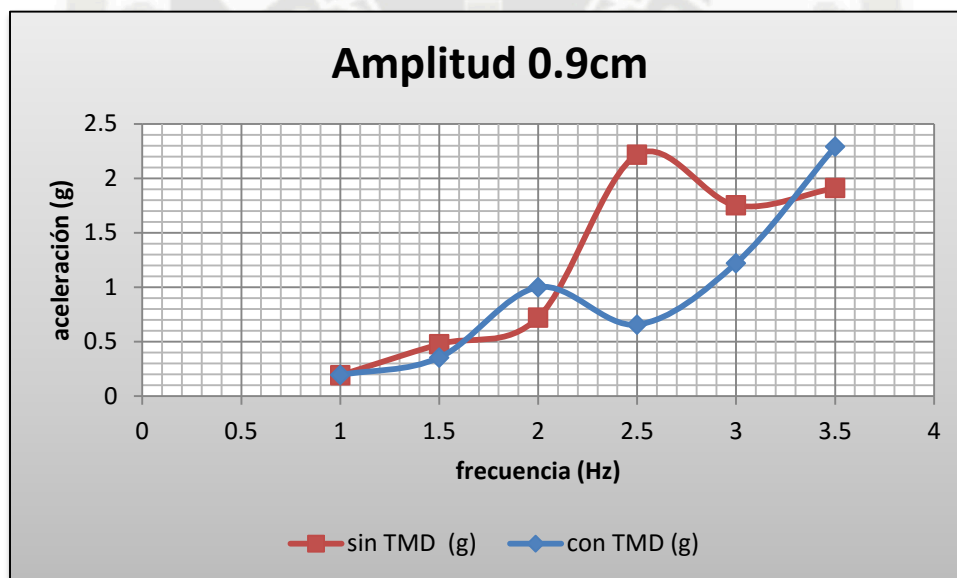


Fig. 6.1 Estructura emperrada A=0.9 cm Aceleraciones máximas

A medida que las frecuencias van aumentando y alejándose de la frecuencia fundamental el efecto del TMD va disminuyendo de nuevo, en algunos sistemas se opta por añadir más de un TMD cuando se quiere controlar más de un modo de vibración debido a que posee una participación importante.

AMPLITUD 1.1 cm			
frecuencia (Hz)	sin TMD (g)	con TMD (g)	% Reducción
1	0.2625885	0.27272034	-3.86%
1.5	1.4283905	0.73643494	48.44%
2	1.4815979	0.82746887	44.15%
2.5	2.32836914	0.80696106	65.34%
3	1.15287781	1.33218384	-15.55%
3.5	1.68145752	2.02975464	-20.71%

Tabla 6.2 Estructura emperrada A=1.1 cm

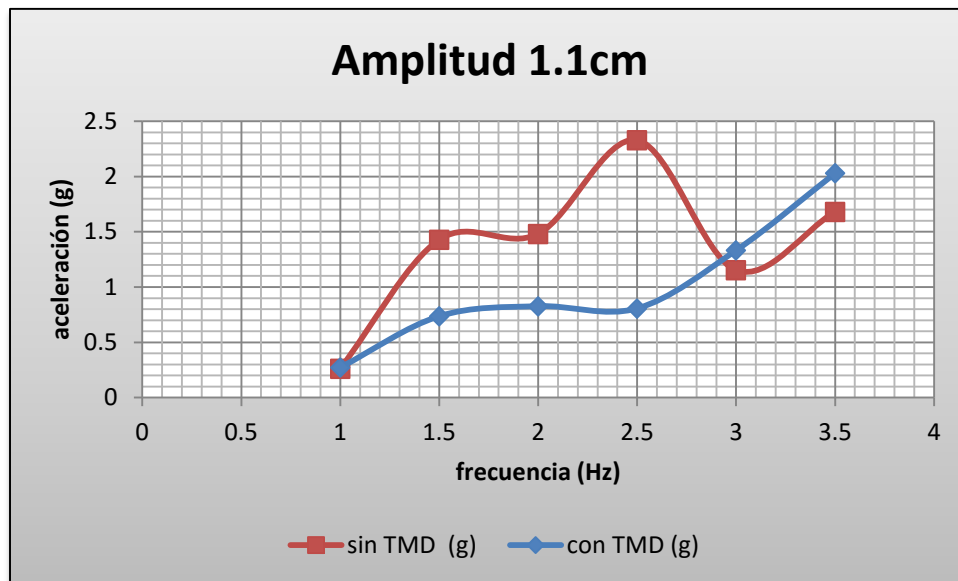


Fig. 6.2 Estructura emperrada A=1.1 cm Aceleraciones máximas

AMPLITUD 1.5 cm			
frecuencia (Hz)	sin TMD (g)	con TMD (g)	% Reducción
1	0.4185791	0.31622314	24.45%
1.5	0.64738464	1.06584167	-64.64%
2	1.58007813	0.77513123	50.94%
2.5	4.2706604	0.91194153	78.65%
3	1.17327881	1.42460632	-21.42%
3.5	1.94772339	2.13778687	-9.76%

Tabla 6.3 Estructura emperrada A=1.5 cm

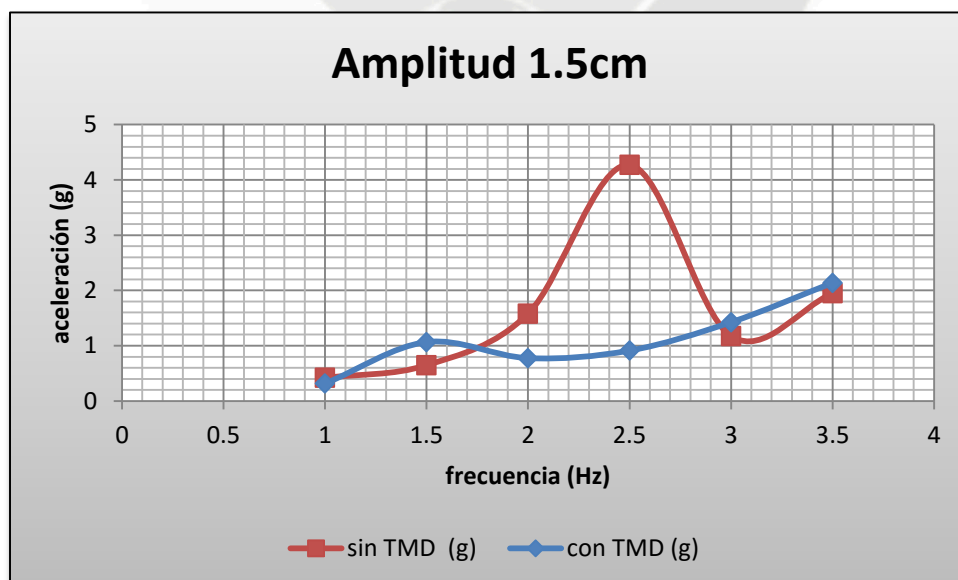


Fig. 6.3 Estructura emperrada A=1.5 cm Aceleraciones máximas

AMPLITUD 1.7 cm			
frecuencia (Hz)	sin TMD (g)	con TMD (g)	% Reducción
1	0.28575134	0.27607727	3.39%
1.5	0.90322876	0.90722656	-0.44%
2	2.96090698	0.78540039	73.47%
2.5	1.41729736	0.9414978	33.57%

Tabla 6.4 Estructura emperrada A=1.7 cm

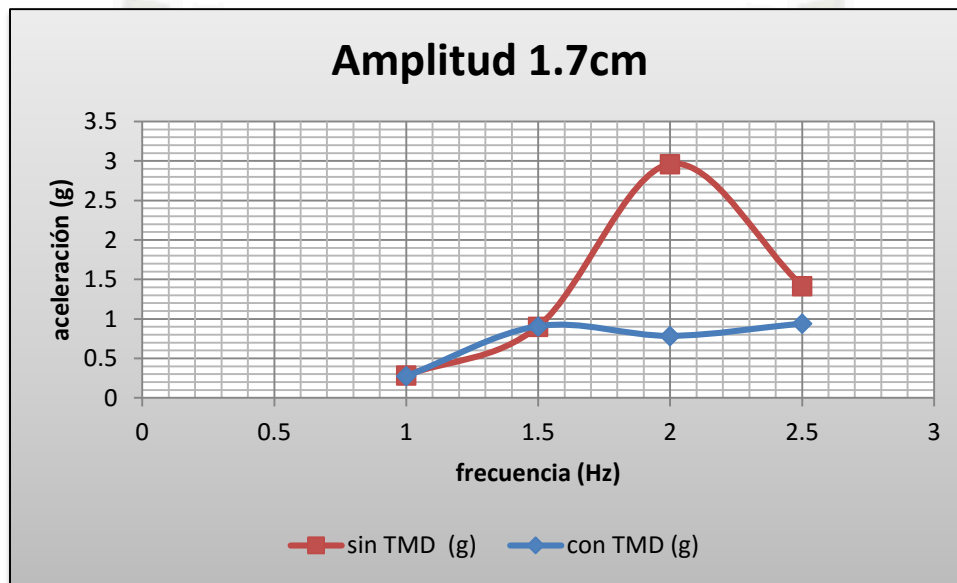


Fig. 6.4 Estructura emperrada A=1.7 cm Aceleraciones máximas

6.4.Estructura con uniones remachadas

En la gráficas 6.5 a la 6.8 notaremos que para frecuencias que van de 1Hz a 2Hz el amortiguador no atenúa de una manera acentuada la respuesta de la estructura mientras que para frecuencias mayores el comportamiento del TMD posee un mejor desempeño siendo el óptimo cuando la frecuencia del movimiento del terreno es de 3 Hz aproximadamente.

En este caso, para el modelo con uniones remachadas se pudo simular de mejor manera el empotramiento de las uniones de viga, losa y columna, teniendo así una estructura más rígida, de tal manera que la frecuencia fundamental de la estructura es diferente a la de la estructura con uniones emperradas (menos rígida).

AMPLITUD 0.9 cm			
Frecuencia (Hz)	Sin TMD (g)	Con TMD (g)	% Reducción
1	0.18310547	0.30909729	-68.81%
1.5	0.52151489	0.49543762	5.00%
2	1.4432373	0.77191162	46.52%
2.5	3.27807617	0.97537231	70.25%
3	6.24069214	0.97831726	84.32%
3.5	7.12931824	1.33830261	81.23%

Tabla 6.5 Estructura remachada A=0.9 cm

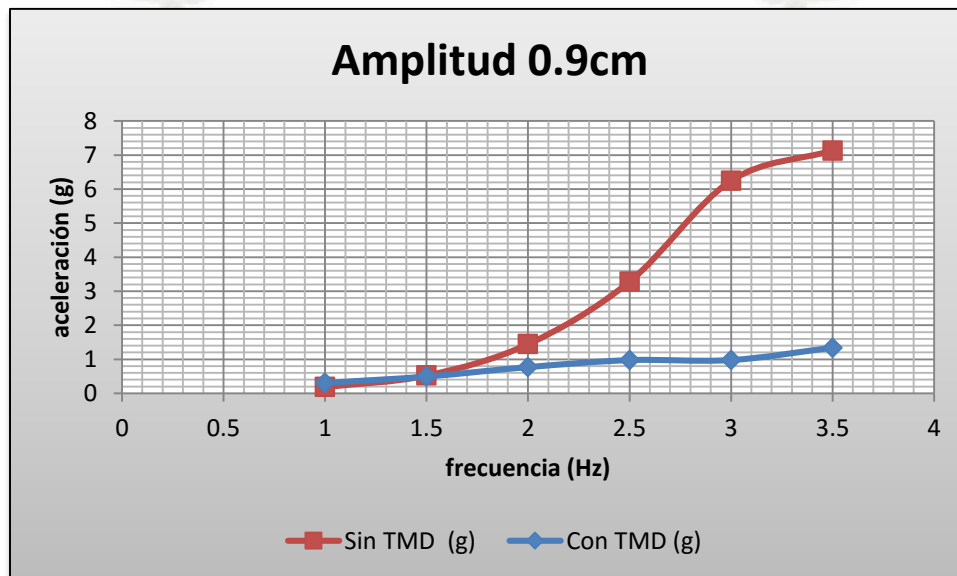


Fig. 6.5 Estructura remachada A=0.9 cm Aceleraciones máximas

AMPLITUD 1.1 cm			
Frecuencia (Hz)	Sin TMD (g)	Con TMD (g)	% Reducción
1	0.23823547	0.39654541	-66.45%
1.5	0.83868408	0.55020142	34.40%
2	1.88999939	0.77191162	59.16%
2.5	3.12609863	1.42497253	54.42%
3	6.66804504	1.11233521	83.32%
3.5	7.12931824	2.01591492	71.72%

Tabla 6.6 Estructura remachada A=1.1 cm

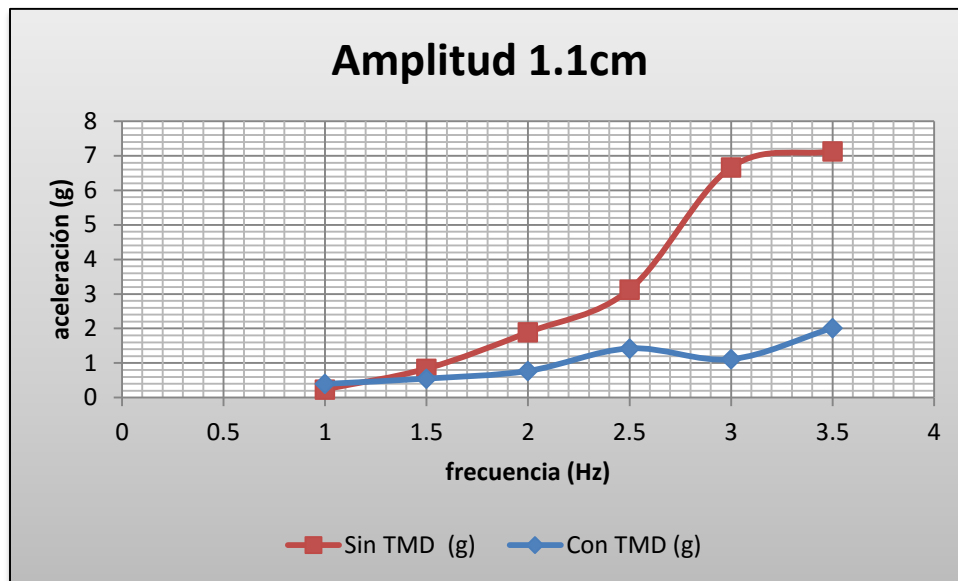


Fig. 6.6 Estructura remachada A=1.1 cm Aceleraciones máximas

AMPLITUD 1.5 cm			
Frecuencia (Hz)	Sin TMD (g)	Con TMD (g)	% Reducción
1	0.40861511	0.39654541	2.95%
1.5	0.64558411	0.58380127	9.57%
2	1.18893433	1.38052368	-16.11%
2.5	1.99871826	1.85522461	7.18%
3	3.54528809	1.23600769	65.14%
3.5	7.12414551	2.61355591	63.31%

Tabla 6.7 Estructura remachada A=1.5 cm

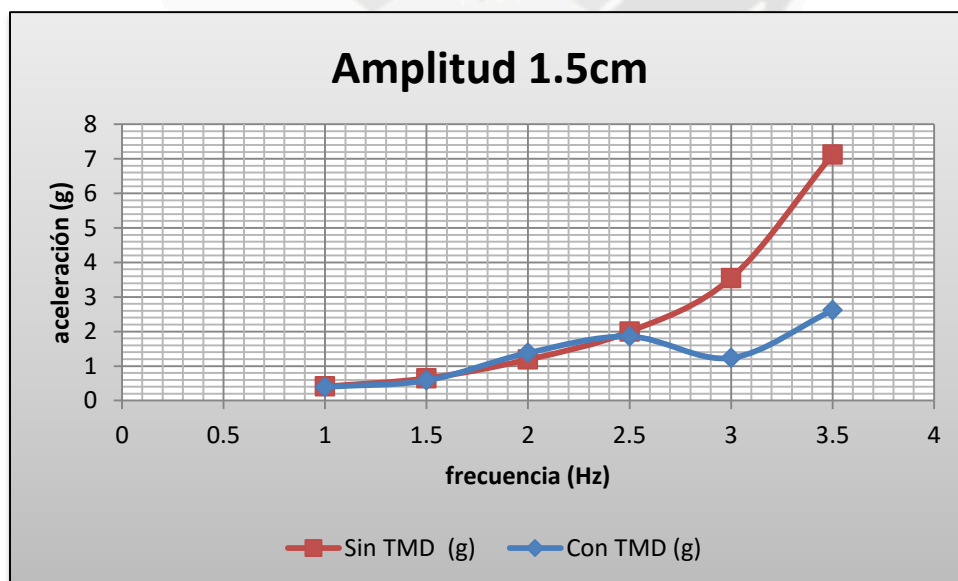


Fig. 6.7 Estructura remachada A=1.5 cm Aceleraciones máximas

AMPLITUD 1.7 cm			
Frecuencia (Hz)	Sin TMD (g)	Con TMD (g)	% Reduccion
1	0.56495667	0.48268127	14.56%
1.5	0.66725159	0.641922	3.80%
2	1.76734924	1.93225098	-9.33%
2.5	1.97824097	1.84506226	6.73%
3	2.38627625	2.01676941	15.48%
3.5	4.56820679	2.61355591	42.79%

Tabla 6.8 Estructura remachada A=1.7 cm

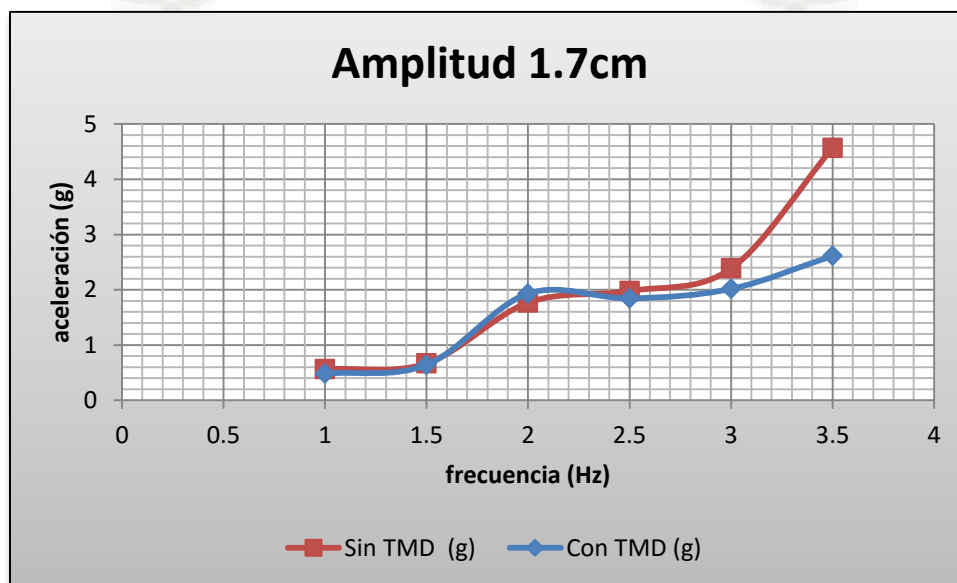


Fig. 6.8 Estructura remachada A=1.7 cm Aceleraciones máximas

6.5.Estructura con uniones remachadas 2

De igual manera que la estructura remachada anterior, en las gráficas 6.9 a la 6.12 notaremos que para frecuencias que van de 1Hz a 2Hz el amortiguador no atenúa de una manera acentuada la respuesta de la estructura mientras que para frecuencias mayores el comportamiento del TMD posee un mejor desempeño siendo el óptimo cuando la frecuencia del movimiento del terreno es de 3 Hz aproximadamente.

AMPLITUD 0.9 cm			
Frecuencia (Hz)	Sin TMD (g)	Con TMD (g)	% Reducción
1	0.12141418	0.0586615	51.68%
1.5	0.26072693	0.45811462	-75.71%
2	0.94770813	2.22525024	-134.80%
2.5	2.31695557	0.4836731	79.12%
3	4.45074463	0.9077301	79.60%
3.5	7.12931824	7.10731506	0.31%

Tabla 6.9 Estructura remachada A=0.9 cm

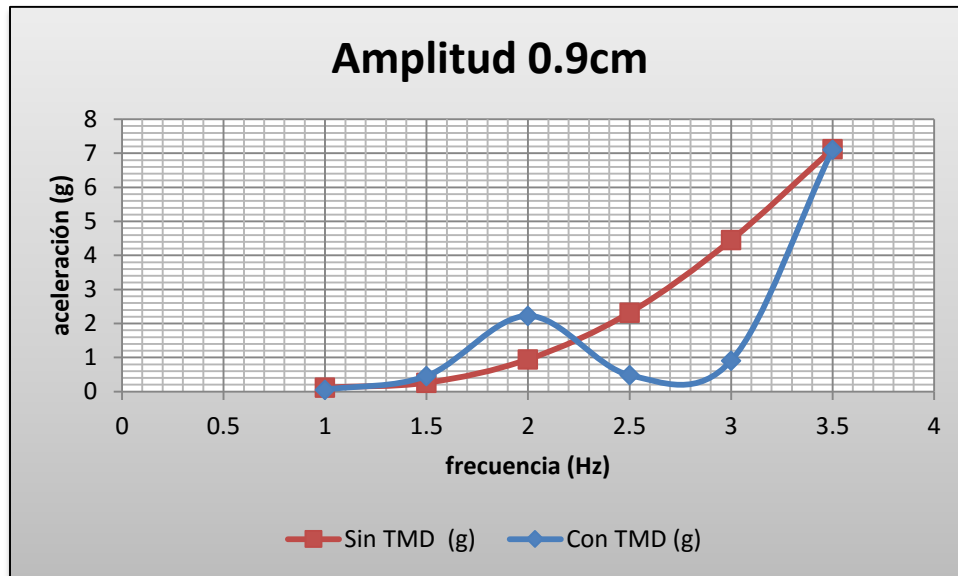


Fig. 6.9 Estructura remachada A=0.9 cm Aceleraciones máximas

AMPLITUD 1.1 cm			
Frecuencia (Hz)	Sin TMD (g)	Con TMD (g)	% Reducción
1	0.17333984	0.10169983	41.33%
1.5	0.57333374	0.5072937	11.52%
2	0.99770813	1.642276	-64.60%
2.5	1.20295715	0.45988464	61.77%
3	6.52331543	0.79003906	87.89%
3.5	7.14639282	7.00410461	1.99%

Tabla 6.10 Estructura remachada A=1.1 cm

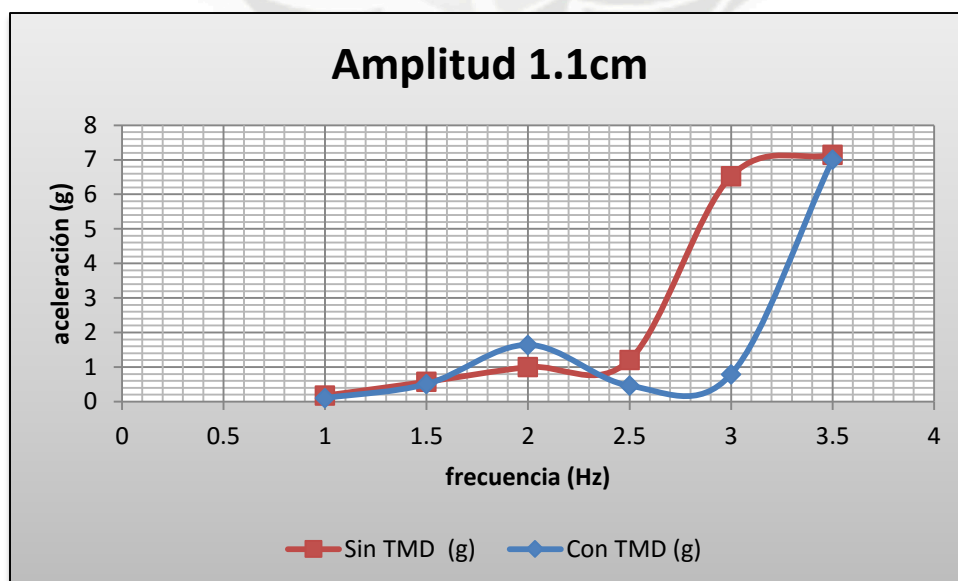


Fig. 6.10 Estructura remachada A=1.1 cm Aceleraciones máximas

AMPLITUD 1.5 cm			
Frecuencia (Hz)	Sin TMD (g)	Con TMD (g)	% Reducción
1	0.18336487	0.30383301	-65.70%
1.5	0.57725525	1.09603882	-89.87%
2	1.19857788	3.73448181	-211.58%
2.5	4.03286743	1.4908905	63.03%
3	6.71540833	1.56025696	76.77%
3.5	7.03291321	6.57194519	6.55%

Tabla 6.11 Estructura remachada A=1.5 cm

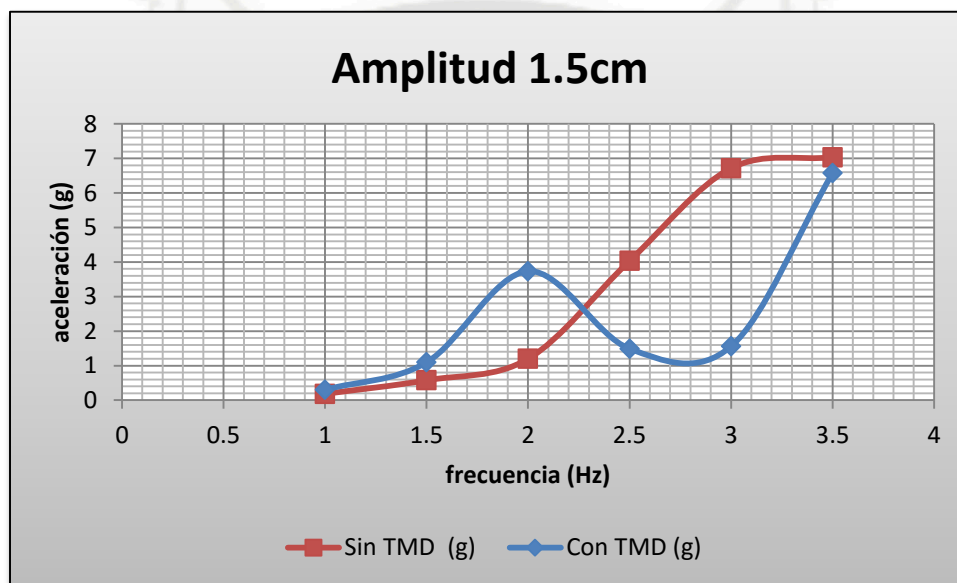


Fig. 6.11 Estructura remachada A=1.5 cm Aceleraciones máximas

AMPLITUD 1.7 cm			
Frecuencia (Hz)	Sin TMD (g)	Con TMD (g)	% Reducción
1	0.32150269	0.31941223	0.65%
1.5	0.5657959	0.86506653	-52.89%
2	1.59622192	4.92022705	-208.24%
2.5	3.55516052	1.98220825	44.24%
3	6.54309082	1.28198242	80.41%
3.5	7.22819519	6.7545929	6.55%

Tabla 6.12 Estructura remachada A=1.7 cm

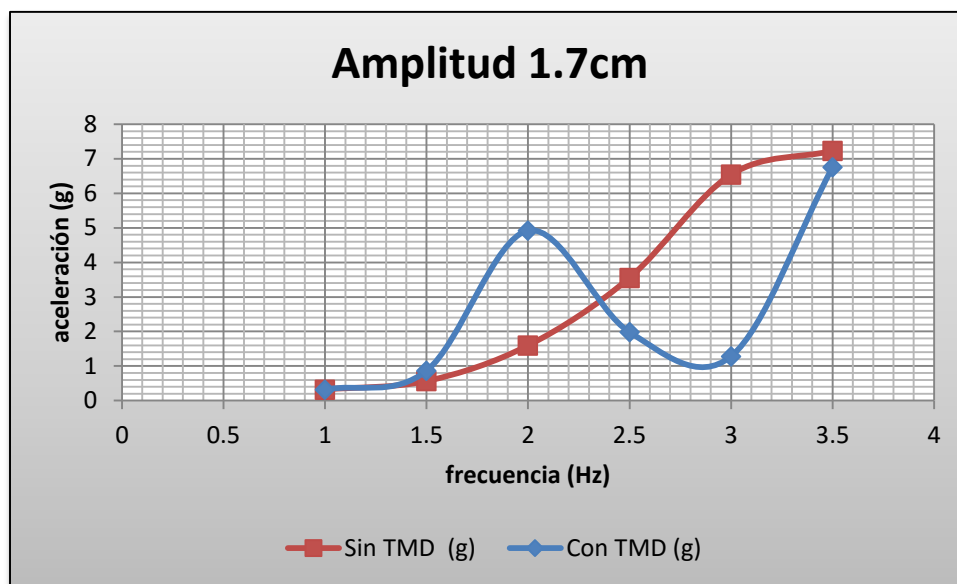


Fig. 6.12 Estructura remachada A=1.7 cm Aceleraciones máximas

En resumen tenemos que para los diferentes tipos de modelos, tanto remachados con empernados, el porcentaje de reducción de la aceleración en el último nivel del modelo va desde 65.34% llegando hasta un máximo de 87.89%, comportándose de mejor manera en las estructuras más rígidas.

6.6. Cálculo de las propiedades dinámicas del modelo físico

6.6.1. Propiedades físicas del aluminio

PROPIEDADES DEL ALUMINIO				
Peso específico (Kgf/m ³)	Módulo de elasticidad (kgf/cm ²)	Fluencia (kgf/cm ²)	Coeficiente de Poisson	Módulo de corte (kgf/cm ²)
2700	679130.99	2460.74	0.33	268.19

Tabla 6.13 Propiedades del aluminio

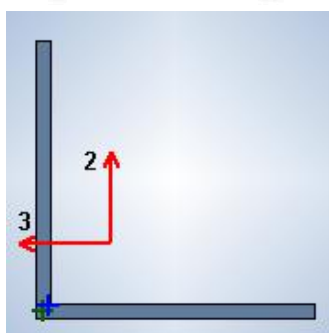


Fig. 6.13 Sección del perfil de aluminio

6.6.2. Cálculo del centroide

Descripción	L (cm)	A (cm)	Área (cm ²)	$\bar{y}$ (cm)	$A\bar{y}$ (cm ³)
1	1.588	0.079	0.126	0.79375	0.100
2	0.079	1.508	0.120	0.0396875	0.005
suma			0.246		0.105

Tabla 6.14 Cálculo del centroide

$$\bar{y} = 0.426 \text{ cm}$$

6.6.3. Cálculo de la Inercia de la sección compuesta

Descripción	Inercia (cm ⁴)	Área (cm ²)	d (cm)	Ad^2 (cm ³)
1	0.026	0.126	0.367	0.017
2	0.000	0.120	-0.387	0.018
suma	0.027			0.035

Tabla 6.15 Cálculo de la Inercia de la sección compuesta

$$I_{total}=0.061 \text{ cm}^4$$

6.6.4. Cálculo de la rigidez de la sección

Calculo de la rigidez de una columna empotrada:

Este es el caso que se presentó en el modelo construido a partir de remaches ya que este puede simular de una manera más adecuada la condición de empotramiento, y el cálculo de esta se realiza de la siguiente manera:

$$K_{col} = \frac{12EI}{h^3} = \frac{12(679130.997)(0.061)}{25^3} = 33.677 \text{ kgf/cm}$$

$$K_{col} = 3367.711 \text{ kgf/m}$$

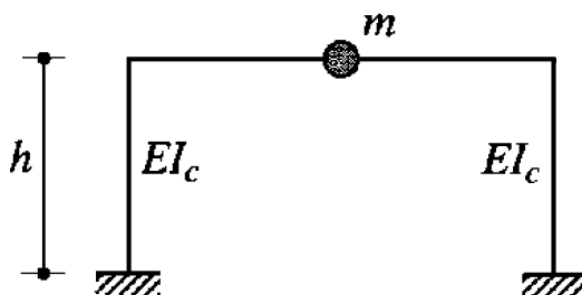


Fig. 6.14 Esquematzación de un pórtico con los apoyos empotrados

Debido a que cada uno de los pisos está compuesto por dos pórticos la rigidez por nivel es:

$$K_{\text{piso}} = 4 * K_{\text{col}} = 4 * 3367.711$$

$$K_{\text{piso}} = 13470.84 \text{ kgf/m}$$

Cálculo de la rigidez de una columna con apoyo simple:

Este fue el que se usó para el cálculo analítico de la estructura con uniones empernadas debido a que las uniones no simulaban de una manera adecuada el empotramiento, representaban más bien una articulación debido a que no restringían del todo el giro. El cálculo de la rigidez de estas columnas se presentó a través de la siguiente formula:

$$K_{\text{col}} = \frac{3EI}{h^3} = \frac{3(679130.997)(0.061)}{25^3} = 8.419 \text{ kgf/cm}$$

$$K_{\text{col}} = 841.928 \text{ kgf/m}$$

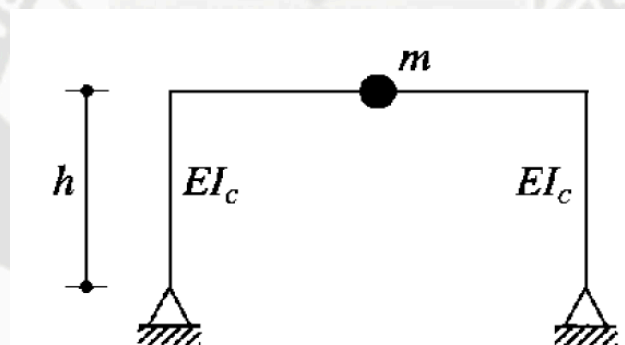


Fig. 6.15 Esquema de un pórtico con apoyo articulado

La rigidez que se presenta por piso debido a que cada uno de estos está compuesto por dos marcos es:

$$K_{\text{piso}} = 4 * K_{\text{col}} = 4 * 841.928$$

$$K_{\text{piso}} = 3367.71 \text{ kgf/m}$$

6.6.5. Medrado de la masa total de la estructura

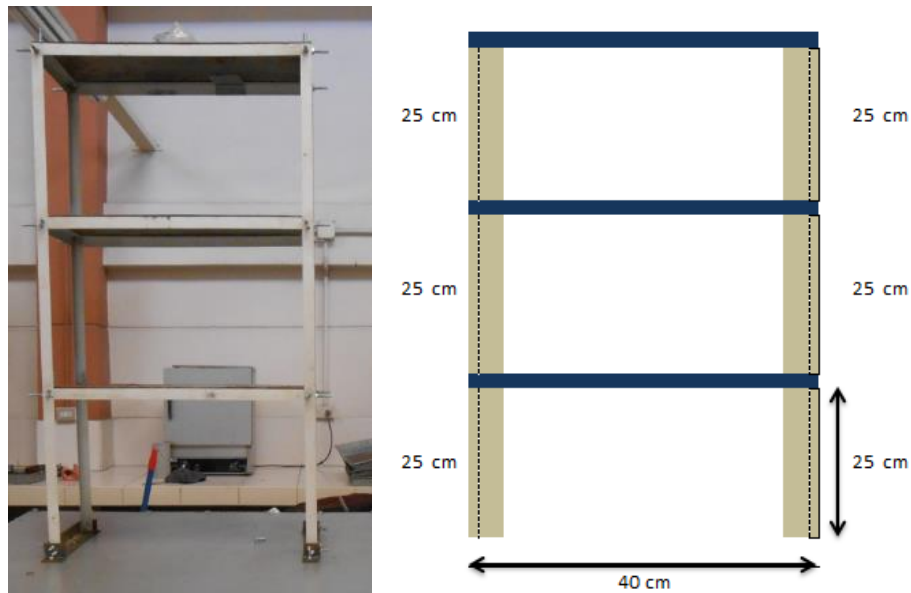


Fig. 6.16 Modelo a escala

6.6.6. Medrado de columnas de aluminio

Piso típico					
Descripción	Número	Área (m ²)	Longitud (m)	Peso específico (kgf/m ³)	Peso (kgf)
columnas	4	0.0000246	0.25	2700	0.06634311
vigas x-x	2	0.0000246	0.4	2700	0.05307449
vigas y-y	2	0.0000246	0.2	2700	0.02653725
losa	1	0.08	0.002	7849	1.25584
Suma					1.40179485

Tabla 6.16 Medrado de un piso típico

6.6.7. Cálculo de las propiedades dinámicas

Para el cálculo de las propiedades dinámica se desarrolló un programa en MATLAB cuya primera parte nos proporciona las frecuencias naturales, periodos y modos de vibración y la segunda parte nos proporciona la respuesta dinámica del edificio mediante los desplazamientos relativos y aceleraciones relativas por nivel.

Las cuáles serán comparadas con el modelo físico para de esta manera relacionar el cálculo analítico con los resultados obtenidos experimentalmente y darle validez a estos últimos.

Durante el desarrollo experimental se realizaron dos modelos los cuales serán analizados a continuación:

- **Uniones empernadas:** En este modelo se realizó la conexión de los nodos de vigas y columnas a través de pernos colocando dos por cada unión, durante el desarrollo de los ensayos se pudo observar que estos no aportaban del todo restricción al giro, permitiendo de esta manera una mejor apreciación de los desplazamiento, pero no representaba de una manera adecuada la condición de empotramiento, es así que para el cálculo analítico de este modelo se consideró uniones articuladas, siendo la rigidez presente en cada piso igual a:

$$K_{\text{piso}} = 3367.71 \text{ kgf/m}$$

- **Uniones remachadas:** En este modelo se realizó la conexión de los nodos de vigas y columnas a través de remaches colocando dos por cada unión, en este caso durante los ensayos se pudo observar que estos restringían de una mejor manera el giro en las uniones, representaba de una manera más adecuada la condición de empotramiento, excepto en la base de la edificación debido a que esta permitía cierto tipo de rotación es así que en todos los niveles se usa la rigidez de una columna empotrada a excepción del primer piso que se usa una la condición de un apoyo articulado :

$$K_{2,3 \text{ piso}} = 13470.84 \text{ kgf/m}$$

$$K_{1 \text{ piso}} = 3367.71 \text{ kgf/m}$$

Ambos casos se analizaron en el programa de MATLAB de la misma manera en que han sido descritas y estos son presentados a continuación:

6.7. Cálculo Matemático y comparación en MATLAB – Modelo con Uniones empernadas

```

MATLAB R2012a
File Edit Debug Parallel Desktop Window Help
Current Folder: D:\salvar\imagenes\ingenieria civil\10 SEMESTRE\tesis\marco teorico
Shortcuts How to Add What's New

Command Window

===== INGRESAR DATOS =====

ingresar valores de masa de cada piso:
[1.402 1.402 1.369]
ingresar valores de rigidez para cada piso:
[3367.71 3367.71 3367.71]
la matriz de masa diagonal es:

    1.402000000000000    0    0
         0    1.402000000000000    0
         0    0    1.369000000000000

la matriz de rigidez es:

    1.0e+03 *
    6.735420000000000   -3.367710000000000    0
   -3.367710000000000    6.735420000000000   -3.367710000000000
         0   -3.367710000000000    3.367710000000000

*****CALCULO DE LAS FECUANCIAS NATURALES DE CADA MODO DE VIBRACION*****

la frecuencia fundamenta de la estructura es 21.952514 rad/s
w(rad/s)  Periodo(s)  frecuencia(s^-1)
-----
21.9525    0.2862     3.4939
61.3716    0.1024     9.7676
88.4301    0.0711    14.0741
    
```

Fig. 6.17 Cálculo de la matriz de masa, rigidez, periodos y frecuencias de la estructura empernada

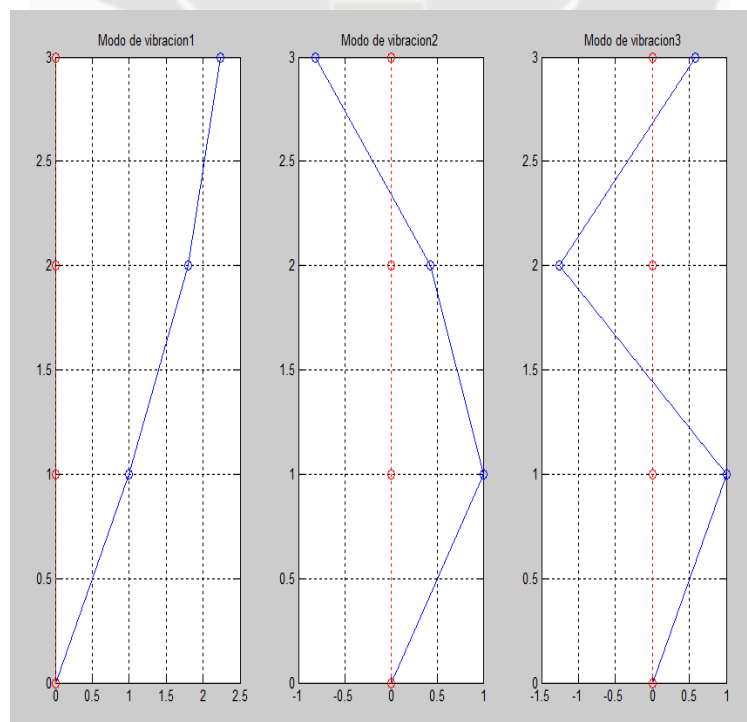


Fig. 6.18 Modos de vibración de la estructura empernada

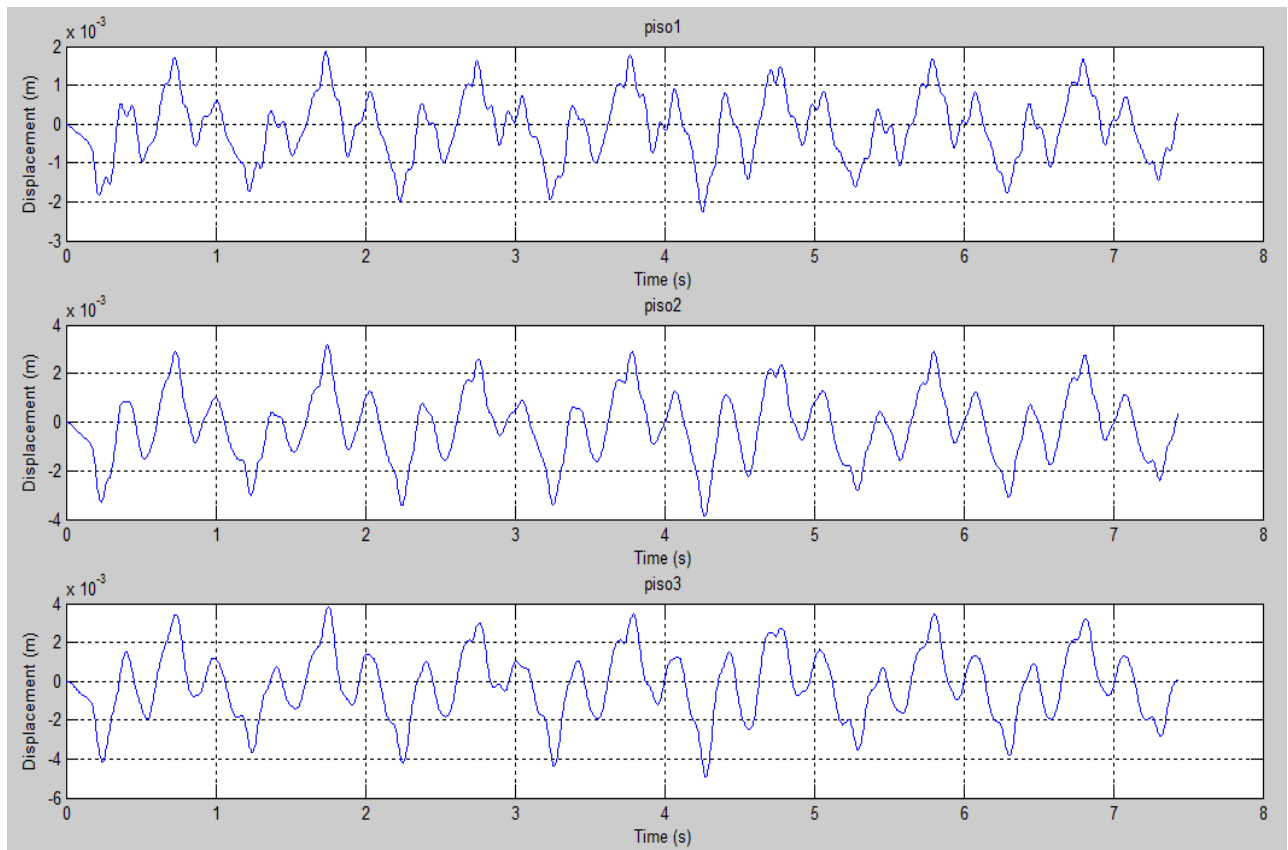


Fig. 6.19 Respuesta de la estructura con uniones emperradas en términos de desplazamientos relativos debido a sismo artificial (MATLAB)

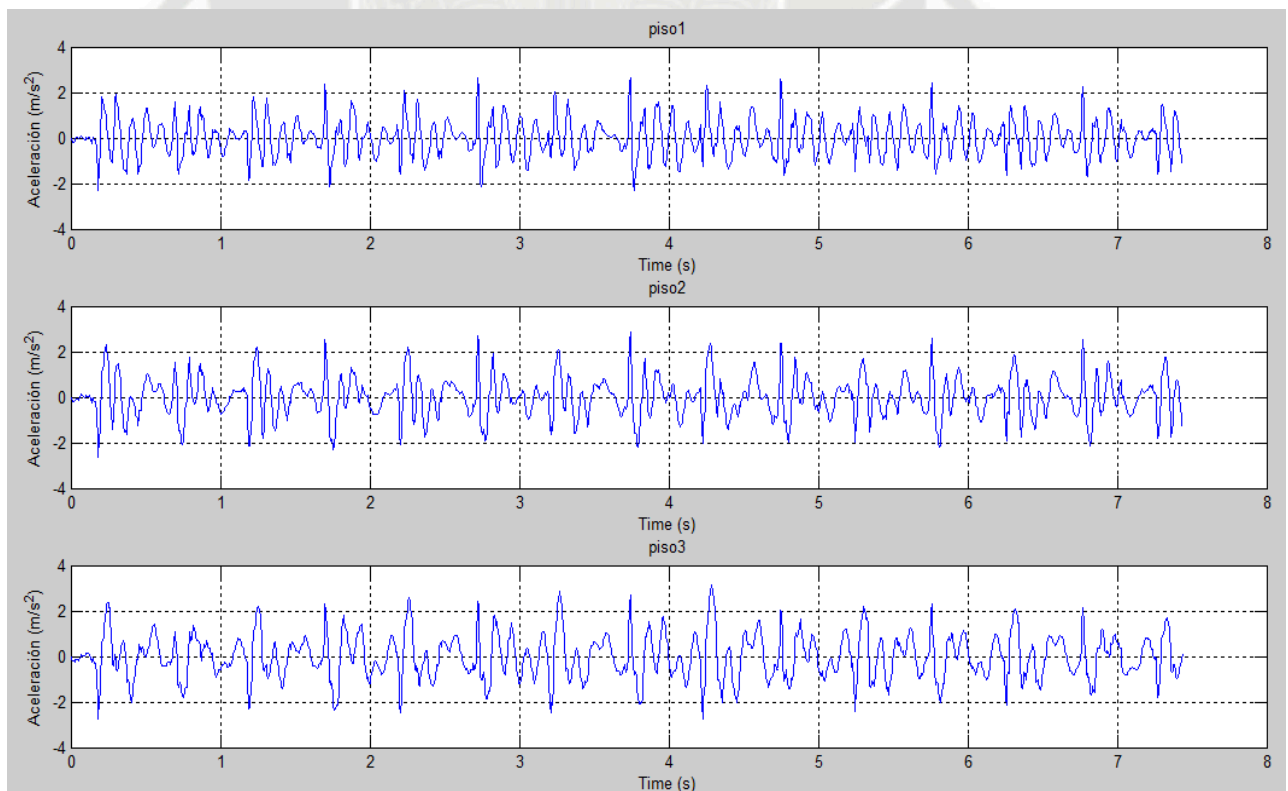


Fig. 6.20 Aceleraciones relativas presentes en cada nivel de la estructura con uniones emperradas debido al sismo artificial (MATLAB)

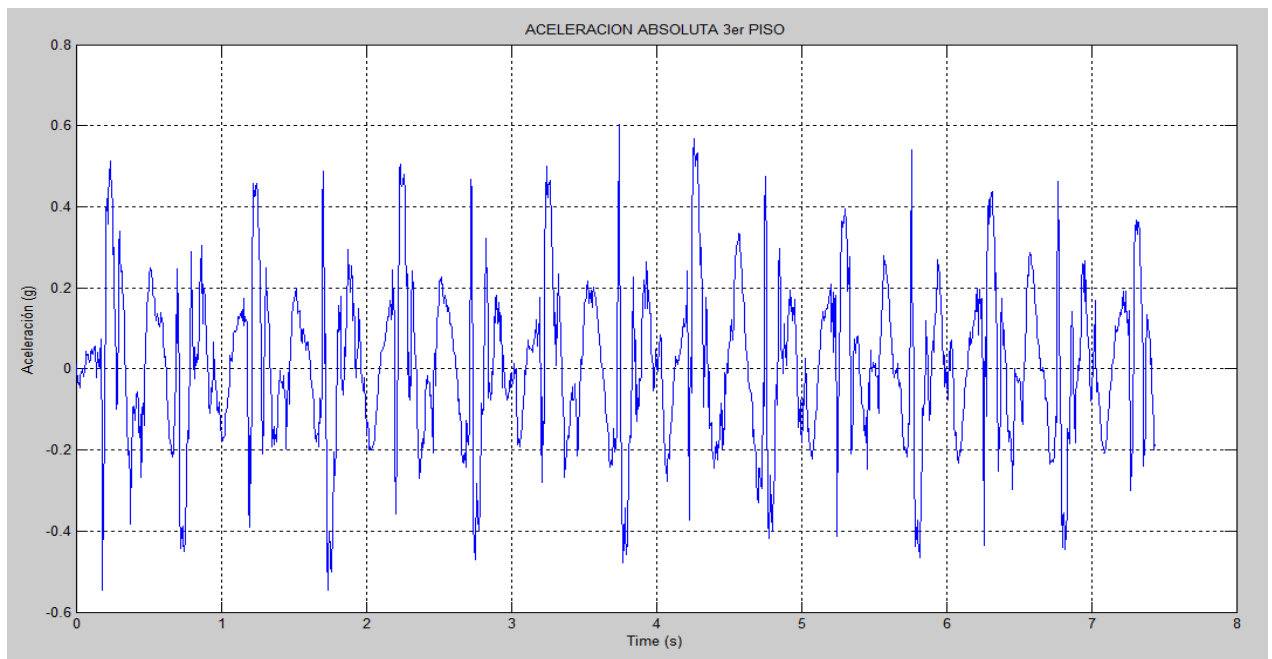


Fig. 6.21 Aceleración absoluta del tercer nivel de la estructura con uniones emperradas (MATLAB)

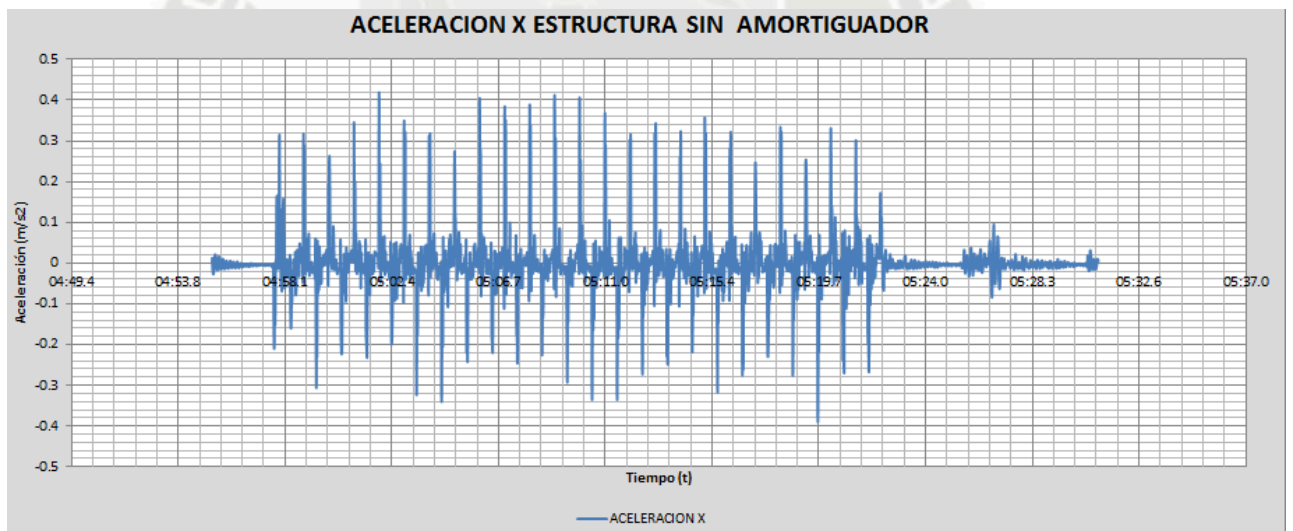


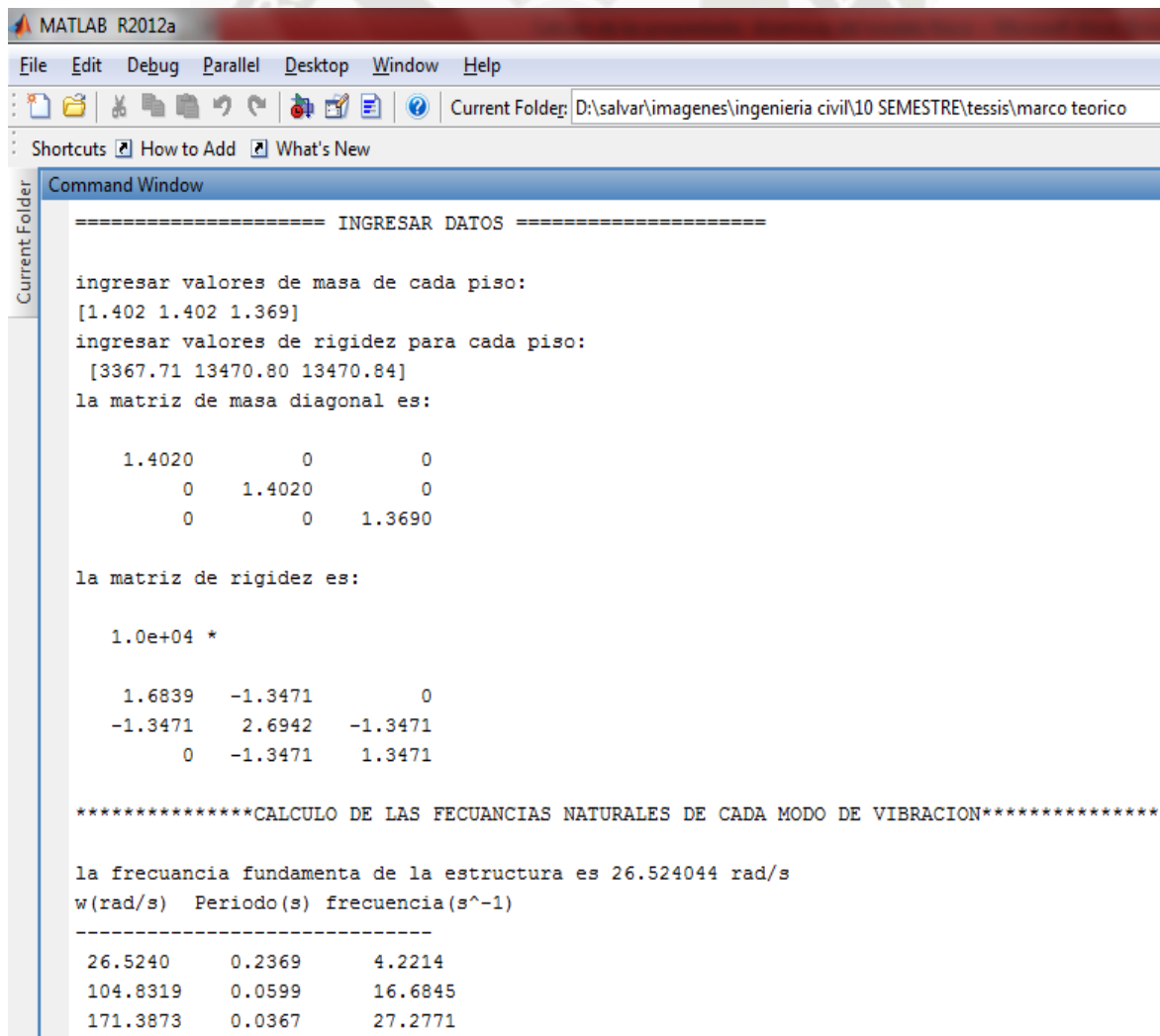
Fig. 6.22 Aceleración absoluta del tercer nivel, datos recolectados a partir de los acelerómetros colocados en el último nivel en el modelo físico de la estructura con uniones emperradas.

COMPARACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO VS MODELO FÍSICO		
ITEMS	M. MATEMÁTICO	M. FÍSICO
FREC. FUNDAMENTAL	3.5	2.6
ACEL. MAX. ÚLTIMO PISO	0.602	0.42
ACEL. MIN. ÚLTIMO PISO	-0.546	-0.39

Tabla 6.17 Comparación de resultados para estructura con uniones empernadas

Como se puede observar los valores guardan relación tanto en el modelo físico y en el modelo matemático y coinciden aproximadamente en un 70%.

6.8.Cálculo Matemático y comparación en MATLAB - Modelo con Uniones remachadas



```

MATLAB R2012a
File Edit Debug Parallel Desktop Window Help
Current Folder: D:\salva\imagenes\ingenieria civil\10 SEMESTRE\tesis\marco teorico
Shortcuts How to Add What's New

Command Window

===== INGRESAR DATOS =====

ingresar valores de masa de cada piso:
[1.402 1.402 1.369]
ingresar valores de rigidez para cada piso:
[3367.71 13470.80 13470.84]
la matriz de masa diagonal es:

    1.4020         0         0
         0    1.4020         0
         0         0    1.3690

la matriz de rigidez es:

1.0e+04 *
    1.6839   -1.3471         0
   -1.3471    2.6942   -1.3471
         0   -1.3471    1.3471

*****CALCULO DE LAS FECUANCIAS NATURALES DE CADA MODO DE VIBRACION*****

la frecuencia fundamenta de la estructura es 26.524044 rad/s
w(rad/s)  Periodo(s)  frecuencia(s^-1)
-----
26.5240    0.2369     4.2214
104.8319    0.0599    16.6845
171.3873    0.0367    27.2771
  
```

Fig. 6.23 Cálculo de la matriz de masa, rigidez, periodos y frecuencias de la estructura remachada

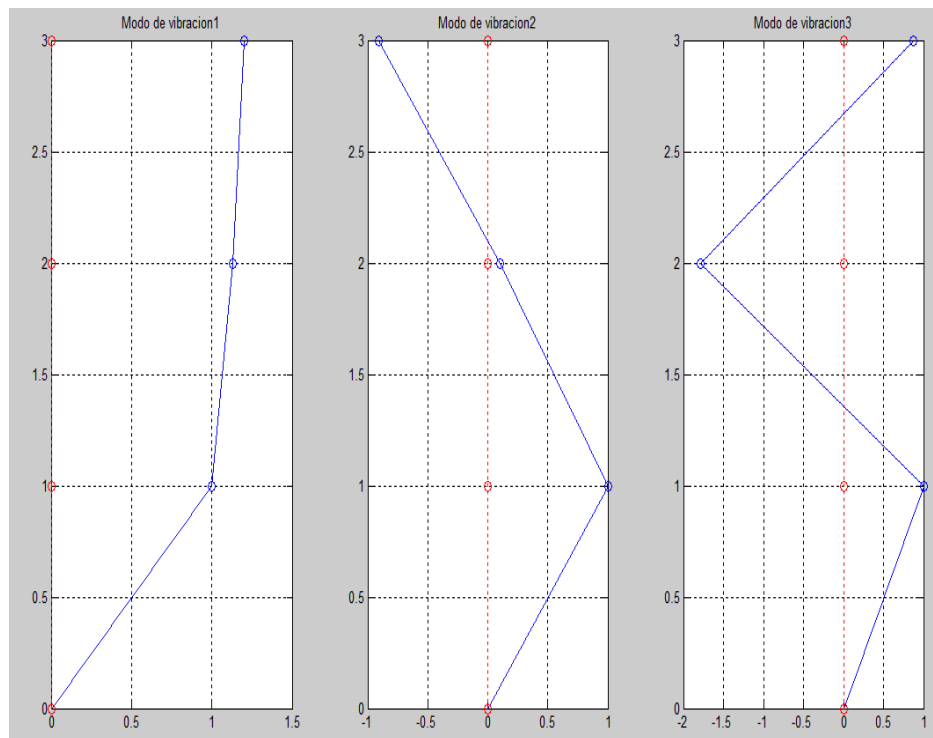


Fig. 6.24 Modos de vibración de la estructura con uniones remachadas

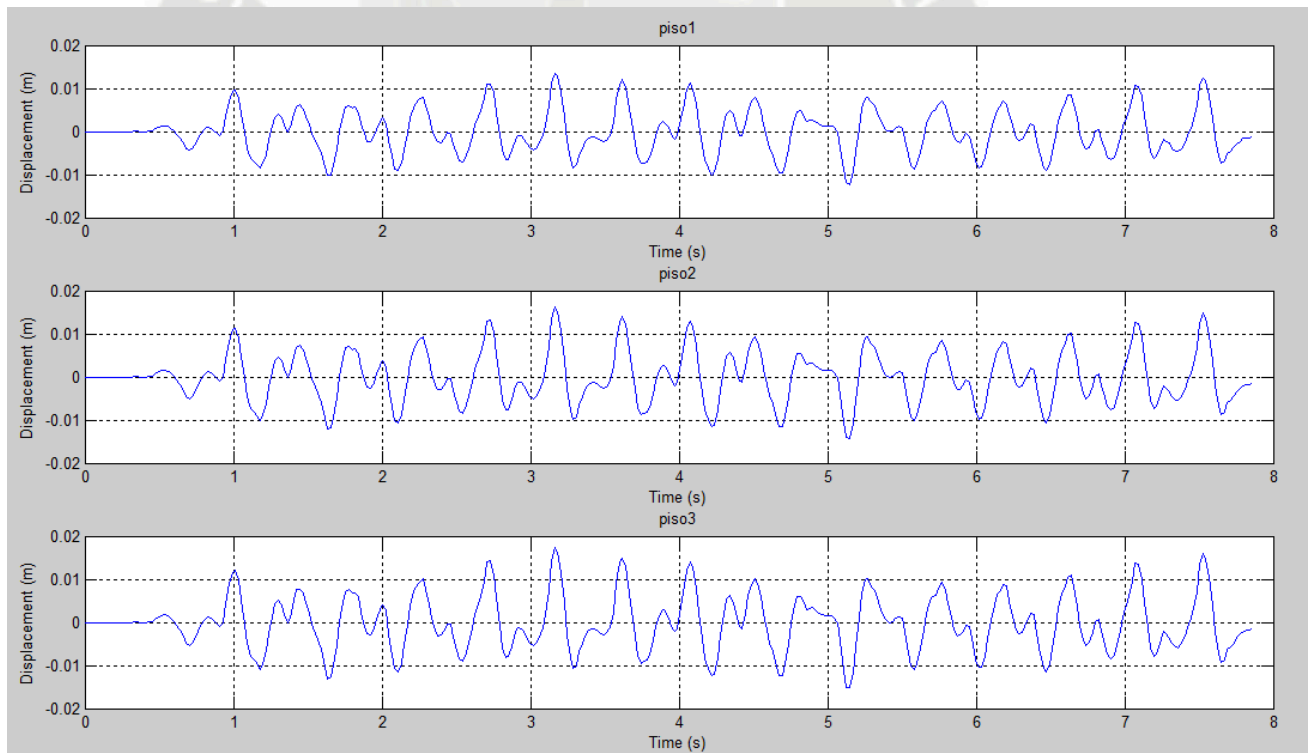


Fig. 6.25 Respuesta de la estructura con uniones remachadas en términos de desplazamientos relativos debido al sismo artificial (MATLAB)

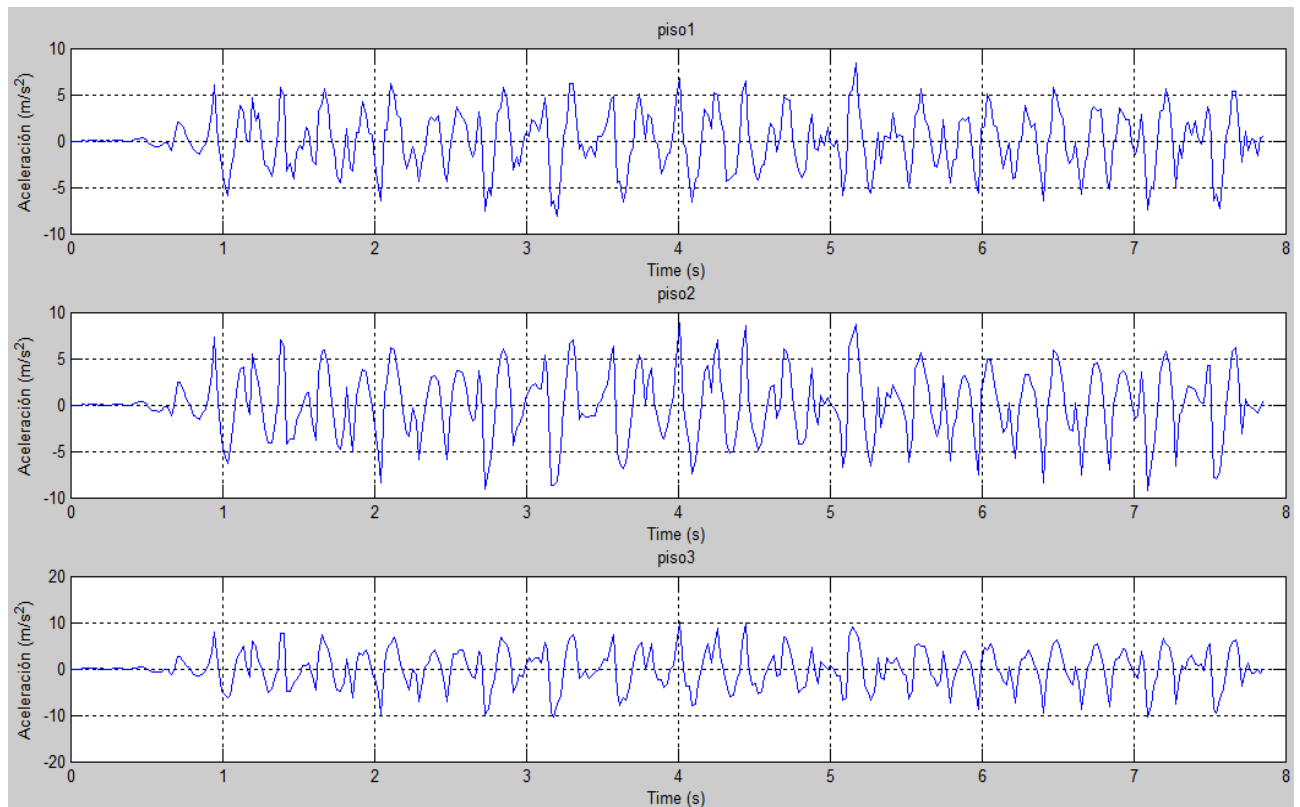


Fig. 6.26 Aceleraciones relativas presentes en cada nivel de la estructura remachada debido al sismo artificial (MATLAB)

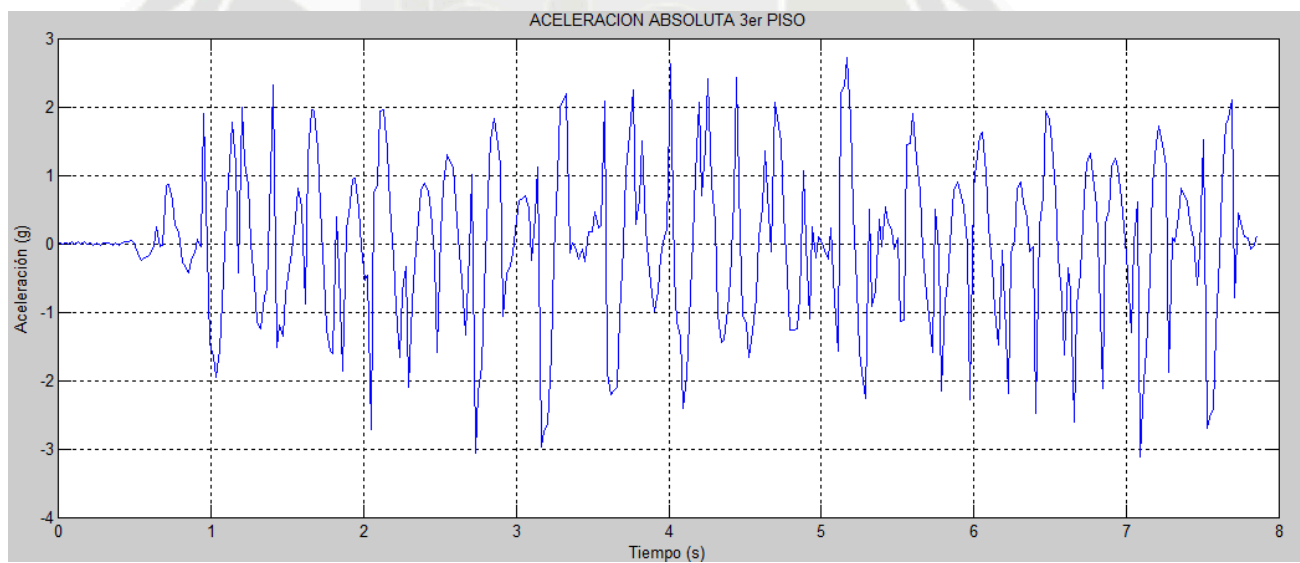


Fig. 6.27 Aceleración absoluta del tercer nivel de la estructura con uniones remachadas (MATLAB)

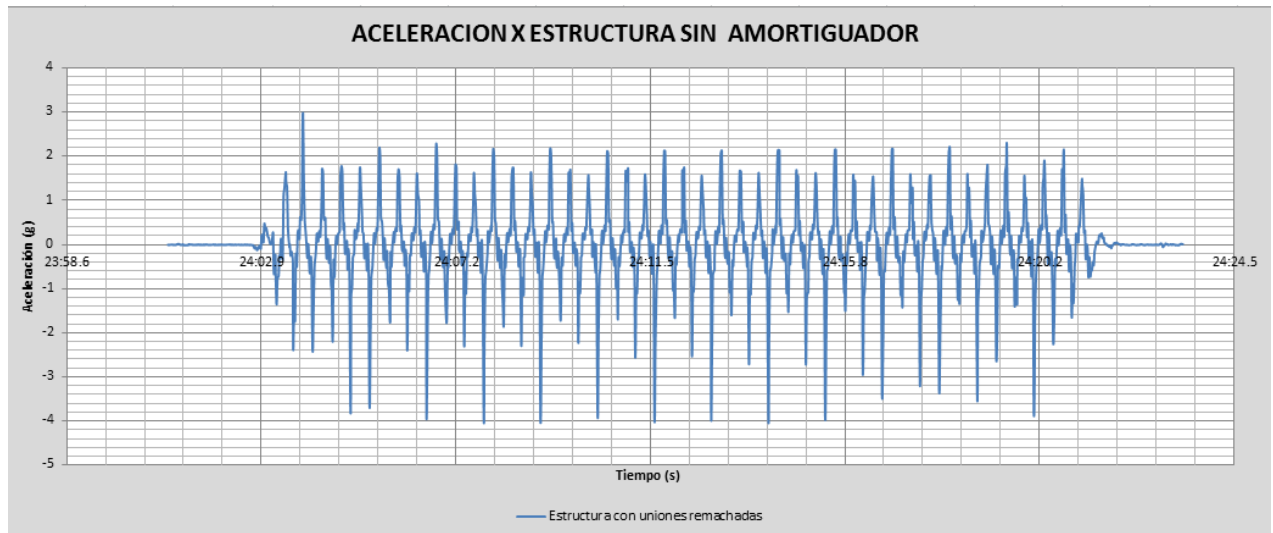


Fig. 6.28 Aceleración absoluta del tercer nivel, datos recolectados a partir de los acelerómetros colocados en el último nivel en el modelo físico.

COMPARACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO VS MODELO FÍSICO		
ITEMS	M. MATEMÁTICO	M. FÍSICO
FREC. FUNDAMENTAL	4.22	3.6
ACEL. MAX. ÚLTIMO PISO	2.716	2.983 o 2.279
ACEL. MIN. ÚLTIMO PISO	-3.11	-4.02

Tabla 6.18 Comparación de resultados

Como se puede observar los valores en este caso también guardan relación tanto en el modelo físico y en el modelo matemático y coinciden aproximadamente en un 80%, pero la compatibilidad es mejor ya que en el otro modelo se llegó a una compatibilidad del 70% esto se debe a que en este modelo se llegó a calcular de una mejor manera la rigidez y se pudieron simular de una manera más adecuadas las condiciones de apoyo y de unión.

6.9. Análisis de una estructura de Concreto Armado en ETABS

Debido a las limitaciones de la mesa vibradora ya que no se puede reproducir registros de sismos reales ya que se requeriría de la ayuda de un ingeniero de sistemas, se recurrió al modelamiento de una edificación de 6 pisos de carácter académico mediante un software para demostrar el comportamiento de los amortiguadores de masa concentrada bajo sismos reales.

El análisis mediante software se realizó con ayuda del programa Etabs en la fig. 6.28 se muestra la planta típica del edificio mientras en la fig. 6.29 se muestra una elevación de la misma, la altura de los pisos es variable el primer piso posee una altura de 5.5m el segundo piso 3.5m y el resto de pisos posee una altura de 3m.

Todos los elementos poseen una resistencia $f'_c=210$ kgf/cm², las secciones de los distintos elementos estructurales se presen a continuación:

Se posee tres secciones de columnas:

- ❖ C-1 45cm X 45cm
- ❖ C-2 50cm X 50cm
- ❖ C-3 60cm X 60cm

Solo se tiene dos tipos de secciones para las vigas:

- ❖ V-1 (a lo largo del eje "X") 60cm X 30cm
- ❖ V-2 (a lo largo del eje "Y") 50cm X 30cm

Los muros de concreto armado poseen un espesor de 30cm y la losa es maciza con un espesor de 17.5 cm

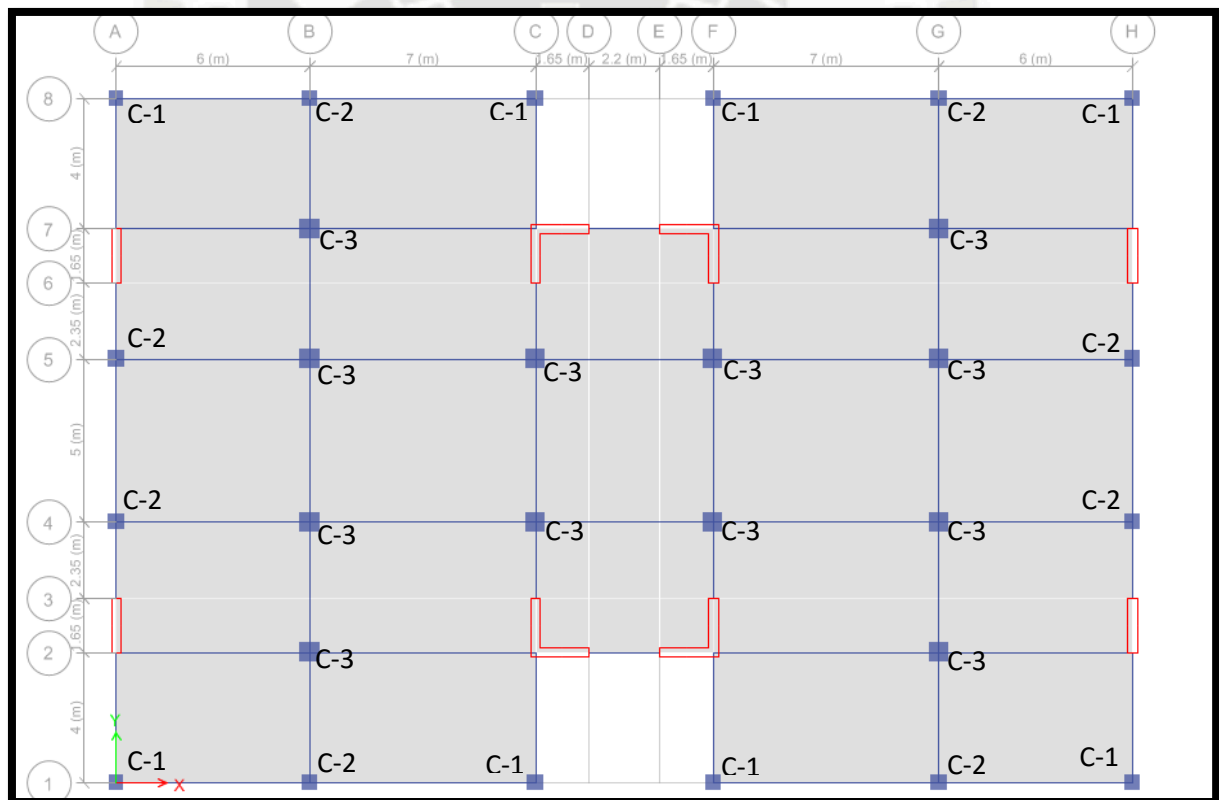


Fig. 6.29 Planta típica de la edificación de 6 niveles

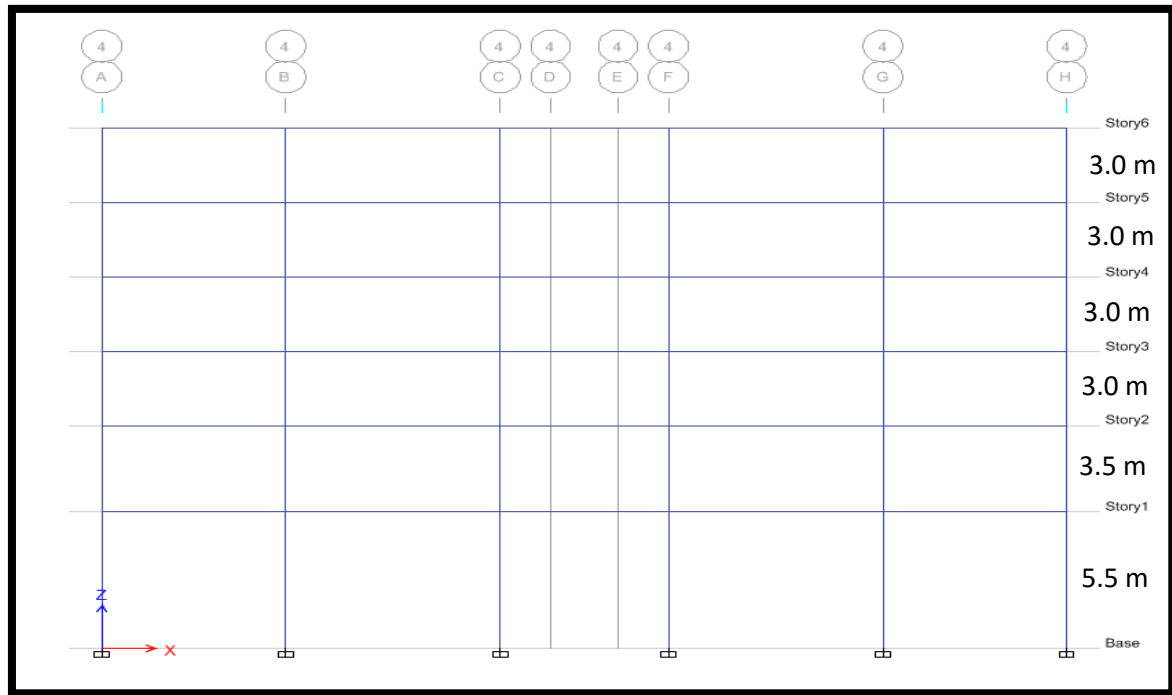


Fig. 6.30 Elevación de la estructura de 6 pisos

6.9.1. *Calculo de los parámetros del amortiguador de masa concentrada*

Una vez realizado el modelado de la estructura en el programa Etabs se corrió el programa para obtener las propiedades de la estructura tales como la masa, las frecuencias naturales y periodos de la estructura los cuales se muestran en la tabla 6.19 y en la 6.20.

TABLE: Mass Summary by Story	
Story	UX kg
Story6	415071.6
Story5	465723.6
Story4	465723.6
Story3	465723.6
Story2	474165.6
Story1	516375.6
Base	92862
Suma	2895645.6

Tabla 6.19 Masa calculada a partir del programa ETABS

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0.586	1.706	10.7186	114.8877
Modal	2	0.57	1.753	11.0176	121.3866
Modal	3	0.532	1.88	11.8104	139.4862
Modal	4	0.168	5.959	37.4439	1402.0447
Modal	5	0.158	6.34	39.8341	1586.759
Modal	6	0.15	6.662	41.8592	1752.1962
Modal	7	0.085	11.803	74.1615	5499.9304
Modal	8	0.074	13.503	84.8405	7197.903
Modal	9	0.073	13.784	86.6077	7500.894
Modal	10	0.056	17.775	111.6861	12473.7869
Modal	11	0.055	18.066	113.5096	12884.426
Modal	12	0.053	18.76	117.87	13893.3454

Tabla 6.20 Frecuencias y periodos para 12 modos de vibración calculados por el programa ETABS

Para la sintonización del amortiguador de masa concentrada se escogió el primer modo de vibración que posee una frecuencia natural de 10.7186 rad/s.

Como ya se explicó anteriormente la selección del ratio de masa se realiza entre un 1% hasta un 10% en este caso se tomó un ratio del 10% del total de la masa del edificio. Una vez seleccionado $\bar{m} = 0.1$ podemos proceder al cálculo de m_d (masa del amortiguador de masa concentrada).

$$m_d = 0.1 * \frac{2895645 kgf}{9.81 \frac{m}{s^2}}$$

$$m_d = 29517.28 \frac{kgf - s^2}{m}$$

Con la masa del amortiguador de masa concentrada y la frecuencia natural podemos proceder al cálculo de la f_{opt} (razón óptima de frecuencias) y a partir de esta se puede calcular la k_d (rigidez del amortiguador de masa concentrada)

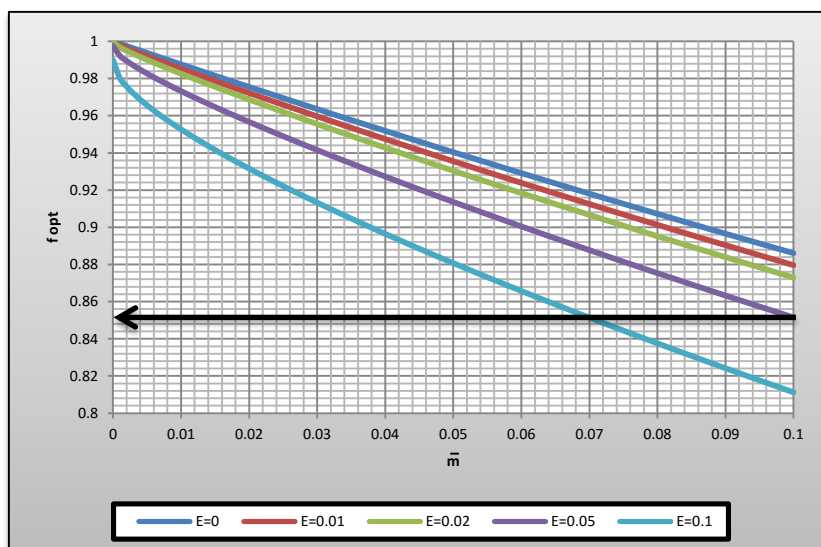


Fig. 6.31 Cálculo de f_{opt}

$$f_{opt} = 0.8515$$

Se calcula ω_d (frecuencia natural de amortiguador)

$$\omega_d = 0.8515 * 10.7186$$

$$\omega_d = 9.1270 \frac{rad}{s}$$

Procedemos a calcular la rigidez del amortiguador de masas

$$k_d = 29517.28 * 9.1270^2$$

$$k_d = 2458891.41 \frac{kgf}{m}$$

Para el modelado del amortiguador de masas se usaran 4 links con características elásticas entonces cada resorte tiene una rigidez de:

$$k_d = 614722.85 \frac{kgf}{m}$$

El material usado para representar la masa del amortiguador será el plomo este bloque poseerá un área de 5.5m X 5m, procedemos a calcular el espesor del bloque de plomo.

$$e = \frac{29517.2844 \text{ kg} * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{11340 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} * (5.5\text{m} * 5\text{m})}$$

$$e = 0.929 \text{ m}$$

A continuación a partir de la gráfica 6.31 presentada procedemos a calcular el $\xi_d|_{opt}$ (razón de amortiguamiento optima del amortiguador de masa concentrada) para el TMD

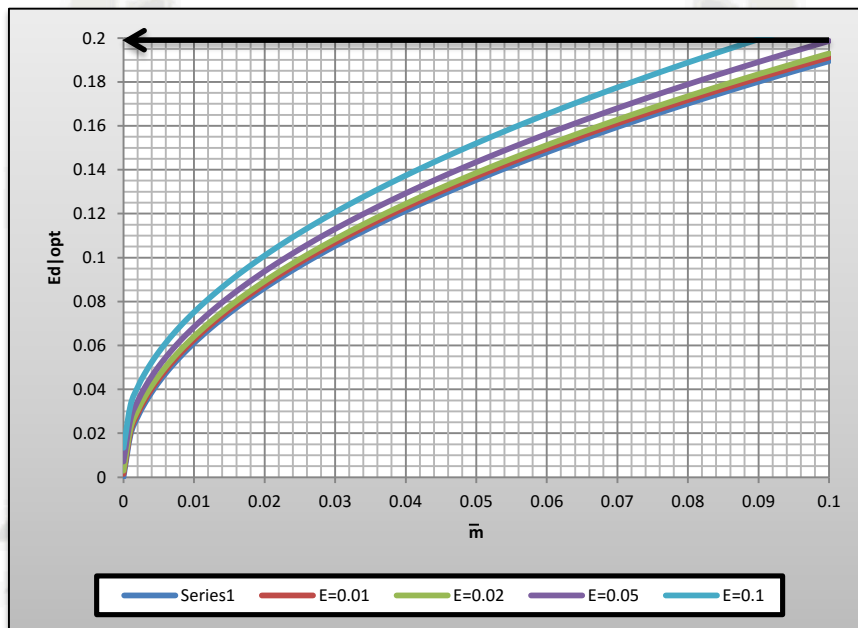


Fig. 6.32 Cálculo de $\xi_d|_{opt}$ para el TMD

$$\xi_d|_{opt} = 0.1986$$

$$c_d = 2 * \omega_d * m_d * \xi_d|_{opt}$$

$$c_d = 2 * 9.127 * 29517.28 * 0.1986$$

$$c_d = 107018.34 \frac{\text{kg} - \text{s}}{\text{m}}$$

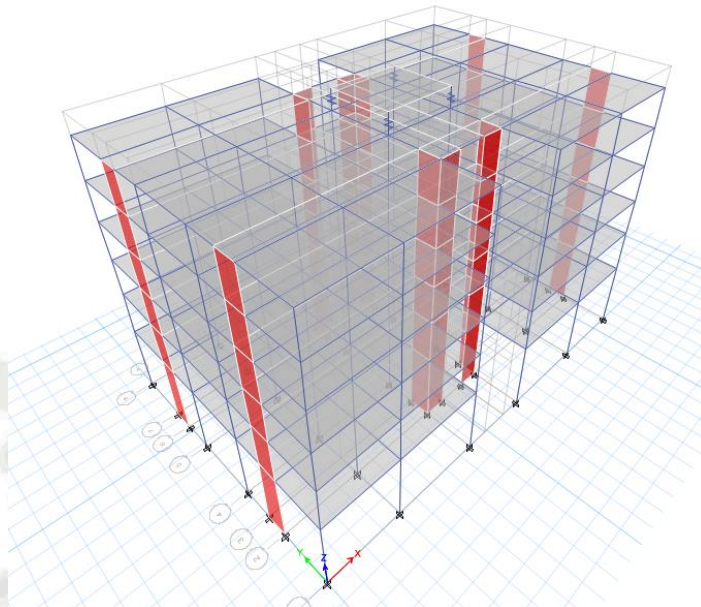


Fig. 6.33 Modelo de 6 niveles con TMD dibujado en ETABS

6.10. Comparación de la estructura equipada con y sin un amortiguador “TMD” para diferentes sismos

A continuación procedemos a calcular la respuesta de la edificación con y sin amortiguador de masa concentrada a los siguientes sismos

6.10.1. SISMO DE CHILE, MAULE 2010

El terremoto de Chile de 2010 fue un fuerte sismo ocurrido a las 03:34:17 hora local (UTC-3), del sábado 27 de febrero de 2010, que alcanzó una magnitud de 8,3 MW de acuerdo al Servicio Sismológico de Chile y de 8,8 MW según el Servicio Geológico de Estados Unidos. El epicentro se ubicó en la costa frente a las localidades de Curanipe y Cobquecura, esta última aproximadamente 150 kilómetros al noroeste de Concepción y a 63 kilómetros al suroeste de Cauquenes, y a 47,4 kilómetros de profundidad bajo la corteza terrestre. El sismo, tuvo una duración de cerca de 2 minutos 45 segundos, al menos en Santiago. Fue percibido en gran parte del Cono Sur con diversas intensidades, desde Ica en Perú por el norte hasta Buenos Aires y São Paulo por el oriente.

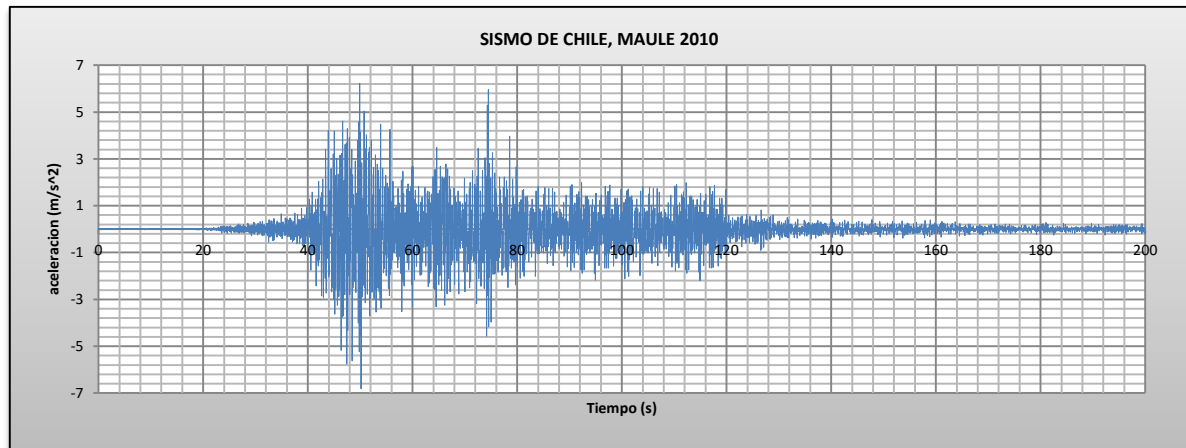


Fig. 6.34 Acelerograma perteneciente al Sismo de Chile en Maule en el año 2010

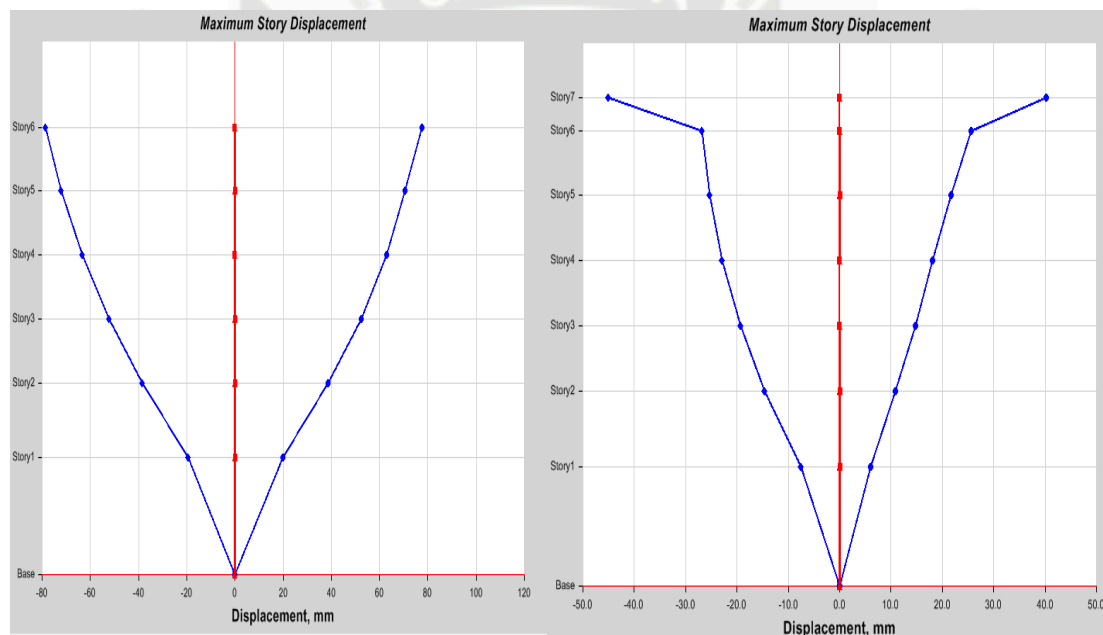


Fig. 6.35 Desplazamientos relativos máximos de la estructura con y sin TMD debido al sismo de Chile del 2010

TABLE: Story Response					
Story	SIN TMD		CON TMD		PORCENTAJE DE REDUCCIÓN
	X-Dir mm	X-Dir Min mm	X-Dir mm	X-Dir Min mm	
TMD			40.2	-45.1	
Story6	77.6	-78.4	25.6	-26.9	67%
Story5	70.6	-72.1	21.7	-25.3	69%
Story4	62.8	-63.4	18.1	-22.9	71%
Story3	52.2	-52.1	14.8	-19.3	72%
Story2	38.7	-38.5	10.9	-14.6	72%
Story1	19.8	-19.3	6	-7.6	70%
Base	0	0	0	0	

Tabla 6.21 Comparación de los desplazamientos y la reducción de la respuesta dinámica debido a la incorporación de un TMD para el sismo de Chile del 2010

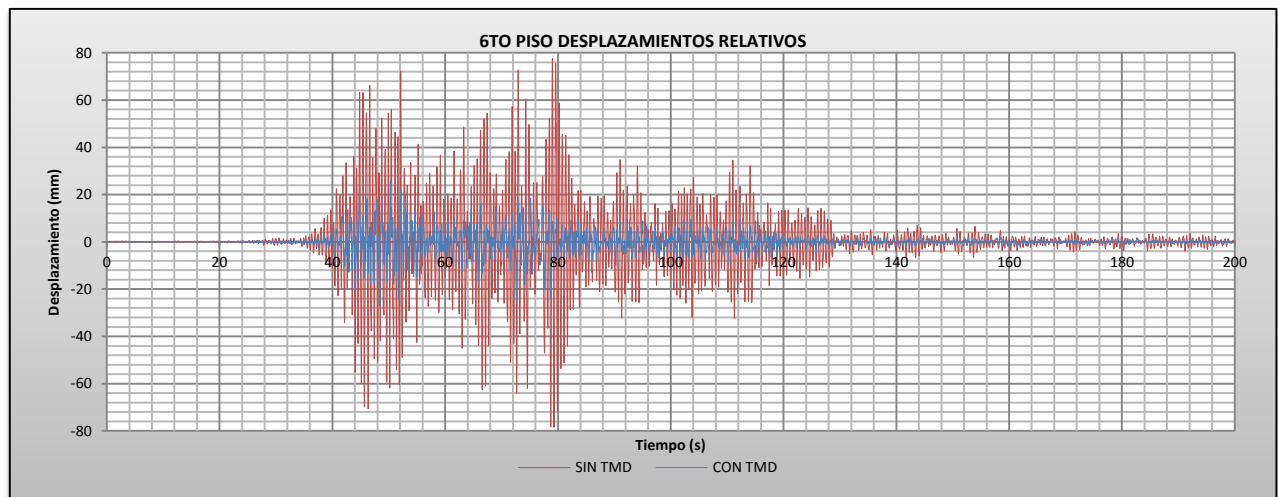


Fig. 6.36 Función tiempo-historia de desplazamientos relativos en el sexto nivel de la estructura con y sin TMD debido al sismo de Chile del 2010

6.10.2. SISMO DE CALIFORNIA, EL CENTRO 1940

El terremoto de 1940 en El Centro (o 1940 terremoto Valle Imperial) se produjo a las 21:35 hora del Pacífico el 18 de mayo (05:35 UTC del 19 de mayo) en el Valle Imperial en el sureste de California del Sur, cerca de la frontera internacional de los Estados Unidos y México. Tenía una magnitud de momento de 6,9 y una intensidad máxima percibida de X (Extreme) en la escala de intensidad Mercalli. Fue el primer gran terremoto que se registró por un sismógrafo fuerte movimiento situado al lado de una ruptura de la falla. El terremoto se ha caracterizado como un evento destructivo de tamaño moderado típico con un complejo firma liberación de energía. Fue el fuerte terremoto que golpeó el Valle Imperial registró, y causó daños a los sistemas de riego y la llevó a la muerte de nueve personas.

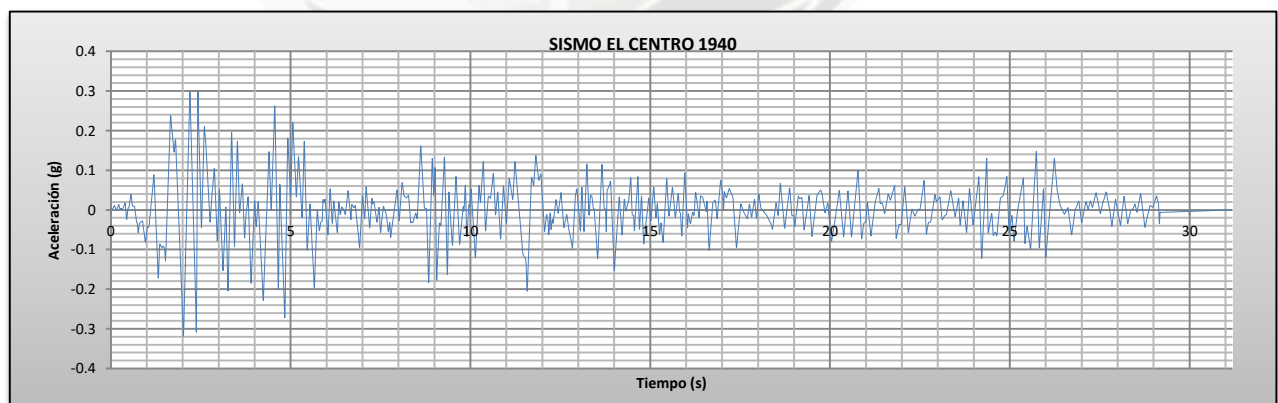


Fig. 6.37 Acelerograma perteneciente al Sismo de California El Centro en 1940

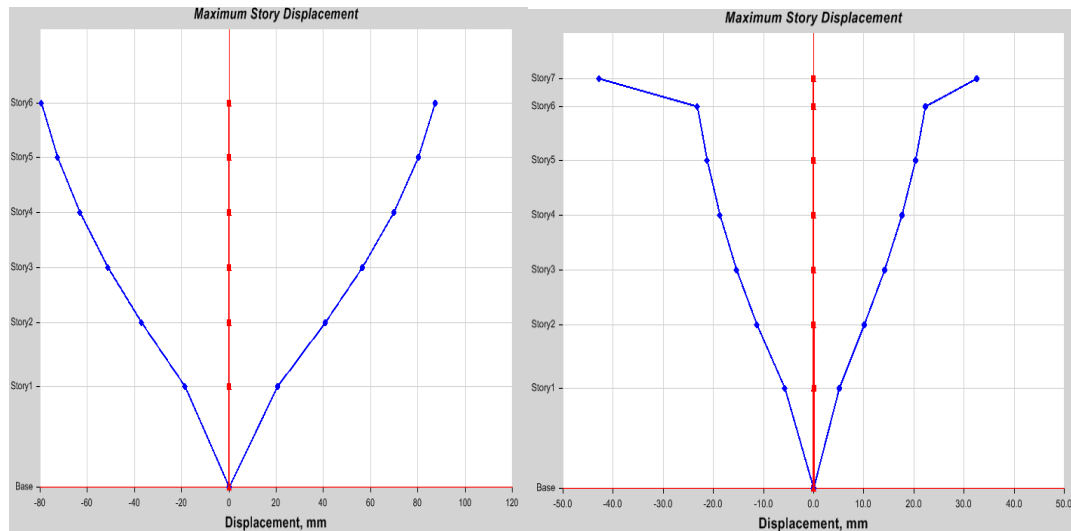


Fig. 6.38 desplazamientos relativos máximos de la estructura con y sin TMD debido al sismo de El centro de 1940

TABLE: Story Response						
Story	SIN TMD		CON TMD		PORCENTAJE DE REDUCCIÓN	PORCENTAJE DE REDUCCIÓN
	X-Dir	X-Dir Min	X-Dir	X-Dir Min		
	mm	mm	mm	mm		
TMD			32.6	-42.8		
Story6	87.5	-79.5	22.2	-23.2	75%	71%
Story5	80.2	-72.6	20.3	-21.3	75%	71%
Story4	69.8	-63.2	17.6	-18.7	75%	70%
Story3	56.5	-51.2	14.1	-15.4	75%	70%
Story2	40.9	-37.1	10.1	-11.3	75%	70%
Story1	20.6	-18.5	5.1	-5.7	75%	69%
Base	0	0	0	0		

Tabla 6. 22 Comparación de los desplazamientos y la reducción de la respuesta dinámica debido a la incorporación de un TMD para el sismo de El centro de 1940

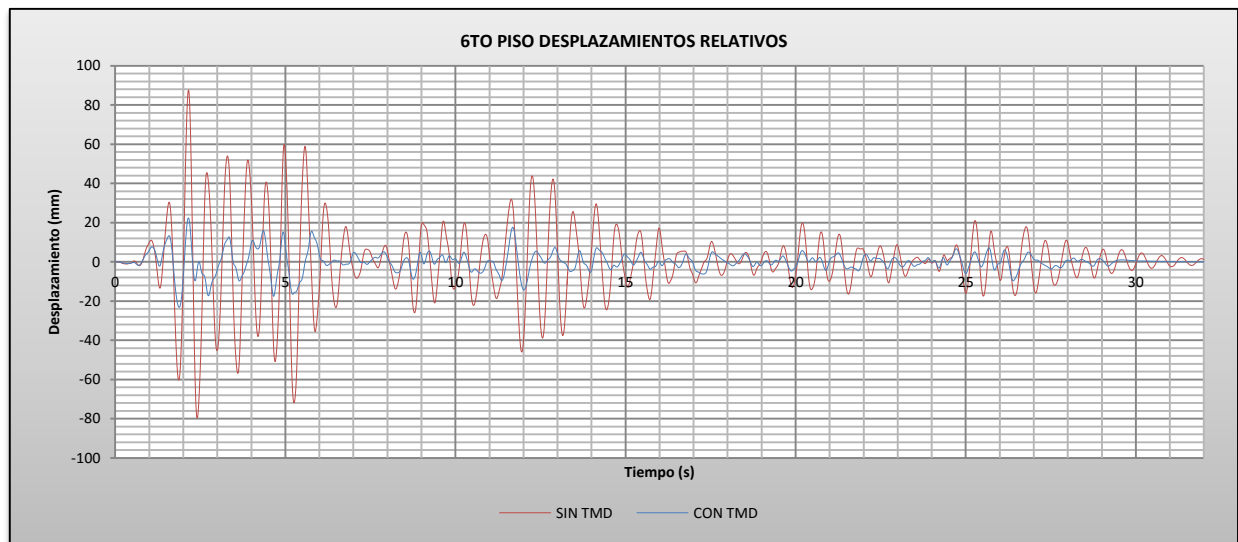


Fig. 6.39 Función tiempo-historia de desplazamientos relativos en el sexto nivel de la estructura con y sin TMD debido al sismo de El centro de 1940

6.10.3. SISMO DE CHILE, TOCOPILLA 2007

Este evento osciló entre los V y los VII grados de Intensidad en Escala de Mercalli, ocurrió a las 12:40 hora local, del día 14 de noviembre de 2007, abarcando desde las localidades de Tarapacá a Valparaíso. La mayor intensidad se percibió en Tocopilla, Región de Antofagasta, dejando 2 víctimas fatales, a causa indirecta del terremoto, y 17.363 damnificados, además de daños en viviendas y edificios municipales, cortes de energía eléctrica, suspensión del servicio telefónico, cortes en rutas viales de importante conexión entre las localidades del norte del país, generó daños estructurales en colegios obligando a suspender las clases en algunos sectores con mayor daño, y otras afectaciones personales y de infraestructura que más adelante se detallan. Desde el punto de vista sismológico, el sismo corresponde a un evento de tipo interplaca oceánica, originado en la zona de subducción de la placa de Nazca bajo la placa continental Sudamericana, ocurriendo en el tramo más profundo de la zona simogénica. La ruptura se produjo en dirección S-E y tardó alrededor de 45 segundos en propagarse alrededor de 150 km hacia el sur a partir del área epicentral ubicada al norte de la Península de Mejillones, con una velocidad de ruptura promedio de 2.8 km/s. Corresponde a un tipo de falla inversa, como lo muestran los mecanismos focales calculados por el USGS.

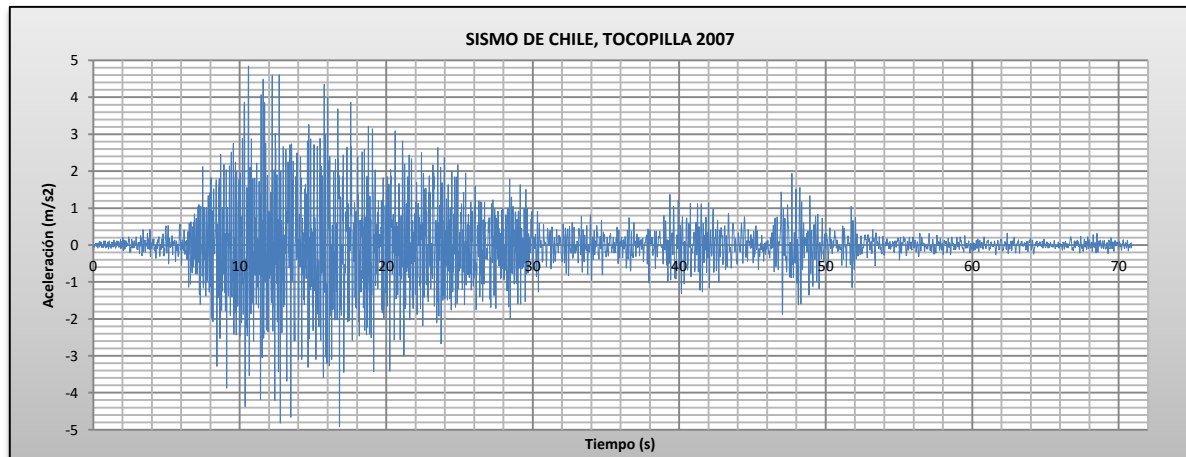


Fig. 6.40 Acelerograma perteneciente al Sismo de Chile en Tocopilla en el 2007

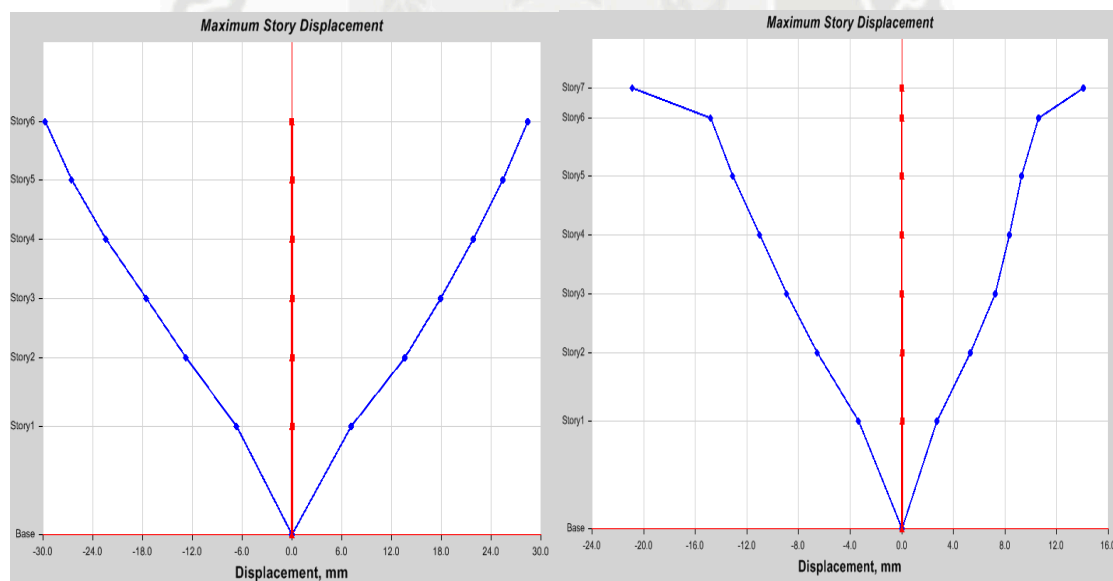


Fig. 6.41 Desplazamientos relativos máximos de la estructura con y sin TMD debido al sismo de Chile en Tocopilla del 2007

TABLE: Story Response					PORCENTAJE DE REDUCCIÓN	PORCENTAJE DE REDUCCIÓN
SIN TMD			CON TMD			
Story	X-Dir	X-Dir Min	X-Dir	X-Dir Min		
	mm	mm	mm	mm		
TMD			14.1	-20.9		
Story6	28.4	-29.7	10.6	-14.8	63%	50%
Story5	25.4	-26.6	9.3	-13.1	63%	51%
Story4	21.9	-22.4	8.3	-11	62%	51%
Story3	17.9	-17.6	7.2	-8.9	60%	49%
Story2	13.6	-12.7	5.3	-6.6	61%	48%
Story1	7.1	-6.7	2.7	-3.3	62%	51%
Base	0	0	0	0		

Tabla 6.23 Comparación de los desplazamientos y la reducción de la respuesta dinámica debido a la incorporación de un TMD para el sismo de Chile en Tocopilla en el 2007

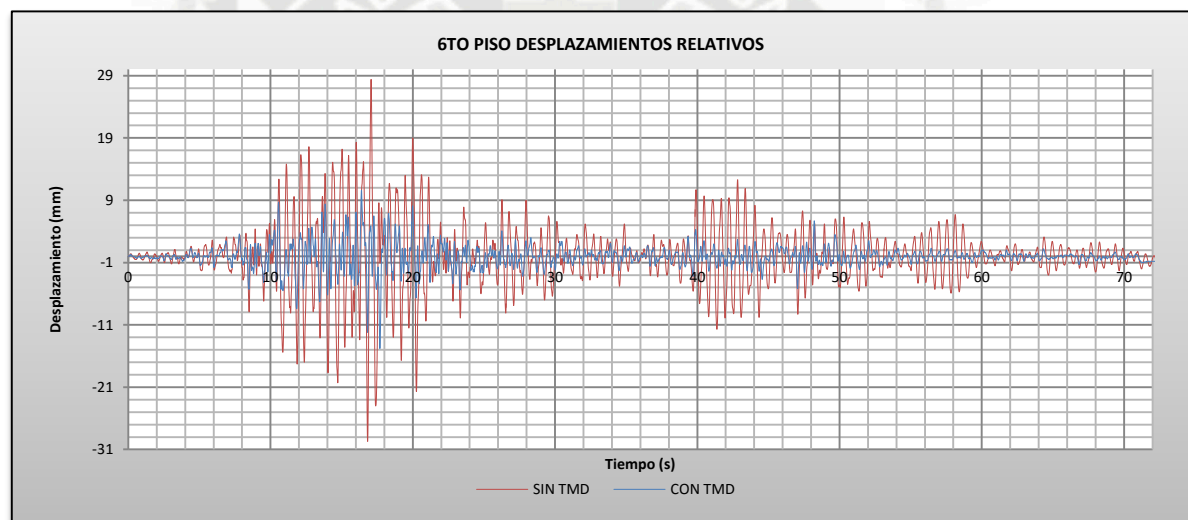


Fig. 6.42 Función tiempo-historia de desplazamientos relativos en el sexto nivel de la estructura con y sin TMD debido al sismo de El centro de 1940

6.10.4. SISMO DE CHILE, TARAPACA 2005

A las 18.44 horas del lunes 13 de junio de 2005 se produjo un sismo en Tarapacá. Dentro de las características de este evento, se puede mencionar que correspondió a un plano de falla horizontal, con profundidad focal intermedia (115 km de profundidad) y magnitud M_w 7.7 y epicentro en la comuna de Huara, localidad de Chiapa. La distribución de réplicas corresponde a una zona de aproximadamente 60 [km] de largo y 30 [km] de ancho. Las actividades coordinadas por ONEMI inmediatamente luego de la ocurrencia del sismo, consistieron en la convocatoria de personal técnico al CAT quienes procedieron a acotar espacialmente el evento, indicando las intensidades reportadas. Posteriores operativos regionales, provinciales y comunales, se centraron en prestar atención a la población afectada. Los procedimientos de emergencia y disposiciones de medidas de control de la situación, se indican en detalle en el informe consolidado preparado en agosto del 2005 por la División de Protección Civil de ONEMI, y se resumen en el presente informe.

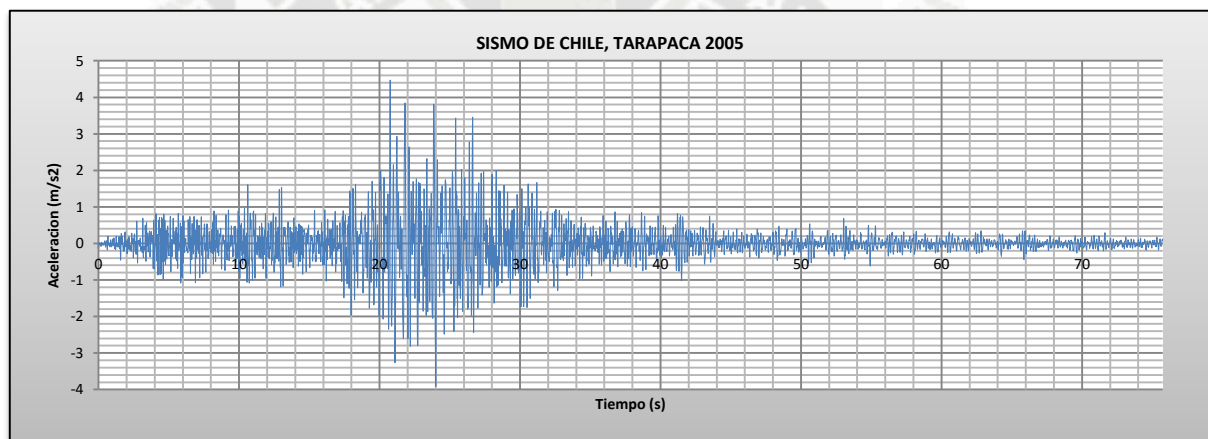


Fig. 6.43 Acelerograma perteneciente al Sismo de Chile en Tarapaca en el 2005

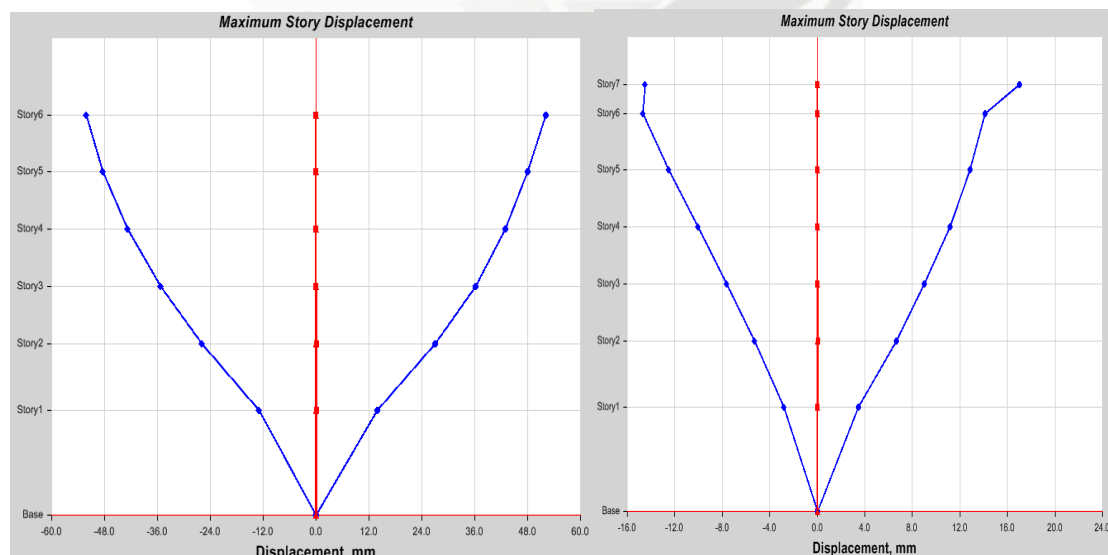


Fig. 6.44 Desplazamientos relativos máximos de la estructura con y sin TMD debido al sismo de Chile en Tarapaca del 2005

Story	SIN TMD		CON TMD		PORCENTAJE DE REDUCCIÓN	PORCENTAJE DE REDUCCIÓN
	X-Dir	X-Dir Min	X-Dir	X-Dir Min		
	mm	mm	mm	mm		
TMD			17	-14.5		
Story6	52.2	-52.2	14.1	-14.7	73%	72%
Story5	48	-48.3	12.8	-12.5	73%	74%
Story4	42.9	-42.8	11.2	-10	74%	77%
Story3	36.1	-35.3	9	-7.6	75%	78%
Story2	27	-25.9	6.6	-5.3	76%	80%
Story1	13.9	-12.9	3.4	-2.8	76%	78%
Base	0	0	0	0		

Tabla 6.24 Comparación de los desplazamientos y la reducción de la respuesta dinámica debido a la incorporación de un TMD para el sismo de Chile en Tarapaca en el 2005

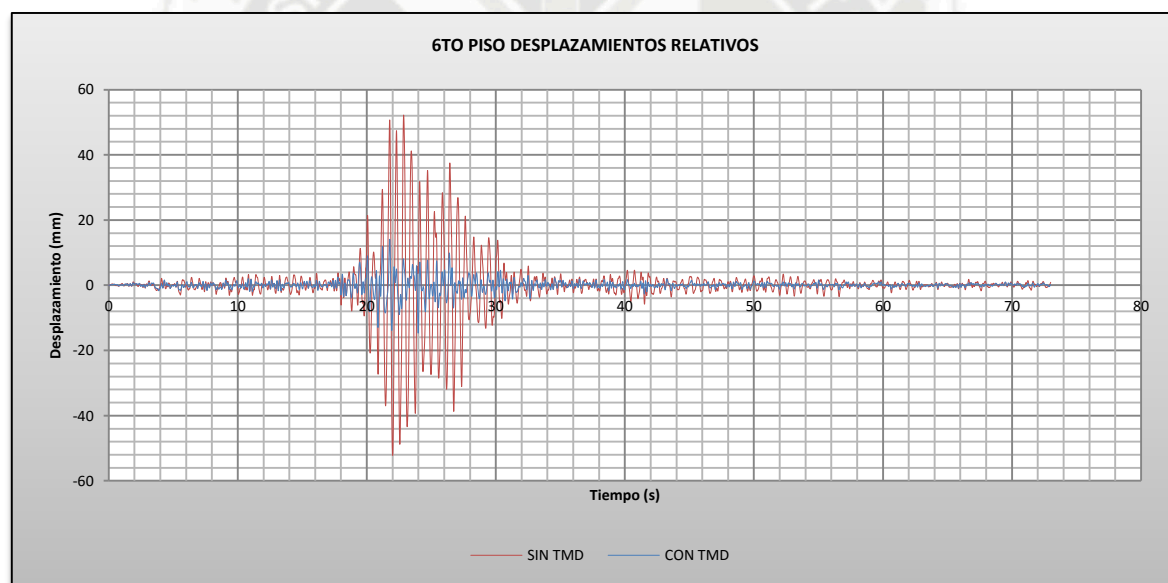


Fig. 6.45 Función tiempo-historia de desplazamientos relativos en el sexto nivel de la estructura con y sin TMD debido al sismo de Tarapacá 2005

Como se puede observar a través del análisis de la estructura a través de 4 sismos se demostró que los amortiguadores de masa concentrada son muy eficientes al momento de disminuir la respuesta dinámica de la estructura ya que se presentó reducciones en los desplazamientos relativos desde un 50% en el peor de los casos hasta un 80%.

CONCLUSIONES

- Se cumplió el primer objetivo de la tesis de investigación el cual era comprobar la eficiencia de los amortiguadores de masa concentrada al momento de absorber y disipar la energía, que es generada en la estructura a la cual se pretende proteger mediante estos dispositivos, debido a movimientos del terreno.
- La confiabilidad de nuestros resultados dependen en gran medida de la capacidad de reproducir de una manera adecuada las condiciones de empotramiento en las diversas uniones o nudos
- Los amortiguadores de masa concentrada son sintonizados a una frecuencia en particular y su máxima eficiencia se desarrolla en las proximidades de esta debido a que trabajan en función de la resonancia, en los ensayos realizados se eligieron las frecuencias fundamentales que pertenecen al primer modo de vibración de las dos estructuras ensayadas (estructura con uniones empernadas y estructura con uniones remachadas), se pudo observar que esto se cumplió ya que tanto a la frecuencia de 2.5 y 3.5 el TMD proporcionaba la mayor disipación de energía a la estructura principal.
- Se pudo observar que la manera en la cual se trata el diseño de los parámetros óptimos de funcionamiento para un TMD se basan fundamentalmente en una estructura de un solo grado de libertad para la estructura principal, y toda esta teoría es llevada a una edificación con múltiples grados de libertad mediante el tratamiento de esta como si fuera una estructura de un solo grado de libertad, diseñando para un determinado modo de vibración en función a su masa, rigidez y amortiguamiento modal.
- Se realizaron aproximadamente 144 ensayos de los cuales 48 aproximadamente eran para la uniones empernadas y el resto para las uniones remachadas teniendo una duración de aproximadamente 20 s, tomando como parámetros referencia las aceleraciones en el tercer nivel y al nivel de la mesa sísmica, representando este último el acelerograma del terreno.
- Uno de los parámetros de respuesta del comportamiento dinámica elegidos para realizar la comparación entre la estructura provista con un TMD y una sin este fue la aceleración y se pudo observar una reducción de hasta el 84% de la aceleración absoluta en el nivel más alto de la estructura de ensayo (tercer nivel) debido a la instalación del amortiguador de masa concentrada, esto demuestra que de ser instalado en una estructura real, este permitiría mayor protección a los personas bajo un movimiento telúrico ya que tal reducción de las aceleraciones disminuiría el pánico que se puede generar en las personas u ocupantes de un edificio y del mismo modo se brindaría protección a las maquinas delicadas y caras que albergan ciertas edificaciones importantes tales como los Hospitales.

- Mediante la validación del modelo físico se obtuvo que el cálculo matemático que se realizó con ayuda del programa generado en MATLAB puede predecir en un 80% y 70% la respuesta dinámica, para la estructura con uniones remachadas y empernadas respectivamente, en términos de una función tiempo-historia de aceleraciones absolutas para los modelos de ensayo, la precisión de estos depende en gran medida de la capacidad para calcular la rigidez exacta de cada nivel de la estructura teniendo en cuenta cada una de las condiciones que intervienen en esta, tales como las condiciones de apoyo y unión de las columnas en los diferentes niveles.
- Es recomendable que la estructura conserve la misma escala geométrica que el prototipo para todas las dimensiones que dependen de esta escala a manera de evitar problemas en las ecuaciones de predicción debido a la distorsión que este presenta por el cambio de escala para uno u otro parámetro.
- Se pudo observar que el modelamiento de estructuras bajo comportamiento dinámico no tiene como única función la de dar validez o comprobar ciertas ecuaciones deducidas analíticamente sino ocupa un ámbito más amplio el cual puede ser llevado hacia la pedagogía del mismo modo, como un elemento didáctico para lograr una mayor comprensión del comportamiento de diversas estructuras bajo diferentes condiciones de excitación.
- Al momento del ensamblaje de la mesa sísmica en el laboratorio esta se debió arriostrar con prensas en “C” a una estructura fija de tal manera que forme parte de la masa de reacción, absorbiendo así la fuerza inercial producida por el movimiento propio de la mesa y el peso de la estructura, manteniendo fija toda la estructura de la mesa sísmica y produciendo el menor error de lecturas posible para poder obtener unos datos más confiables.
- La mesa sísmica desarrollada consiste en una plataforma de 70X70 cm con una capacidad de carga de 80 kgf y es soportada por una estructura de ángulos de acero, toda el mecanismo entra en funcionamiento debido a un motor trifásico de 1 Hp, al cual se le puede regular la velocidad angular de funcionamiento mediante un variador de frecuencia, que a su vez cumple la función de condensador haciendo que el motor trifásico pueda entrar en funcionamiento con corriente monofásica. La mesa sísmica puede comenzar a trabajar con frecuencias desde 0.5 Hz hasta 10 Hz y si se añaden mayores restricciones al desplazamiento vertical se podría llegar hasta 30 Hz siendo esta la máxima capacidad del variador de frecuencias, posee también un disco de amplitudes el cual nos puede proporcionar desplazamientos máximos de esta que van desde 9 mm hasta 70 mm.
- Se diseñó un programa en MAT LAB para el cálculo de la respuesta dinámica de las estructuras el cual puede calcular la frecuencia natural, periodo, modos de vibración y la función tiempo historia de desplazamientos y aceleraciones relativas de la estructura para cada uno de los niveles de la estructura.
- El modelo a ensayar es una estructura de tres niveles de perfiles de aluminio de 5/8” X 5/8” X 1/32” con una longitud de 0.25 m para las columnas, y para las vigas en “X” de 0.4 m y en el eje “Y” de 0.2m. Se fabricaron dos estructuras una con uniones empernadas y otra con uniones remachadas donde ambas fueron empotradas a la mesa vibratoria con ayuda de perfiles de acero.

- Durante el ensayo se pudo observar que las uniones empernadas para la primera estructura cumplían una función de rotula permitiendo de esta manera desplazamientos más apreciables los cuales tienen un mayor valor didáctico al momento de observar la respuesta dinámica de la estructura, mientras que las uniones remachadas simulaban con mayor precisión las condiciones de empotramiento reproduciendo de una mejor manera al comportamiento de las edificaciones reales, cabe resaltar que pese a que esta estructura posea desplazamientos menores por simular con mayor precisión una estructura real, también se puede apreciar a la vista los beneficios que otorga la incorporación de amortiguadores de masa concentrada en las estructuras.
- El presente modelo no posee las características de un modelo verdadero ni adecuado más bien se asemeja más a un modelo distorsionado debido a que no cumple con la escala de densidad debido al cambio del material y tampoco cumple del todo la escala geométrica ya que se cambió de sección transversal de los elementos estructurales.
- Los amortiguadores de masa concentrada a partir de los ejemplos presentados han sido más estudiados bajo excitaciones armónicas y mayormente usadas para el control de las aceleraciones producidas debido a vientos resguardando la comodidad de los ocupantes y a las maquinas delicadas que puedan albergar este tipo de edificaciones, pero mediante el análisis realizado en Etabs para registros de 4 sismos reales se pudo observar que si funciona también bajo este tipo de excitación y se le puede dar un muy buen uso como un elemento protector en las edificaciones.
- En la tesis se realizó el diseño de un amortiguador de masa concentrada con un ratio de masa $\bar{m} = 0.1$ para una estructura de concreto armado de 6 niveles formado por placas y columnas, cuyas características se presentan a continuación:

$$m_d = 29517.28 \frac{kgf - s^2}{m}$$

$$f_{opt} = 0.8515$$

$$\omega_d = 9.1270 \frac{rad}{s}$$

$$c_d = 107018.34 \frac{kg - s}{m}$$

La rigidez del amortiguador de masa concentrada es de:

$$k_d = 2458891.41 \frac{kgf}{m}$$

Y está conformado por 4 resortes con una rigidez individual igual a:

$$k_d = 614722.85 \frac{kgf}{m}$$

- Se diseñó un amortiguador de masa concentrada para un modelo físico a escala, consistente de una estructura de aluminio con losas de planchas de acero de tres niveles, cuyas parámetros óptimos son:

$$m_d = 0.04281 \frac{kgf - s^2}{m}$$

$$f_{opt} = 0.8515$$

$$\omega_d = 13.3753 \frac{rad}{s}$$

La rigidez del amortiguador de masa concentrada está compuesta por cuatro resortes con una rigidez individual de:

$$k_d = 1.915 \frac{kgf}{m}$$

Y una rigidez total de:

$$k_d = 7.659 \frac{kgf}{m}$$



RECOMENDACIONES

- Ser recomienda que el desplazamiento vertical de los rodamientos de la mesa vibratoria se encuentren restringido, para de esta manera evitar que la inercia que produce la estructura que se encuentra bajo ensayo, produzca desplazamientos en este eje, distorsionando así los datos obtenidos de los diferentes ensayos.
- A pesar de que el sistema de TMD ha sido un tema desarrollado con mayor profundidad en otros países es necesario realizar mayor investigación a nivel nacional debido al alto riesgo sísmico que presenta nuestro país ya que en otros países su utilidad es mayormente referente a las perturbaciones presentes debido a vientos, en nuestro caso se debe realizar mayores investigaciones para encontrar una optimización de los parámetros de diseño enfocada a la actividad sísmica, no siendo este el único recurso presente entre los amortiguadores de masa ya que existe otro de igual importancia pero menos estudiado quizás como lo es el amortiguador de líquidos sintonizados (tuned liquid damper).
- Se recomienda investigar sobre edificios con múltiples TMD el cual nos permite controlar más un solo modo de vibración de la estructura que tengan una participación importante.
- Es necesario tener un conocimiento amplio del fenómeno a analizar mediante análisis dimensional para que al momento de escoger las variables se pueda obtener una ecuación de predicción confiable.
- Durante el diseño y fabricación de una mesa vibratoria es importante tener en cuenta las tolerancias de dimensiones, superficie, geometría, etc. Para poder prevenir problemas en el ensamble y la nivelación de los elementos mecánicos
- Se recomienda continuar haciendo diferentes tipos de ensayos en la mesa para observar el comportamiento de la misma con diferentes tipos de estructuras que posean diferentes tipos de cargas
- No es recomendable construir modelos de mayor escala con materiales resistentes como es el concreto armado y solo probarlos en el rango elástico.

BIBLIOGRAFÍA

1. "Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation". Chirstopolous, C. and Filiatrault, 2006. IUSS Press, Pavia, Italy.
2. "Dinámica Estructural Teoría y Calculo". Mario Paz, Editorial Reverté,S.A., 1992.
3. "Dinámica de Estructuras cuarta edición",Anil K. Chopra, University of California at Berkeley,Pearson Educación,México,2014 .
4. "MatLab para Ingenieros",Primera edicion, Holly Moore, Salt Lake Community College,Salt Lake City,Utah, Pearson Educación,México,2007 .
5. "Matemáticas Avanzadas para Ingeniería", Erwin Kreyszig-3ra edición,Profesor de Matemáticas Ohio State University,Columbus,Ohio .México , Limusa Wiley, 2003.
6. "Dinámica Estructural aplicada al Diseño Sísmico",Luis Enrique Garcia Reyes,Universidad de Los Andes, Bogotá, Colombia,1998.
7. "Mecanica de Fluidos fundamentos y aplicaciones".Yunus A. Çengel,John M. Cimbala, McGraw-Hill Interamericana Editores S.A.
8. "Theory and Application of Experimental Model Analysis Earthquake Engineering" Piotr D. Moncarz, Helmut Krawinkler, Stanford University June 1981.
9. Introduction to Structural Motion Control, Jerome J. Connor, Massachusetts Institute of Technology 2003 by Pearson Education, inc.



ANEXOS

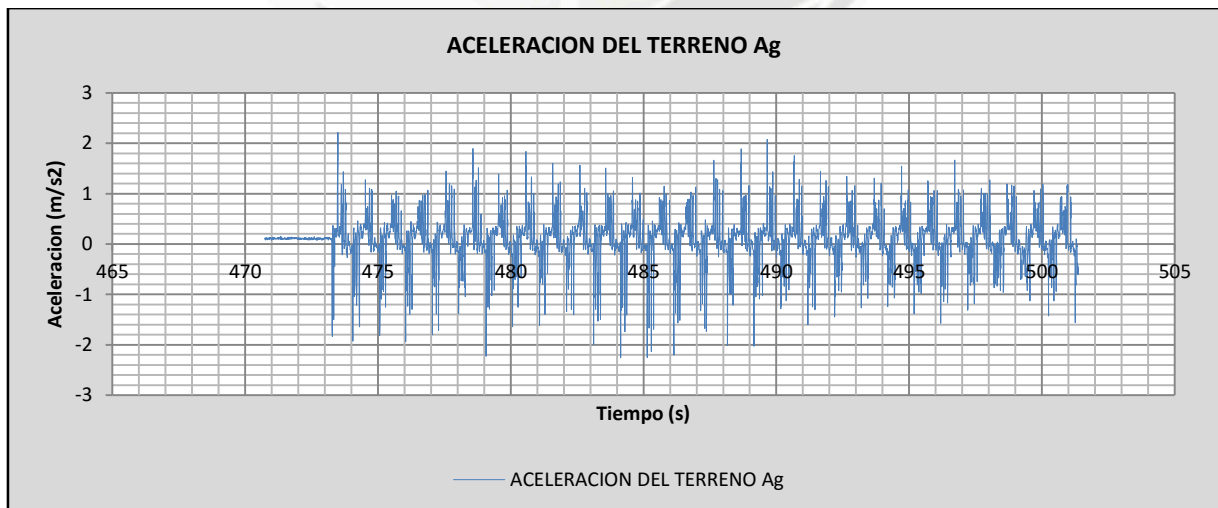
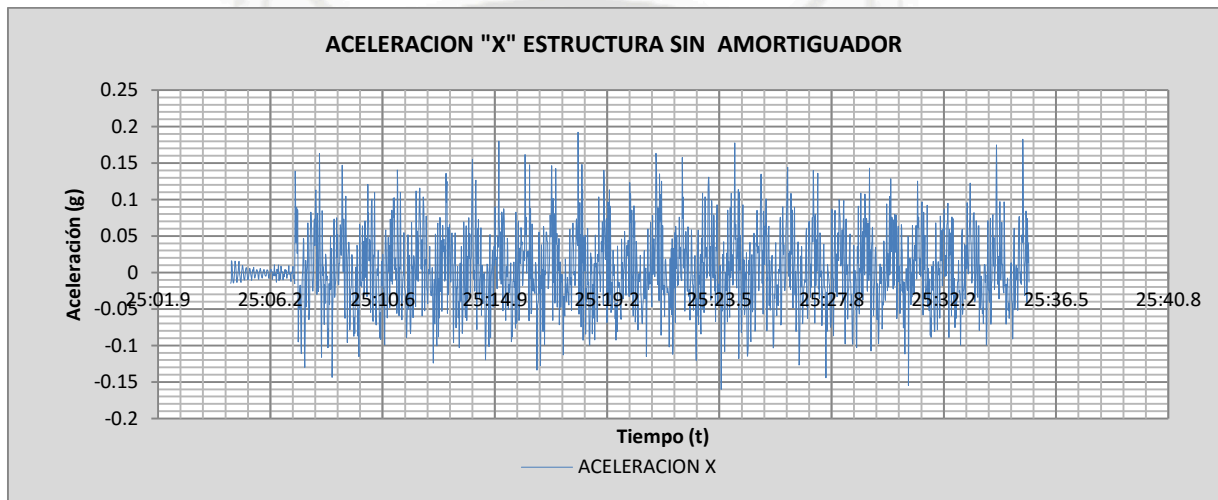


ACELEROGRAMAS MODELO EMPERNADO

HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICIÓN	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

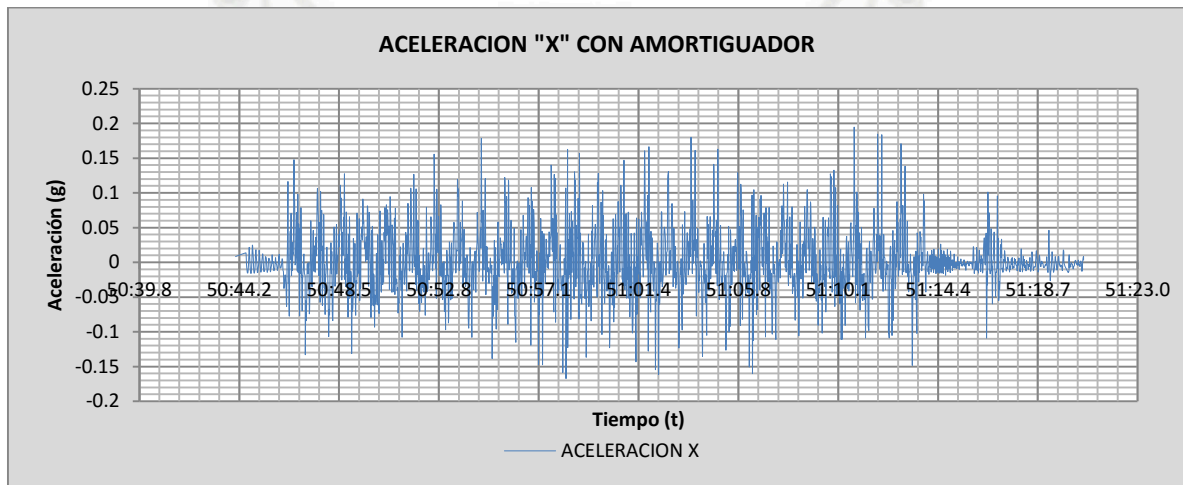
AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
9	1	6.28	1	0.009	2.257732	0.230146



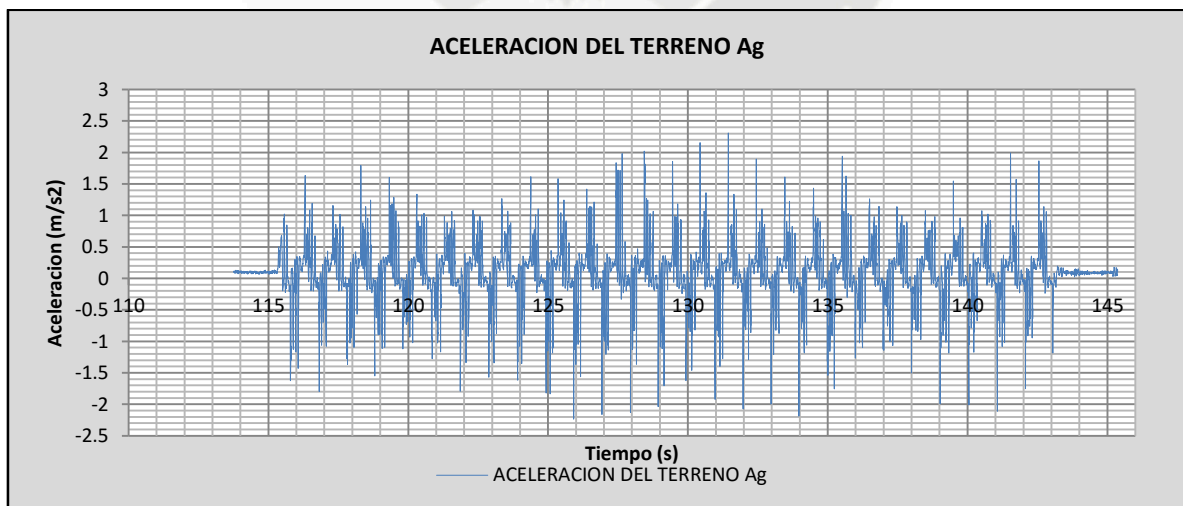
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	20s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg
MASA DEL AMORTIGUADOR	0.420 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t^2)	A/g
9	1	6.28	1	0.09	2.309207	0.23539321



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.194702

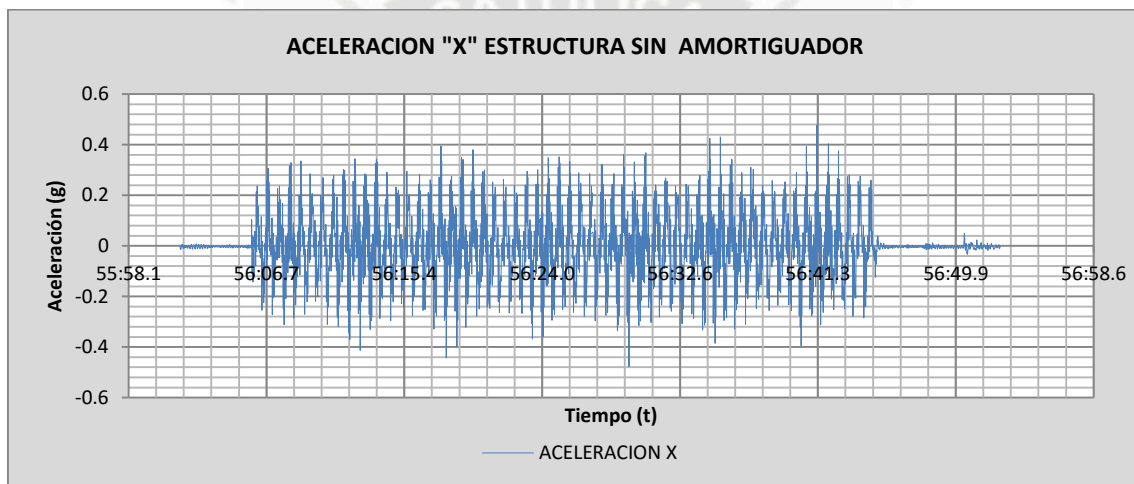


VALOR MAX. DE ACELERACION: 2.309207

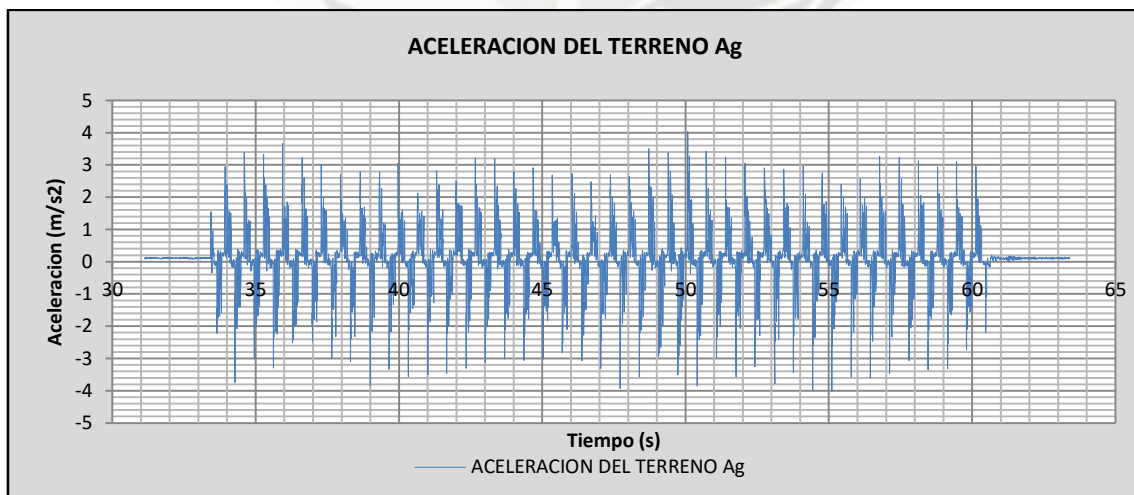
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t^2)	A/g
9	1.5	9.42	0.6666666	0.009	0.000000	0



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.477249

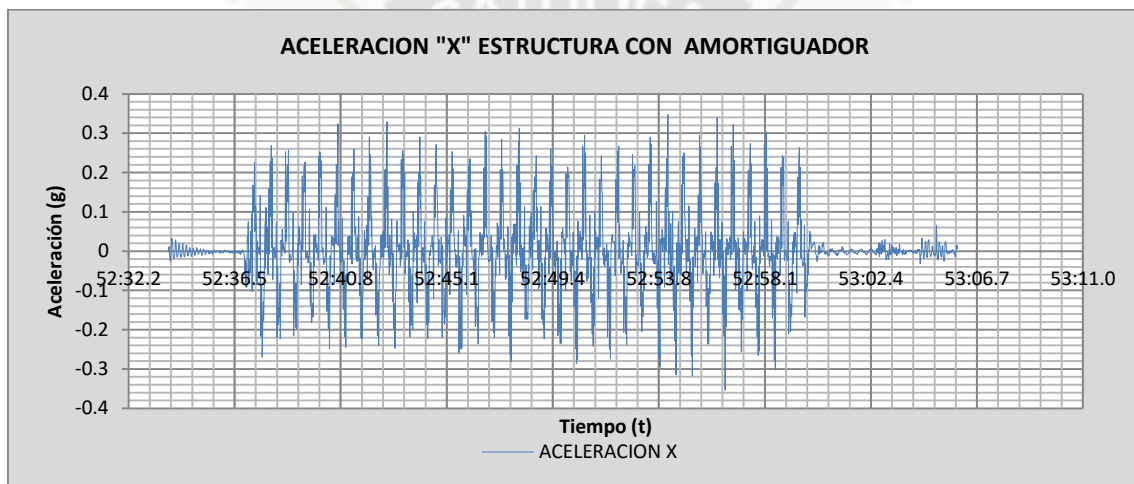


VALOR MAX. DE ACELERACION: 4.028245

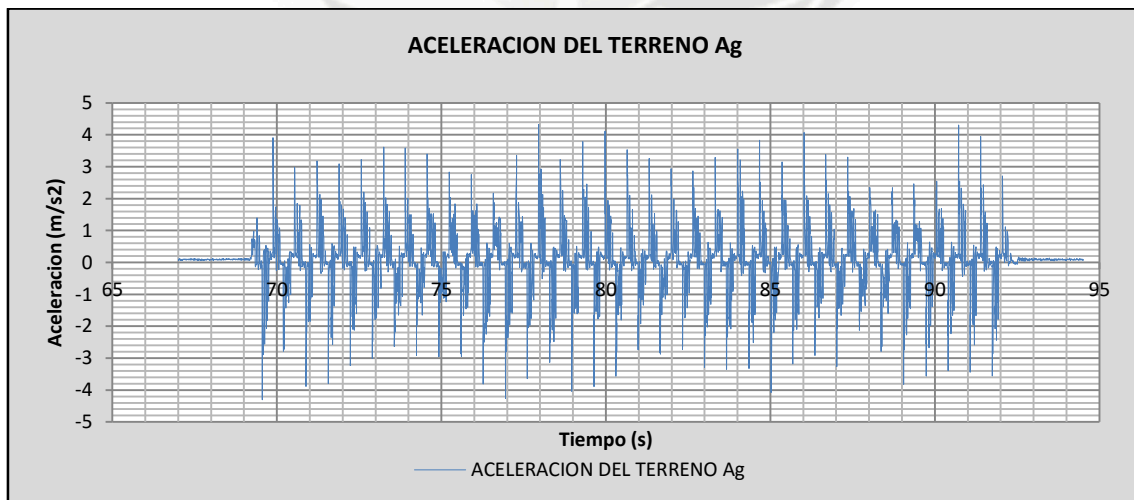
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
9	1.5	9.42	0.6666666	0.009	4.325125	0.4408894



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.354034

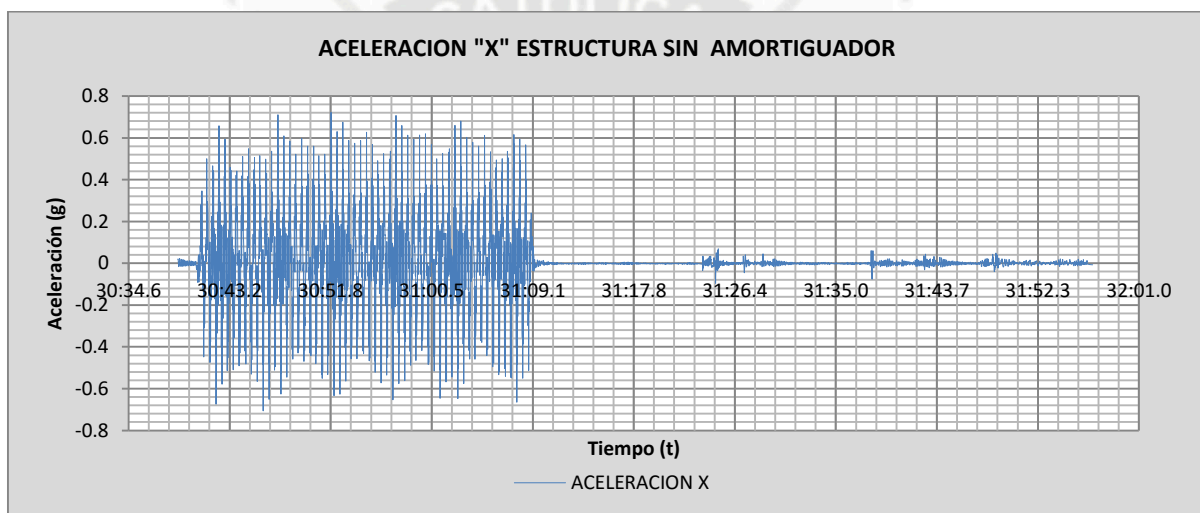


VALOR MAX. DE ACELERACION: 4.325125

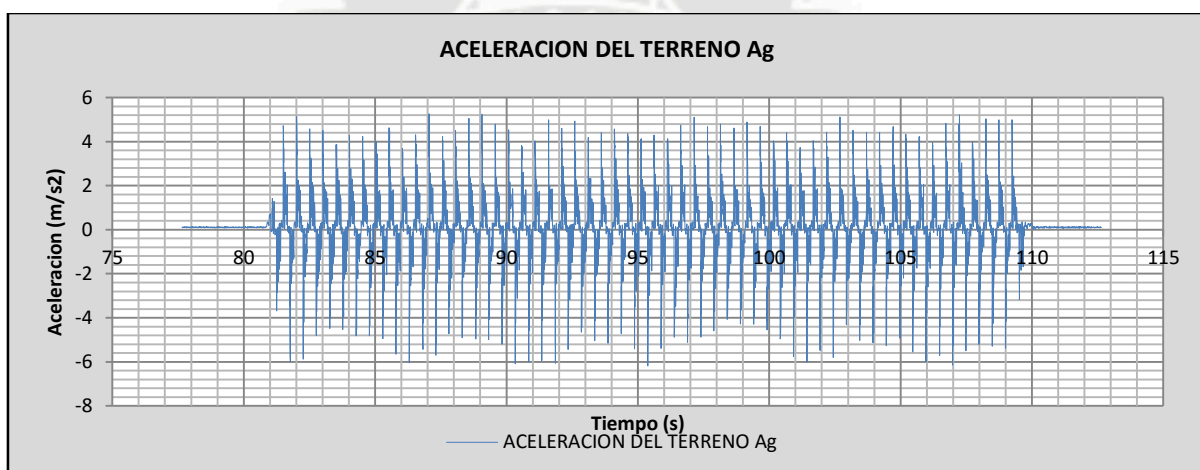
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
9	2	12.57	0.5	0.009	6.185420	0.6305219



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.706329

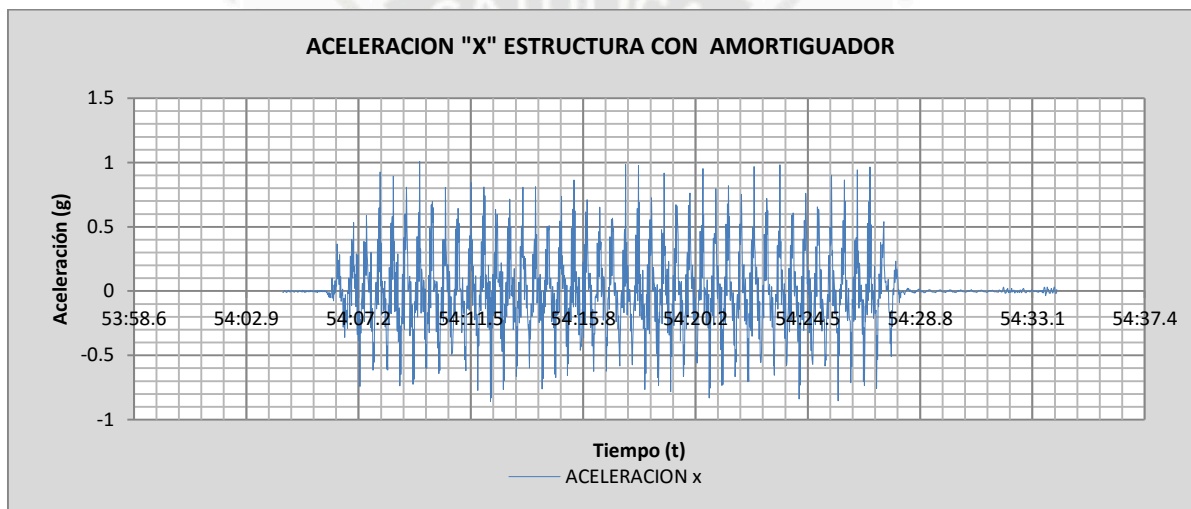


VALOR MAX. DE ACELERACION: 6.185420

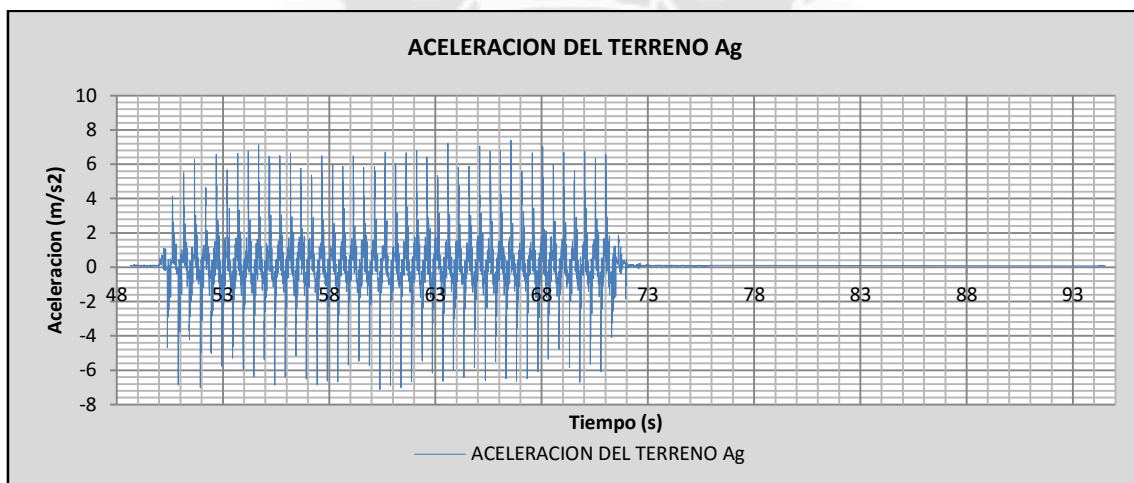
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
9	2	12.57	0.5	0.009	7.400477	0.7543809



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.007462

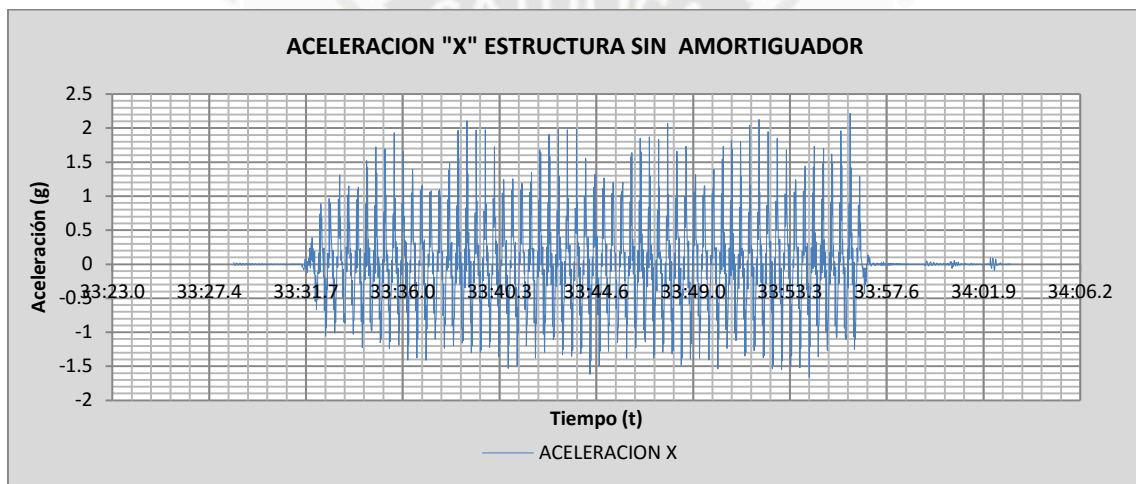


VALOR MAX. DE ACELERACION: 7.400477

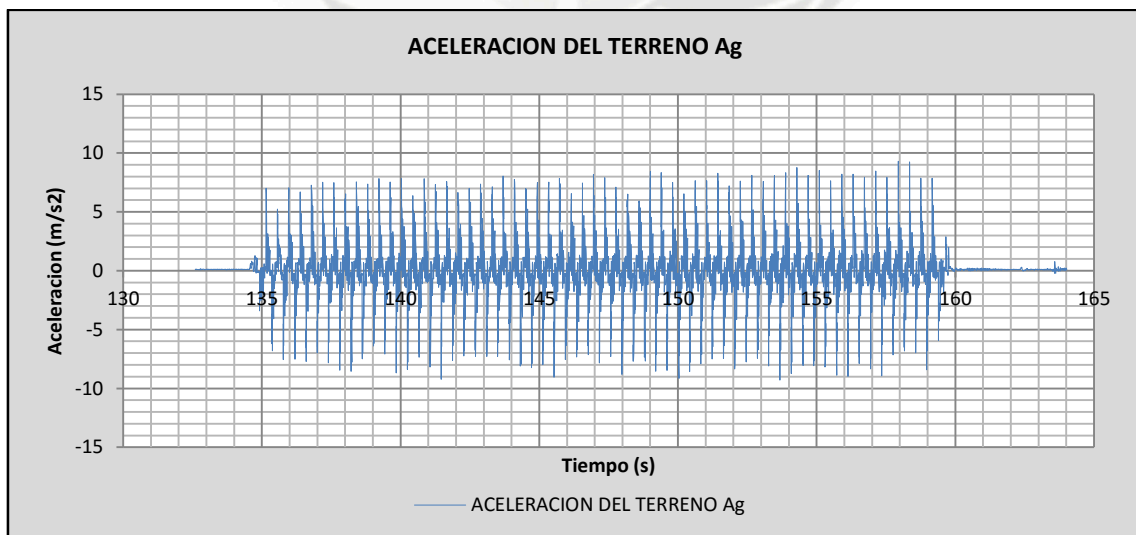
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
9	2.5	15.71	0.4	0.009	9.308656	0.9488946



VALOR MAX. DE ACELERACION: 2.216354

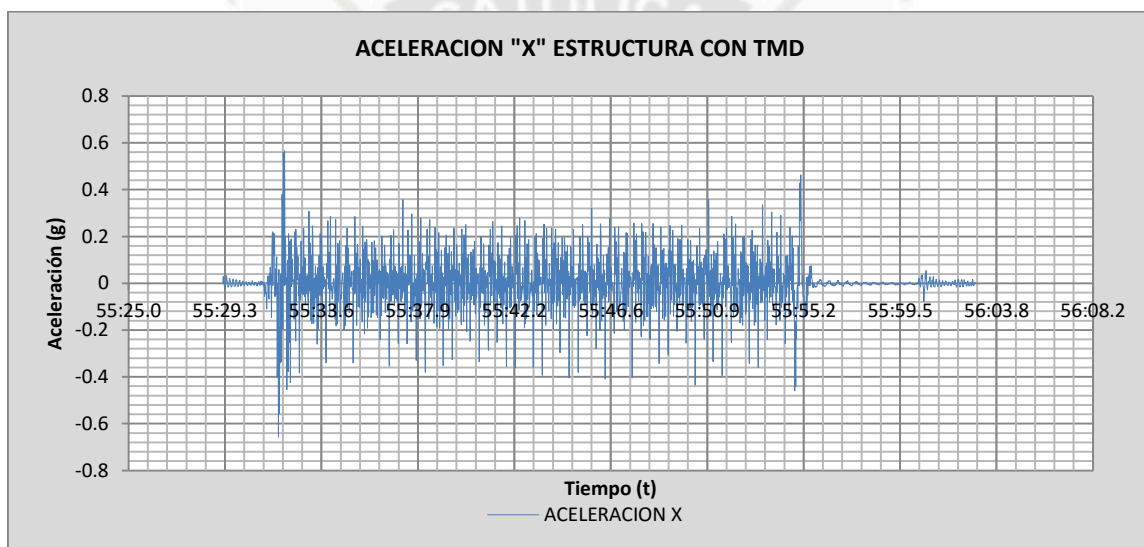


VALOR MAX. DE ACELERACION: 9.308656

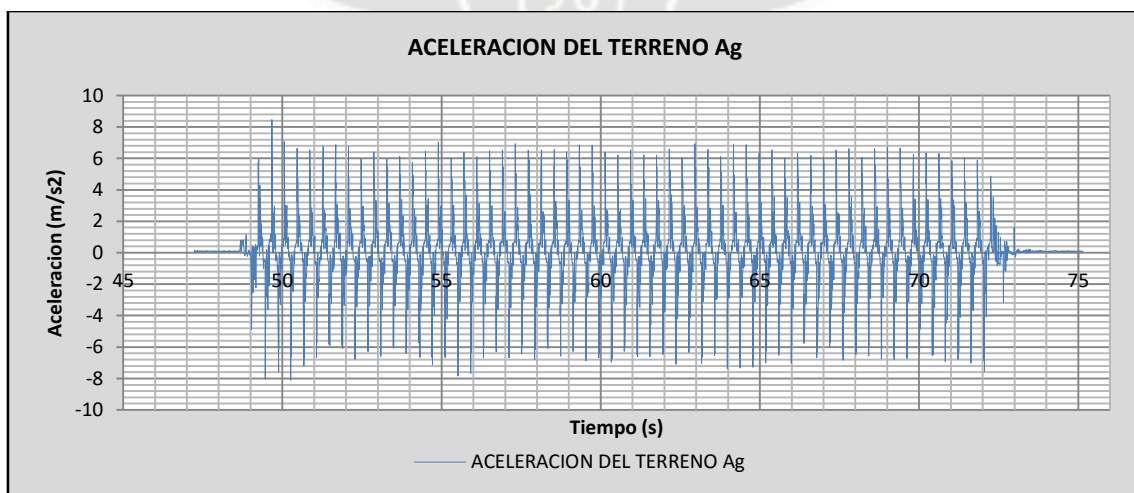
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
9	2.5	15.71	0.4	0.009	8.462306	0.8626203



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.657303

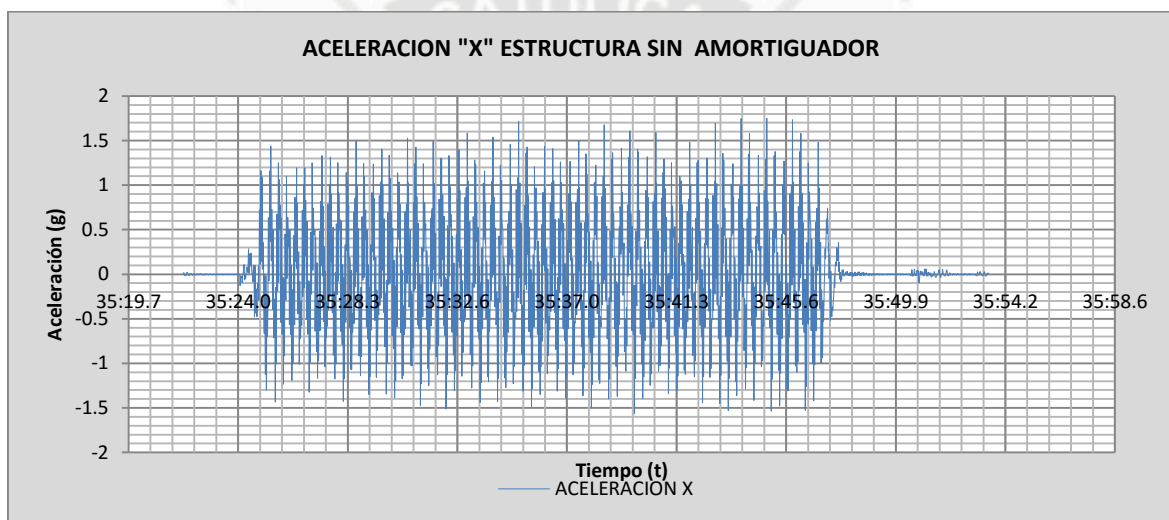


VALOR MAX. DE ACELERACION: 8.462306

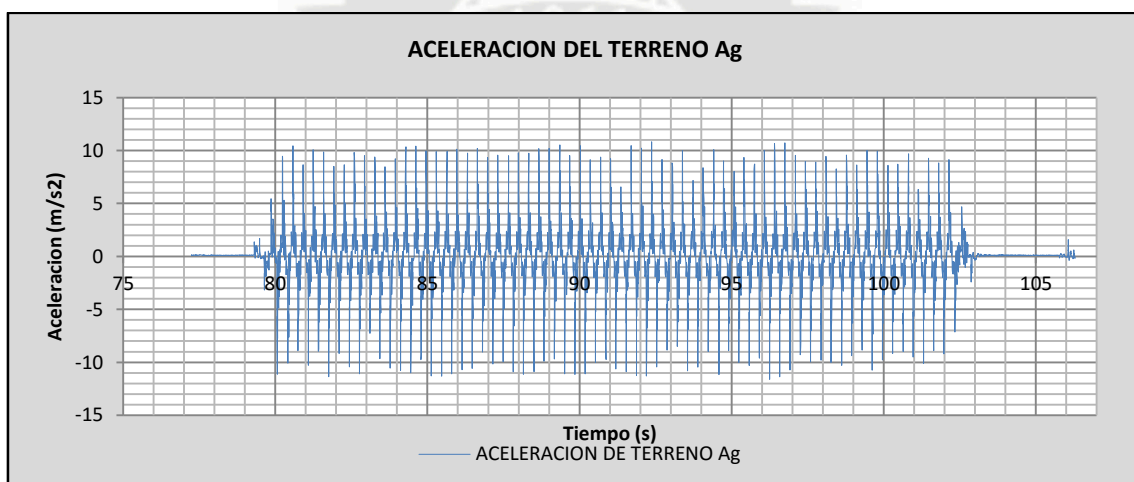
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
9	3	18.85	0.3333333	0.009	11.605893	1.1830675



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.750916

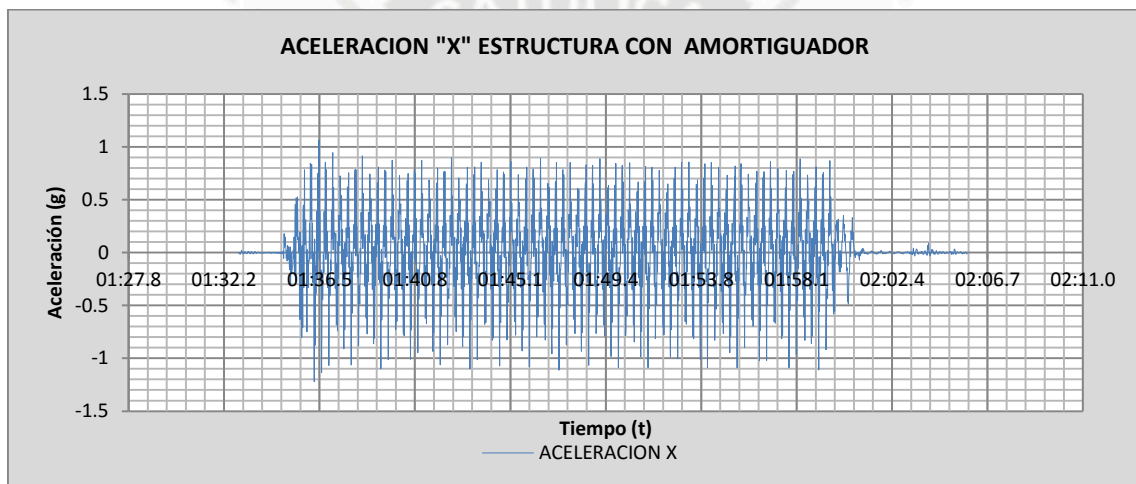


VALOR MAX. DE ACELERACION: 11.605893

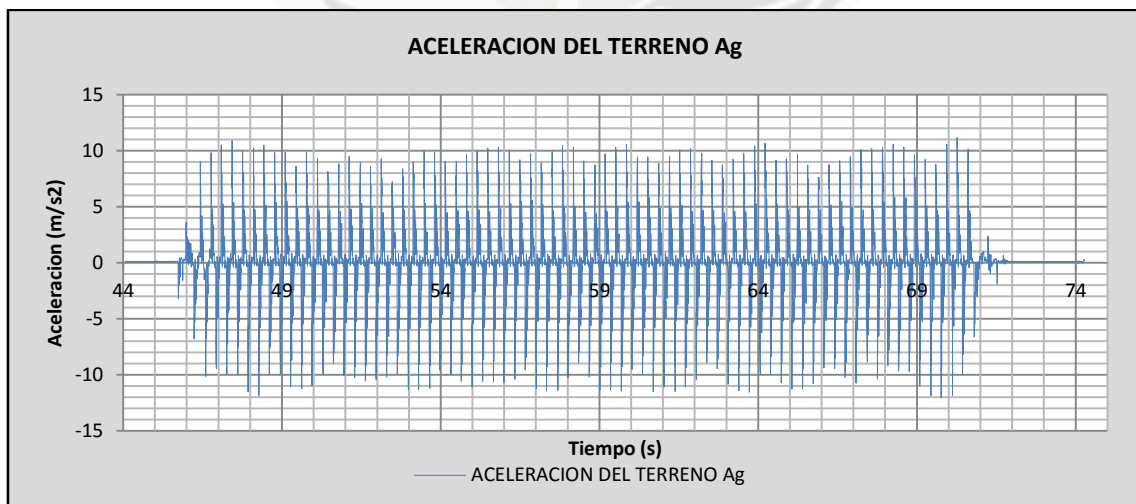
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
9	3	18.85	0.3333333	0.009	12.058397	1.2291943



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.221298

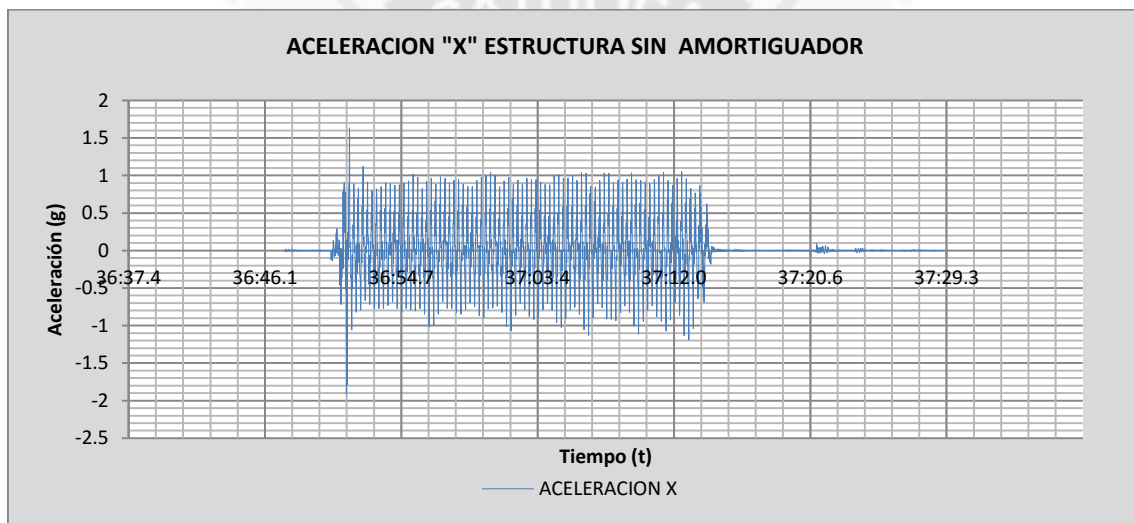


VALOR MAX. DE ACELERACION: 12.058397

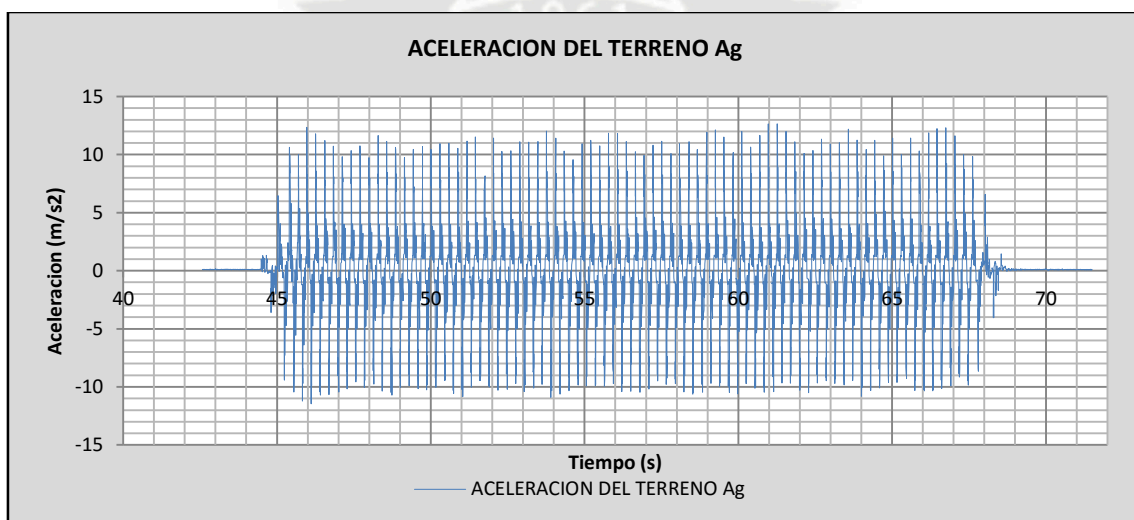
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
9	3.5	21.99	0.2857142	0.009	12.648567	1.2893544



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.909760

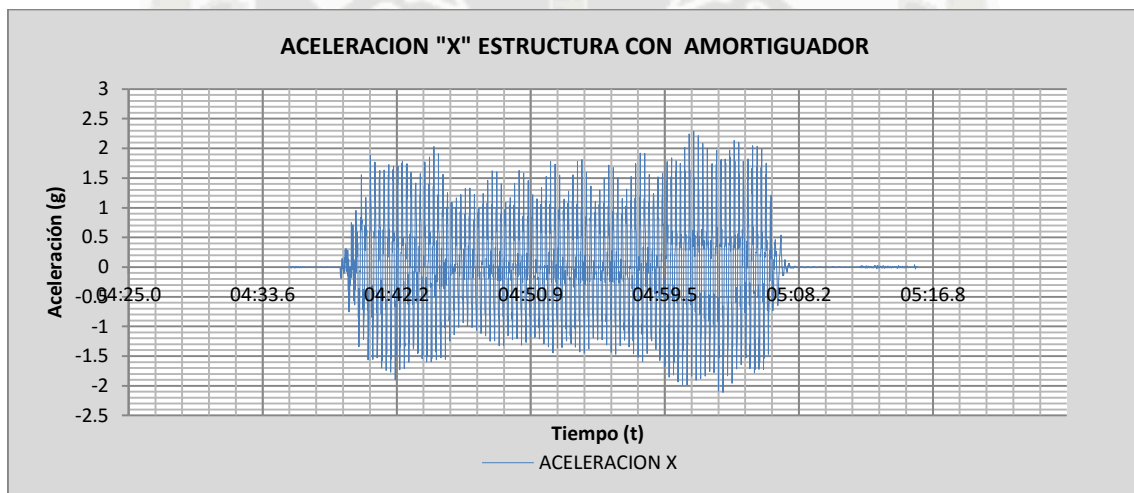


VALOR MAX. DE ACELERACION: 12.648567

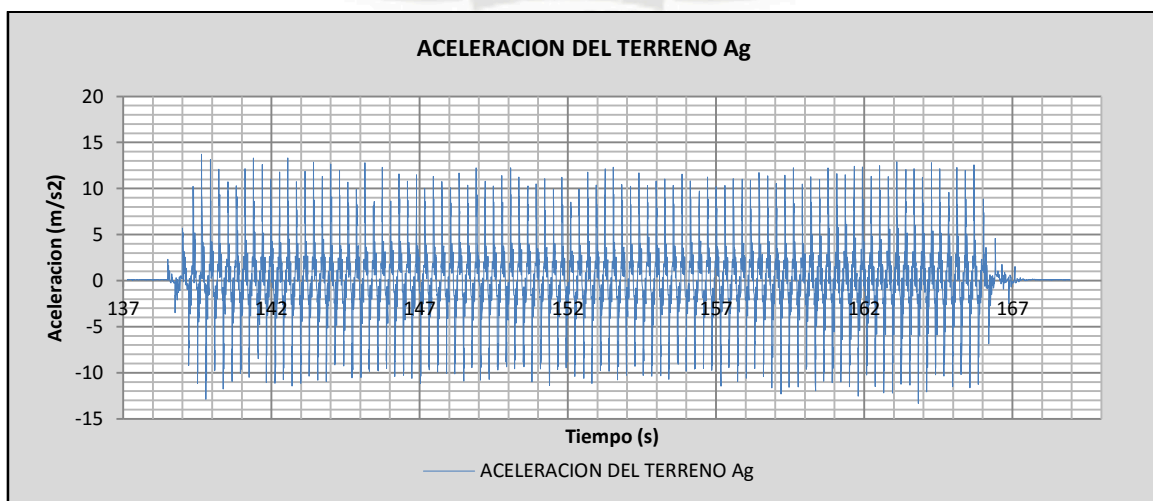
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
9	3.5	21.99	0.2857142	0.009	13.725958	1.3991802



VALOR MAX. DE ACELERACION: 2.289551

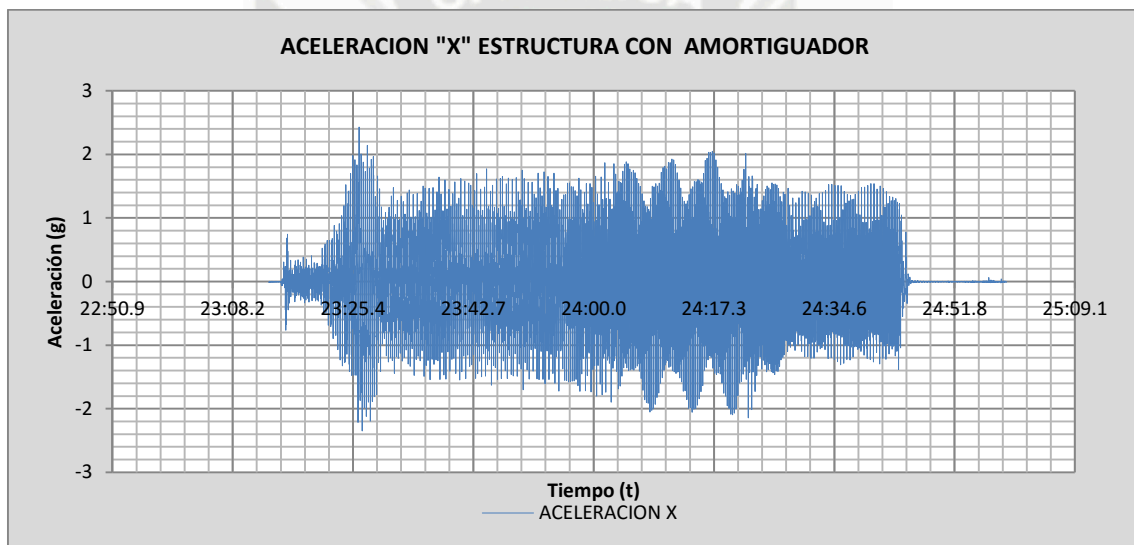


VALOR MAX. DE ACELERACION: 13.725958

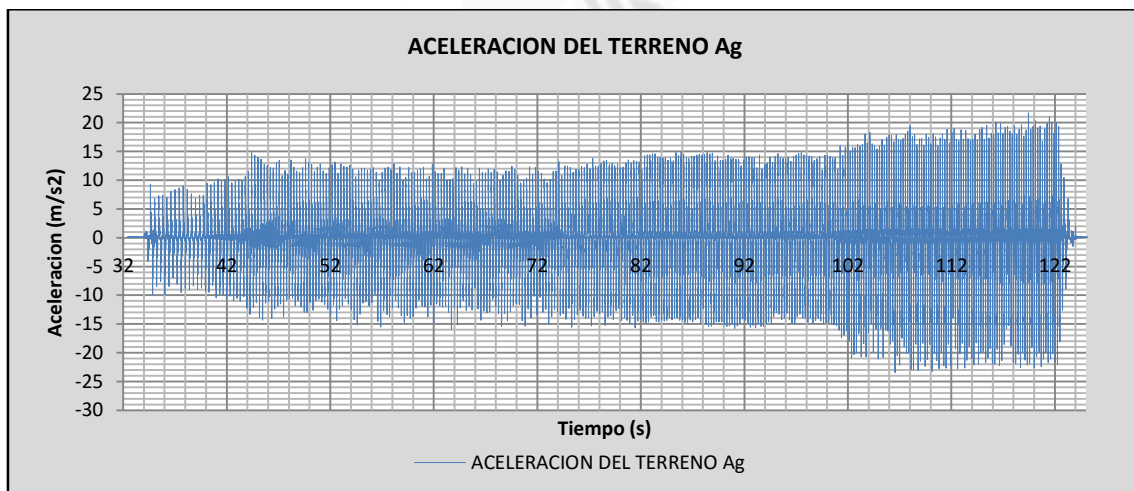
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t^2)	A/g
9	3.5-4	0.009	23.454798	2.39090703



VALOR MAX. DE ACCELERACION: 2.430084

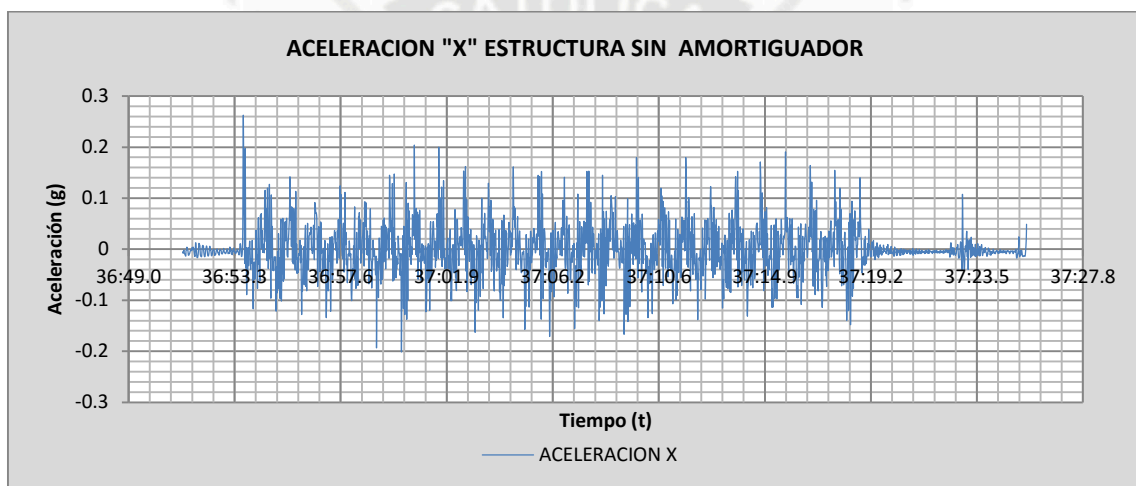


VALOR MAX. DE ACCELERACION: 23.454798

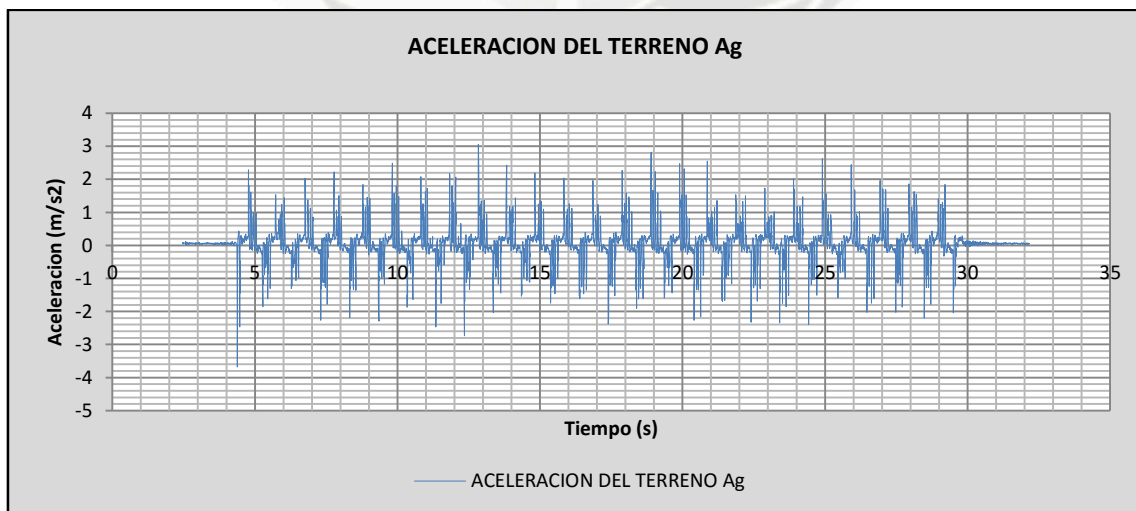
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t^2)	A/g
1.1	1	6.28	1	0.0011	3.681085	0.3752380



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.262589

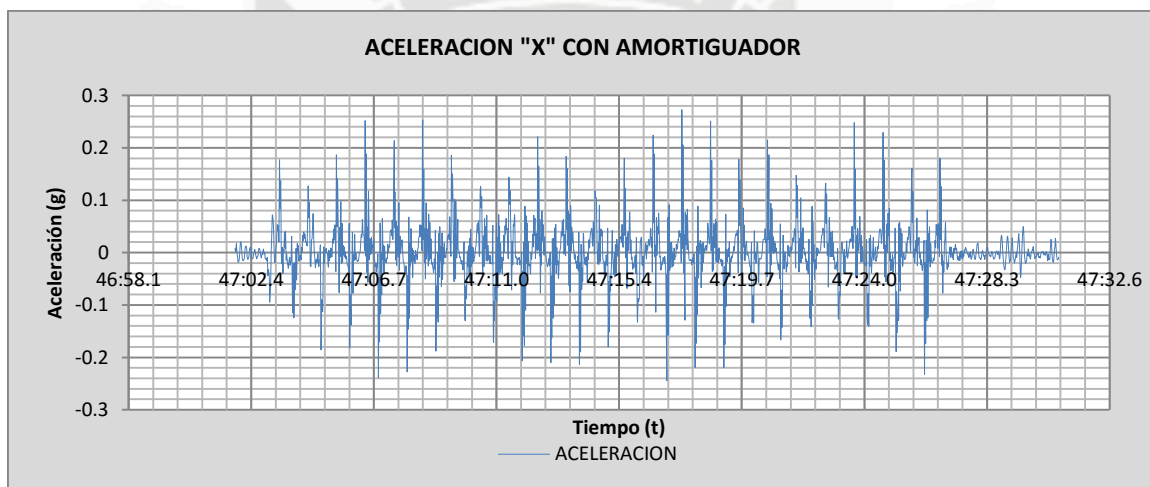


VALOR MAX. DE ACELERACION: 3.681085

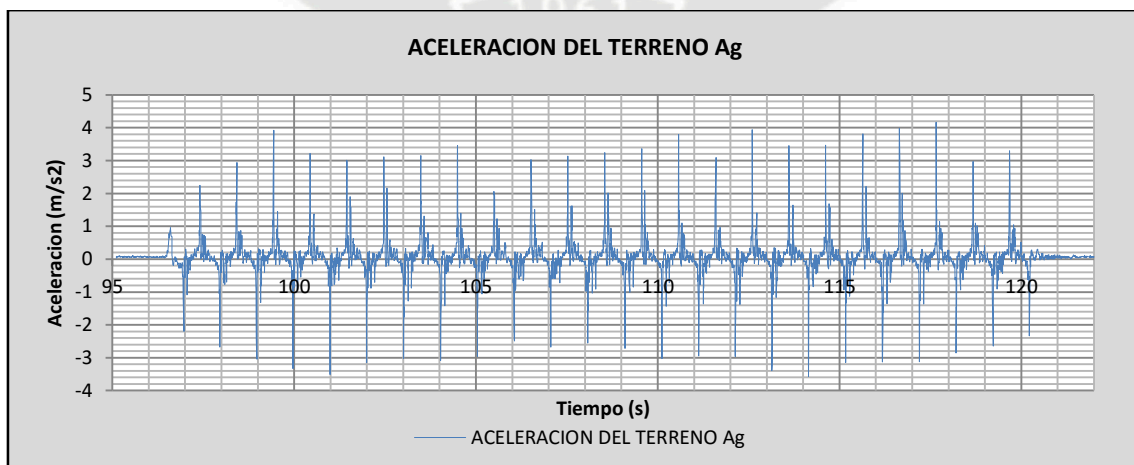
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	20s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg
MASA DEL AMORTIGUADOR	0.420 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t^2)	A/g
1.1	1	6.28	1	0.0011	4.165911	0.4246596



VALOR MAX. DE ACCELERACION: 0.272720

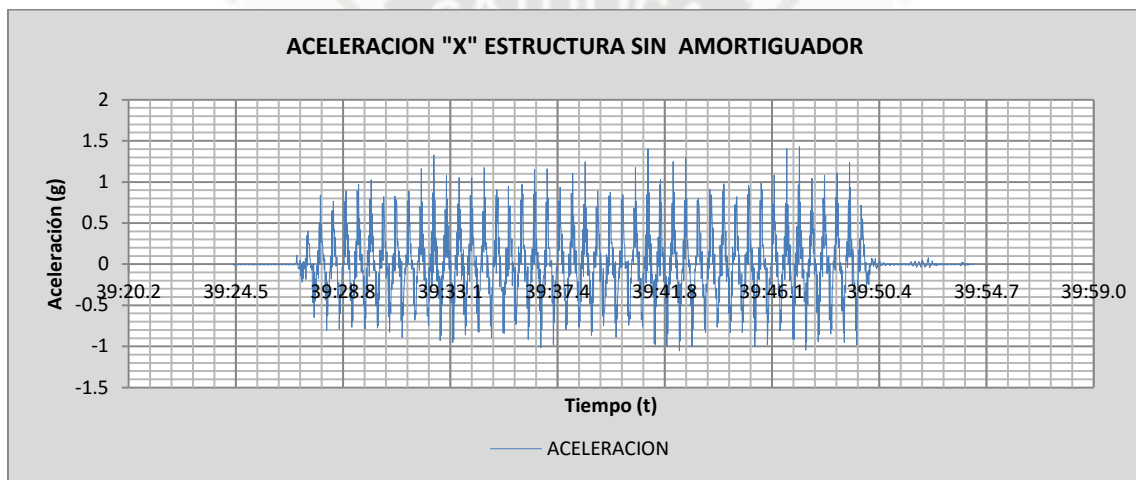


VALOR MAX. DE ACCELERACION: 4.165911

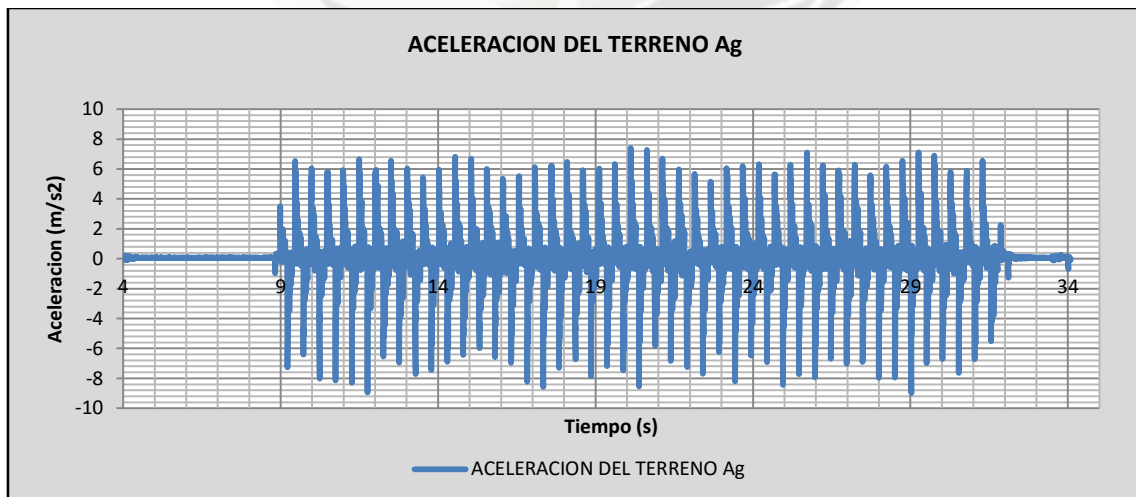
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.1	1.5	9.42	0.6666666	0.0011	8.984242	0.9158248



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.428391

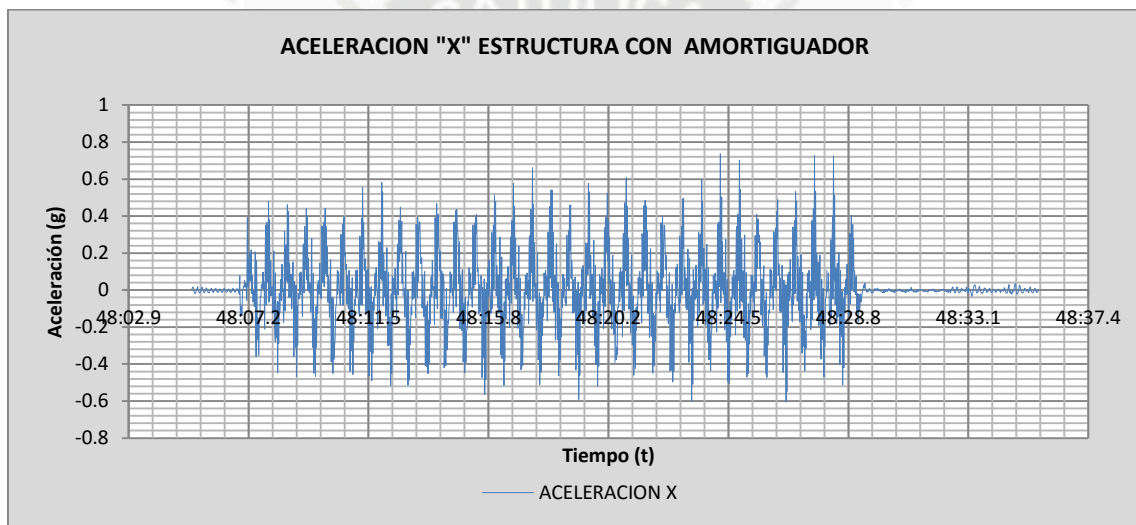


VALOR MAX. DE ACELERACION: 8.984242

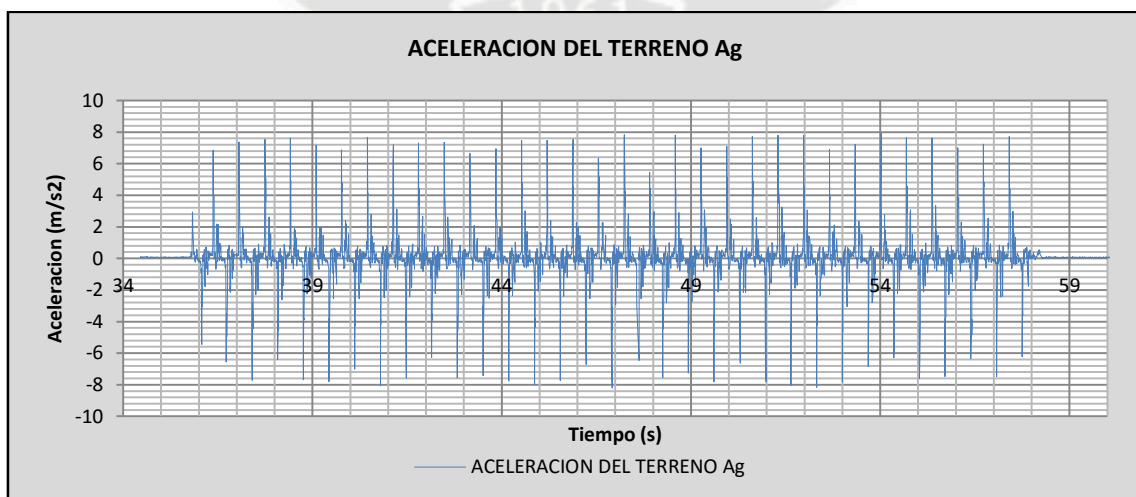
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.1	1.5	9.42	0.6666666	0.0011	8.210915	0.8369943



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.736435

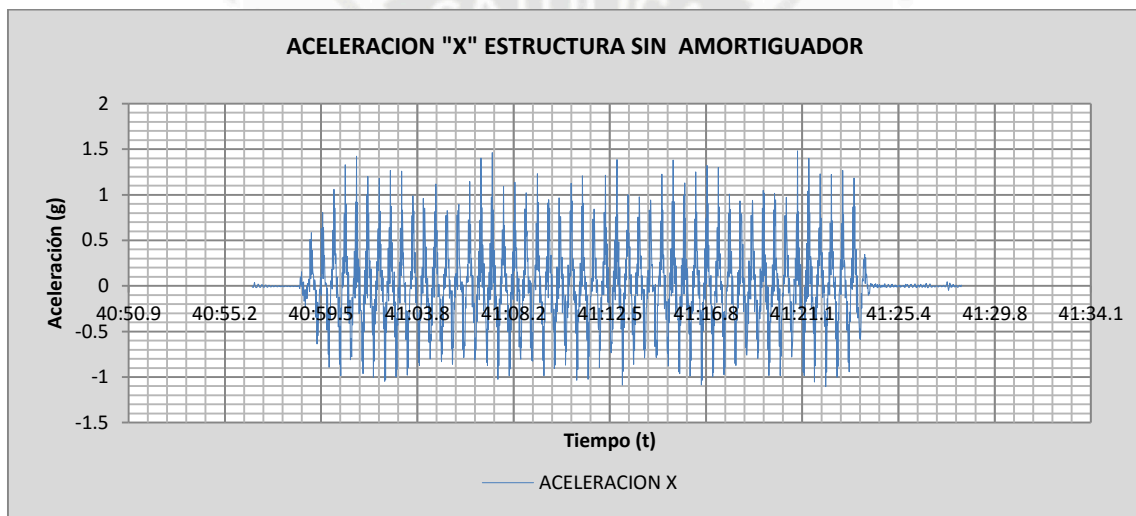


VALOR MAX. DE ACELERACION: 8.210915

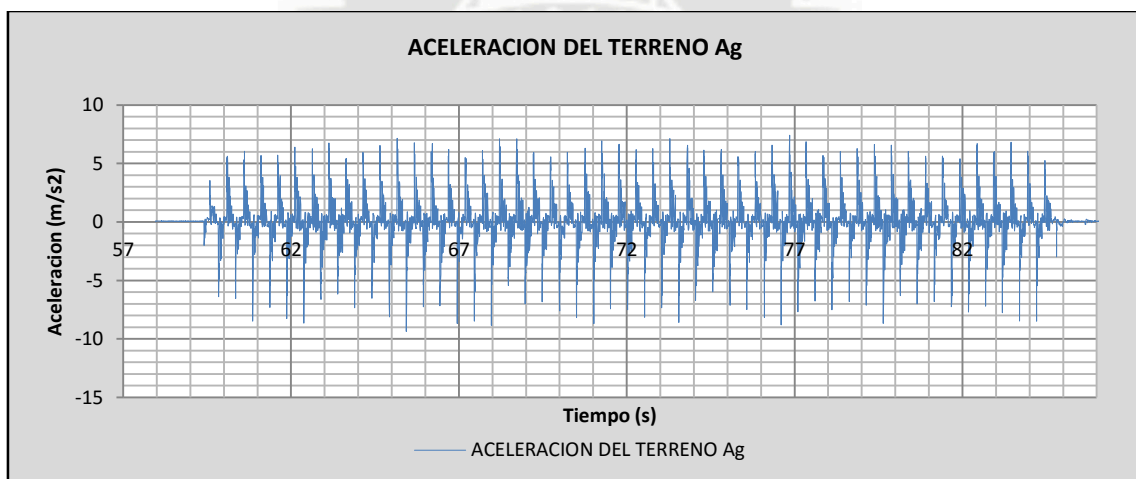
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t^2)	A/g
1.1	2	12.57	0.5	0.0011	9.361329	0.9542639



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.481598

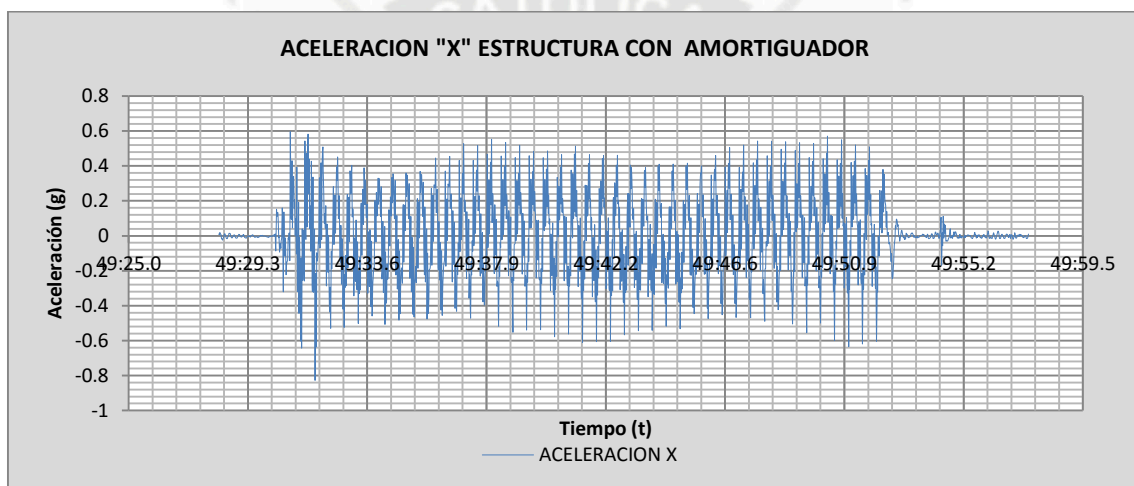


VALOR MAX. DE ACELERACION: 9.361329

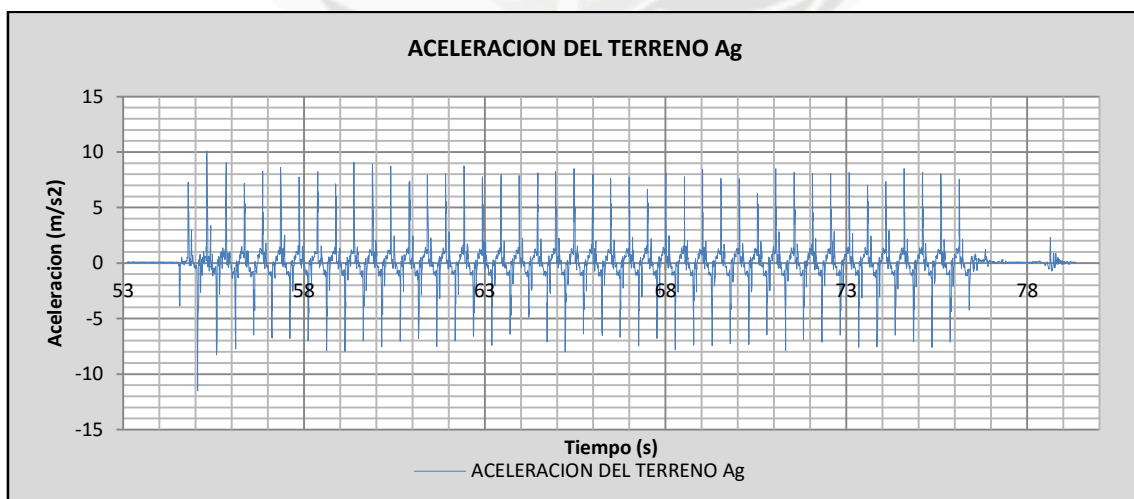
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.1	2	12.57	0.5	0.0011	11.510124	1.1733052



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.827469

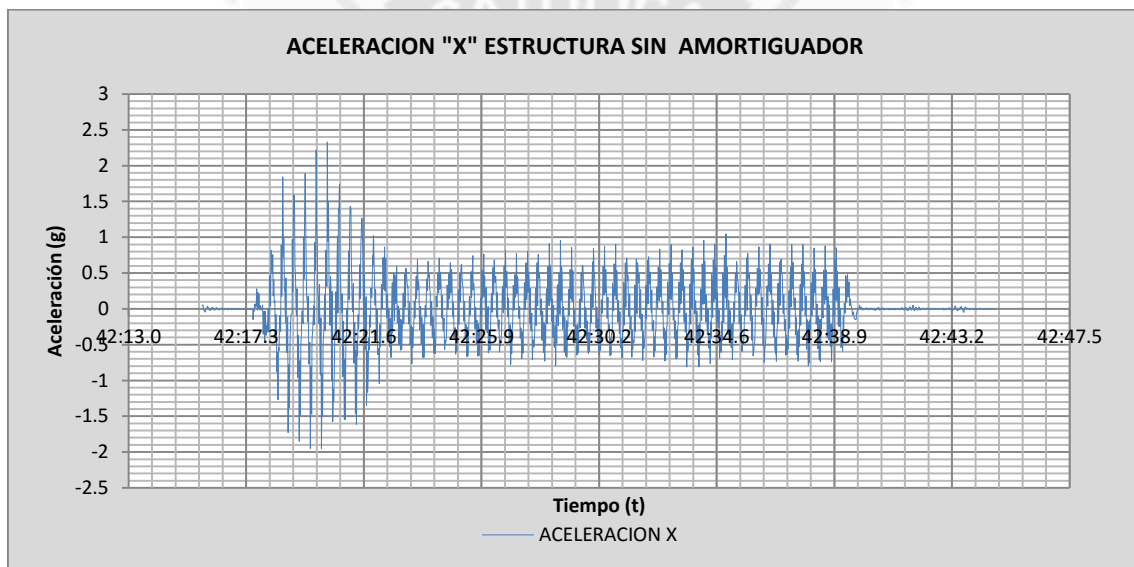


VALOR MAX. DE ACELERACION: 11.510124

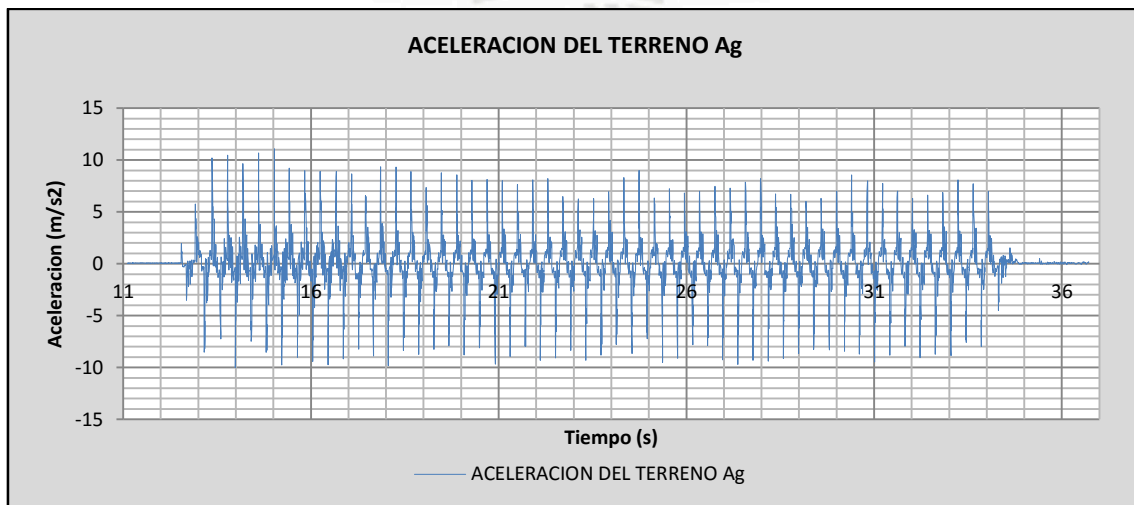
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.1	2.5	15.71	0.4	0.0011	11.067198	1.1281547



VALOR MAX. DE ACELERACION: 2.328369

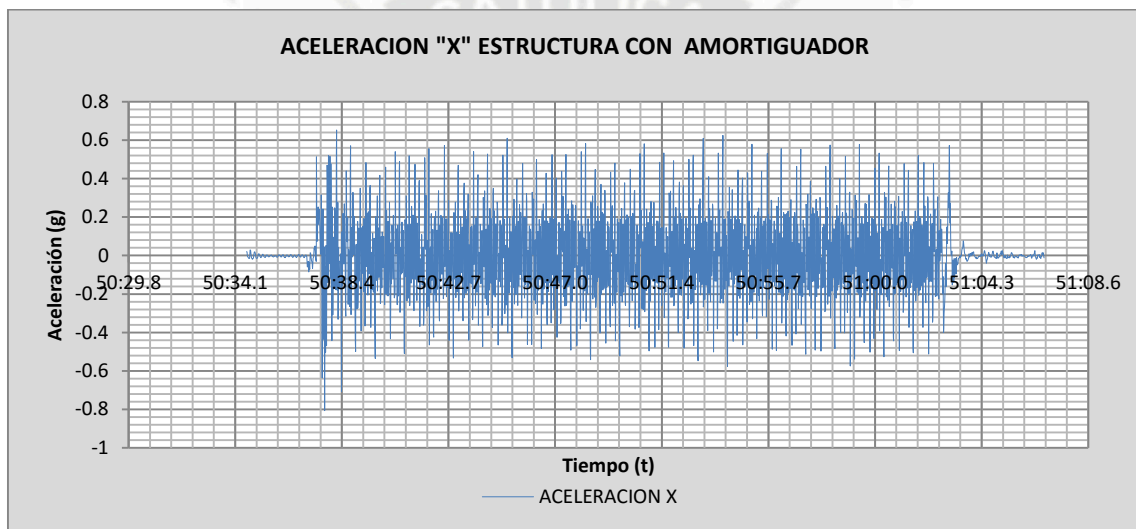


VALOR MAX. DE ACELERACION: 11.067198

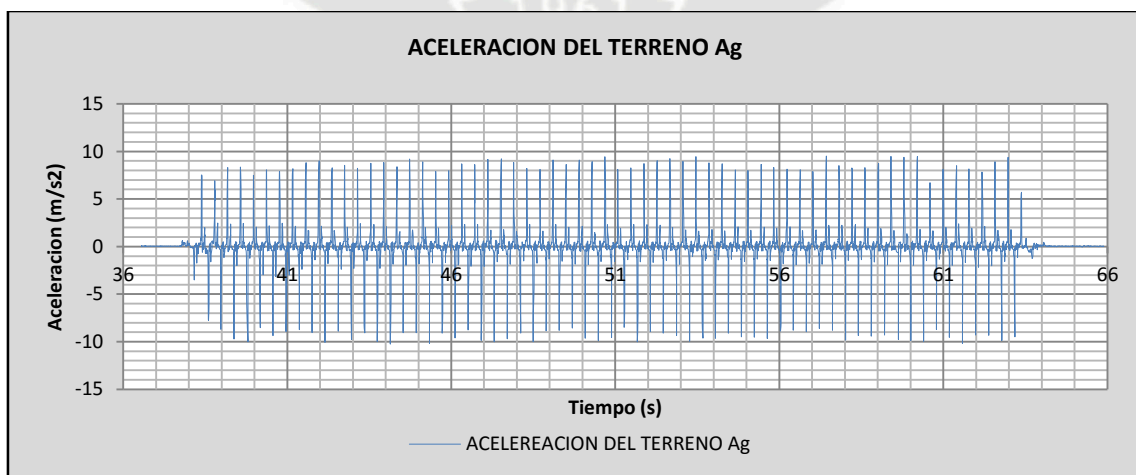
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t^2)	A/g
1.1	2.5	15.71	0.4	0.0011	10.250000	1.0448521



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.806961

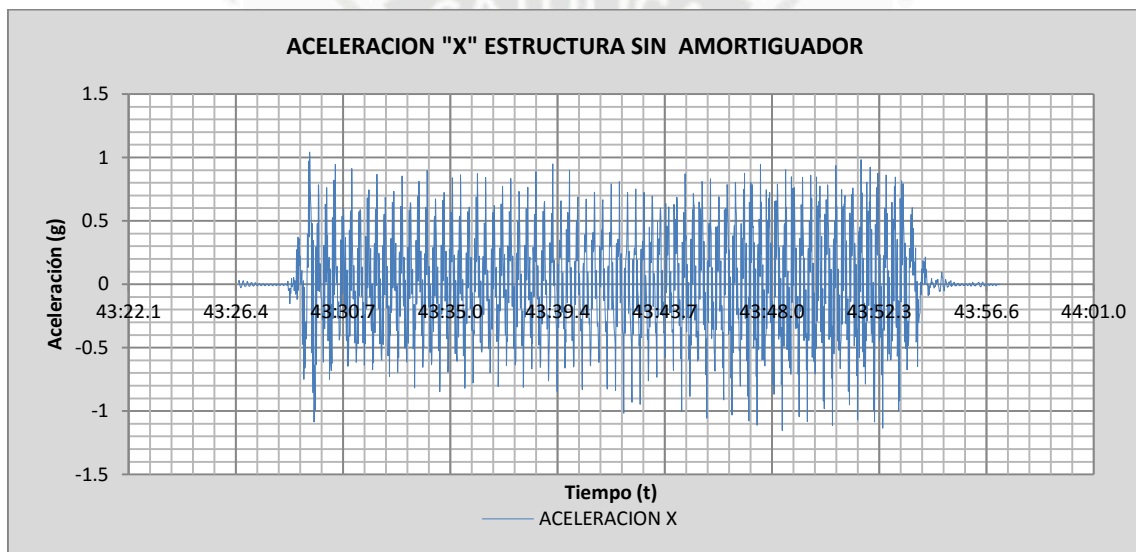


VALOR MAX. DE ACELERACION: 10.250000

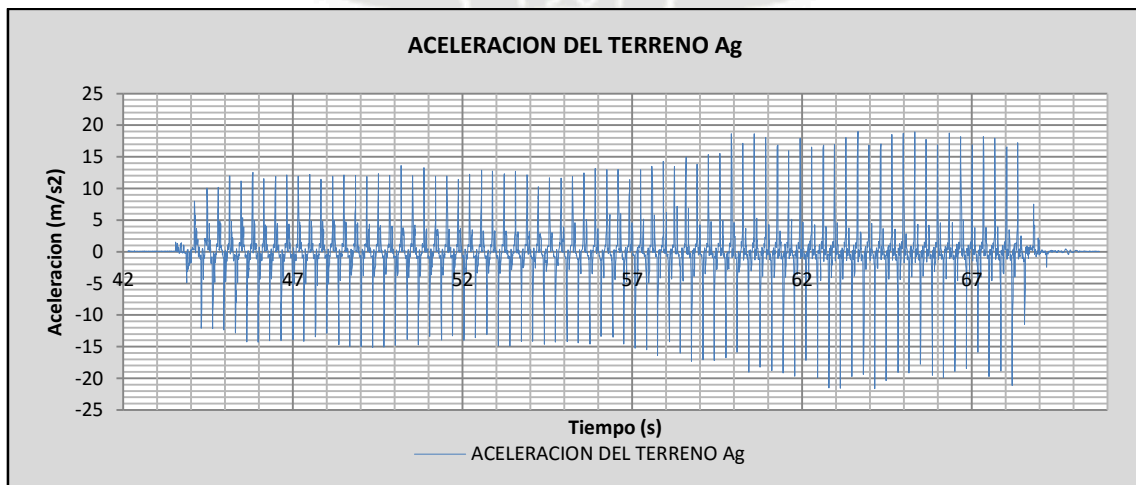
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.1	3	18.85	0.3333333	0.0011	21.642385	2.2061554



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.152878

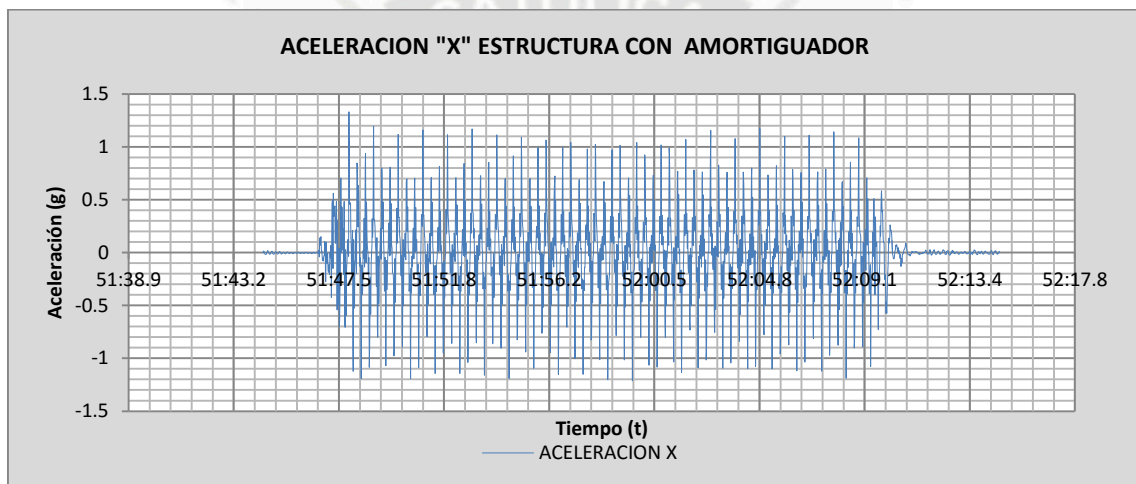


VALOR MAX. DE ACELERACION: 21.642385

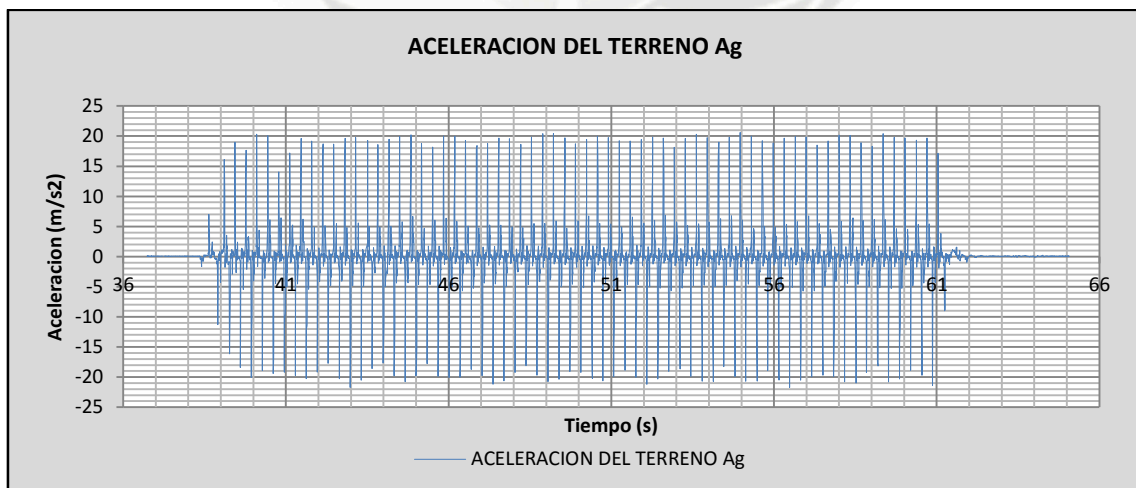
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.1	3	18.85	0.3333333	0.0011	21.717804	2.2138434



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.332184

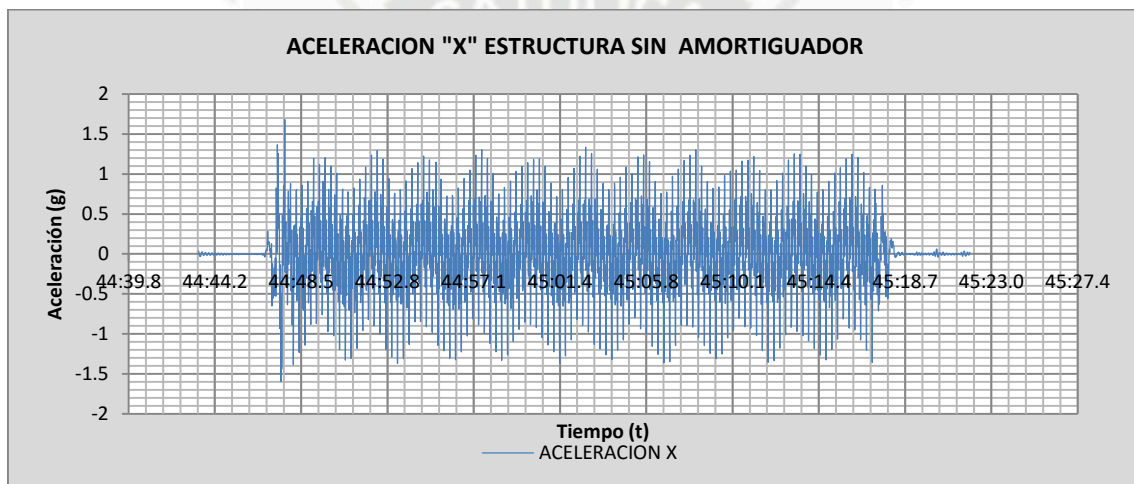


VALOR MAX. DE ACELERACION: 21.717804

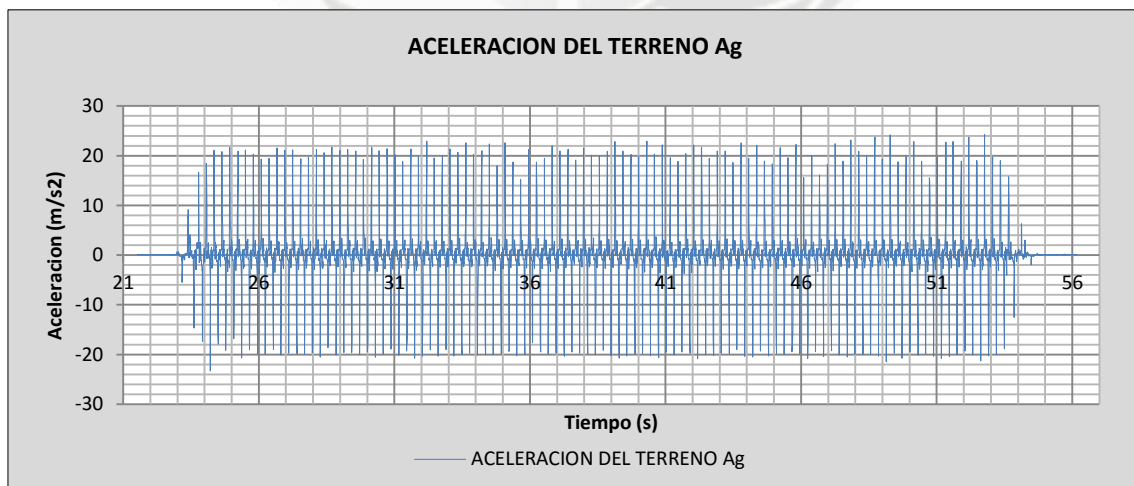
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.1	3.5	21.99	0.2857142	0.0011	24.273615	2.4743746



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.681458

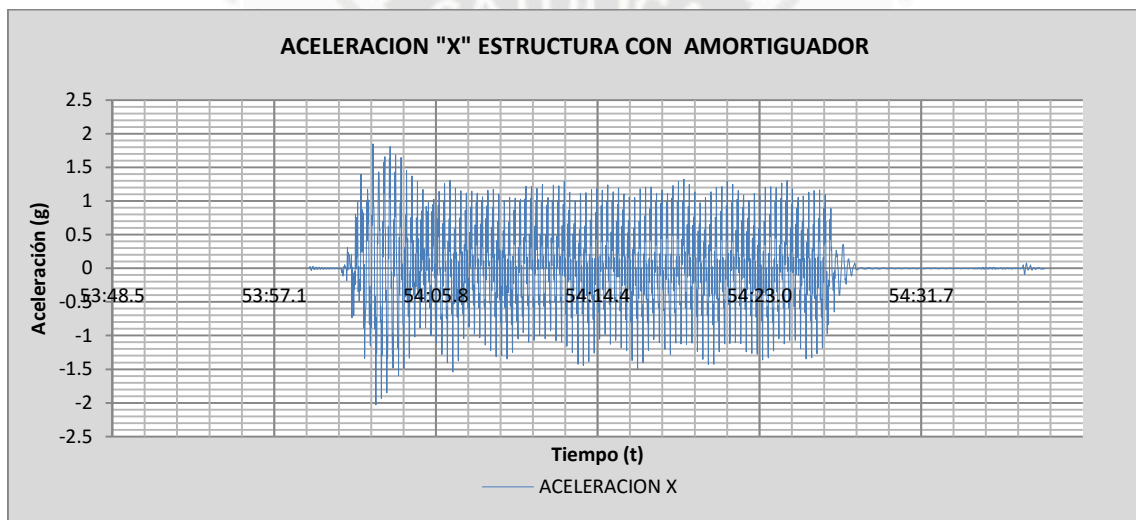


VALOR MAX. DE ACELERACION: 24.273615

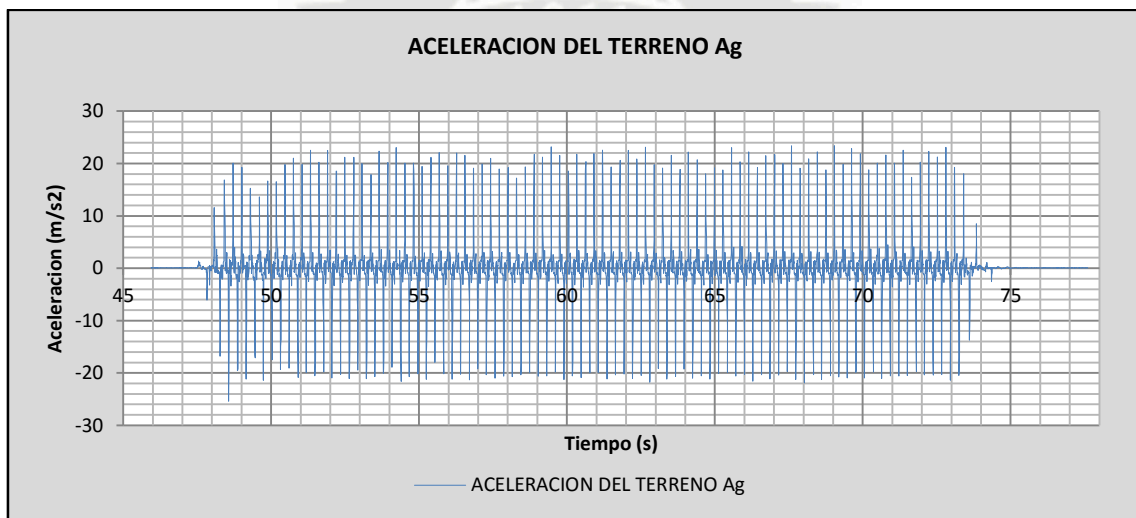
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.1	3.5	21.99	0.2857142	0.0011	25.400085	2.5892033



VALOR MAX. DE ACELERACION: 2.029755

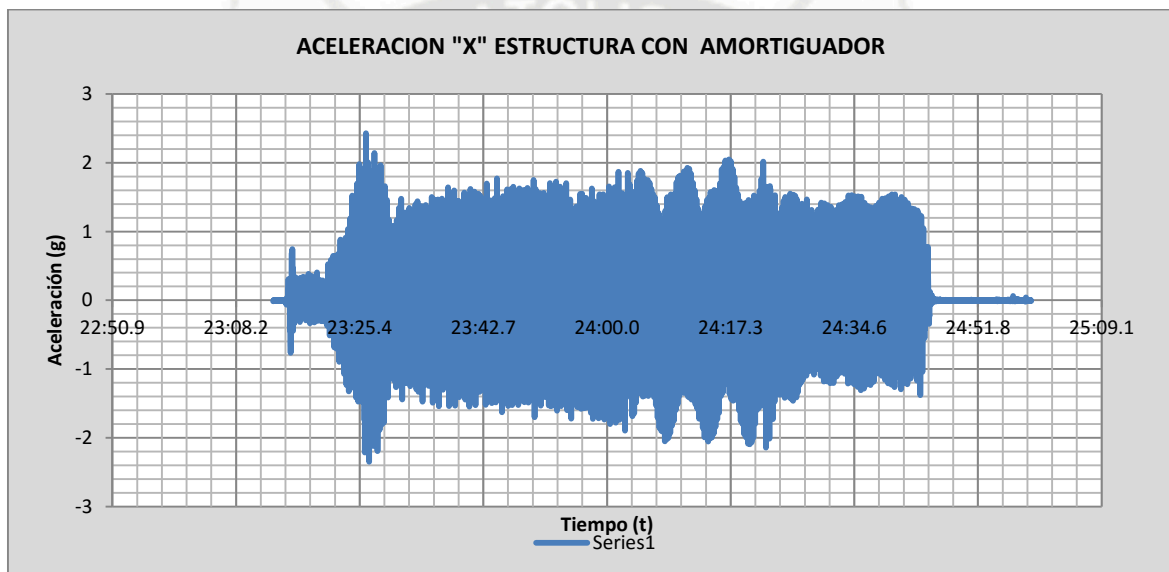


VALOR MAX. DE ACELERACION: 25.400085

HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t^2)	A/g
1.1	3.5-4	0.0011		

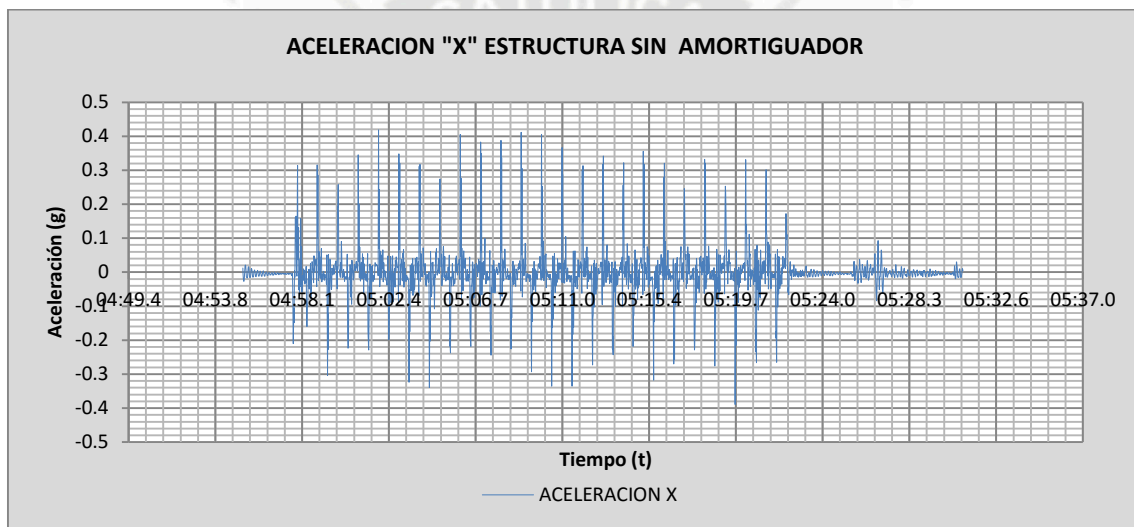


VALOR MAX. DE ACELERACION: 2.430084

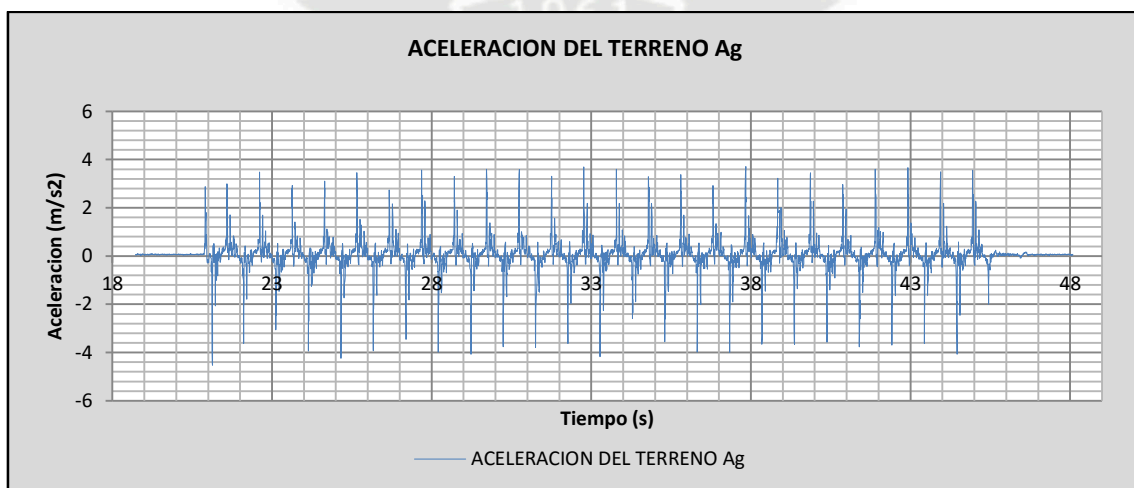
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t^2)	A/g
1.5	1	6.28	1	0.0015	4.527435	0.46151226



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.418579

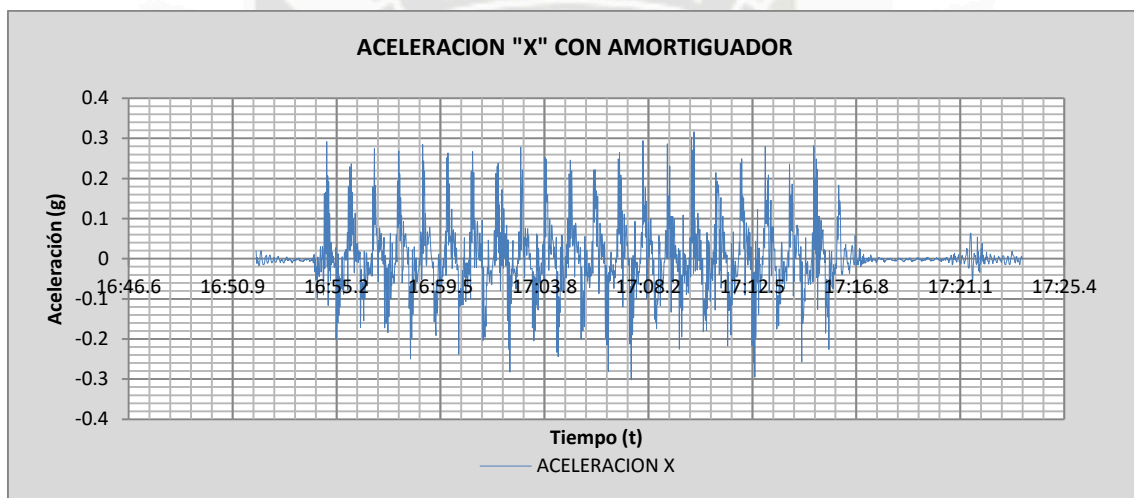


VALOR MAX. DE ACELERACION: 4.527435

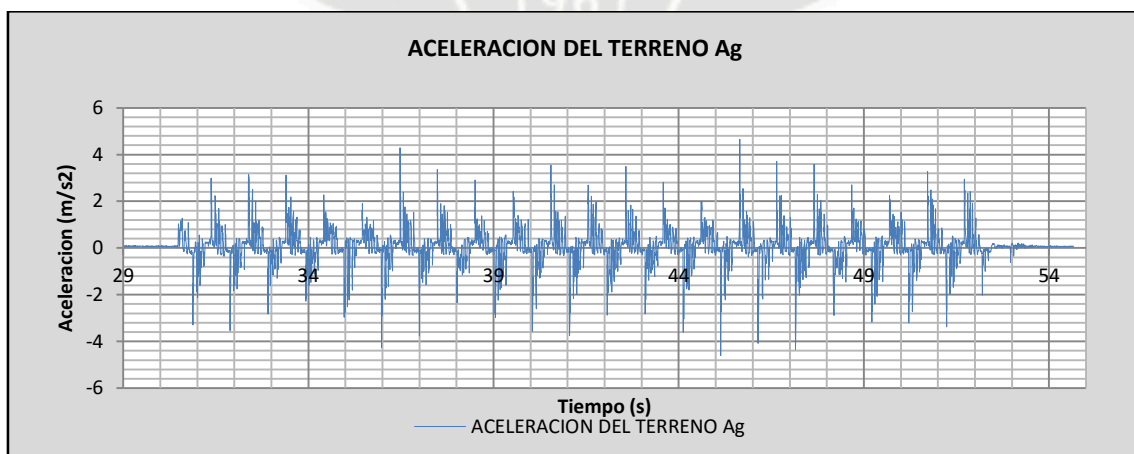
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	20s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg
MASA DEL AMORTIGUADOR	0.420 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.5	1	6.28	1	0.0015	4.655525	0.4745693



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.316223

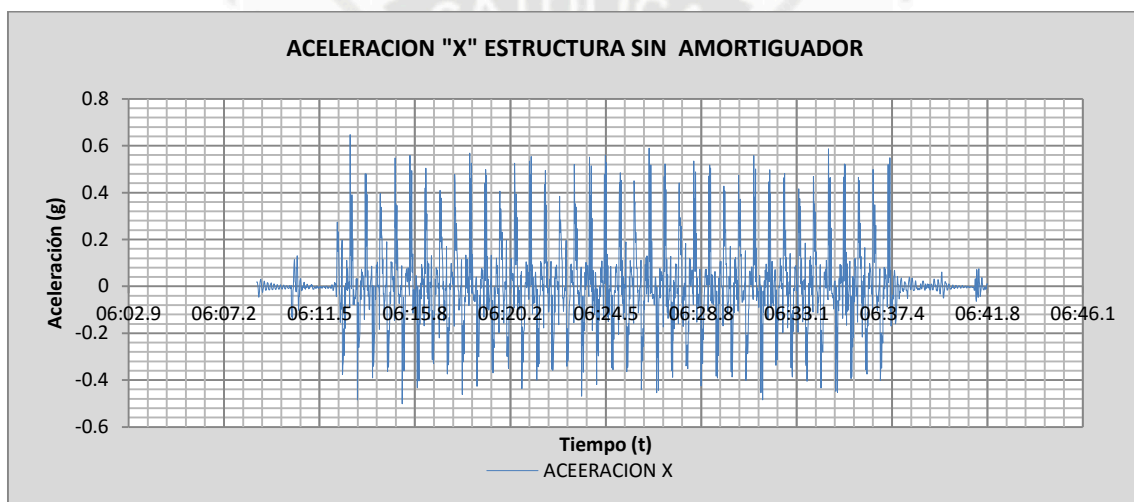


VALOR MAX. DE ACELERACION: 4.655525

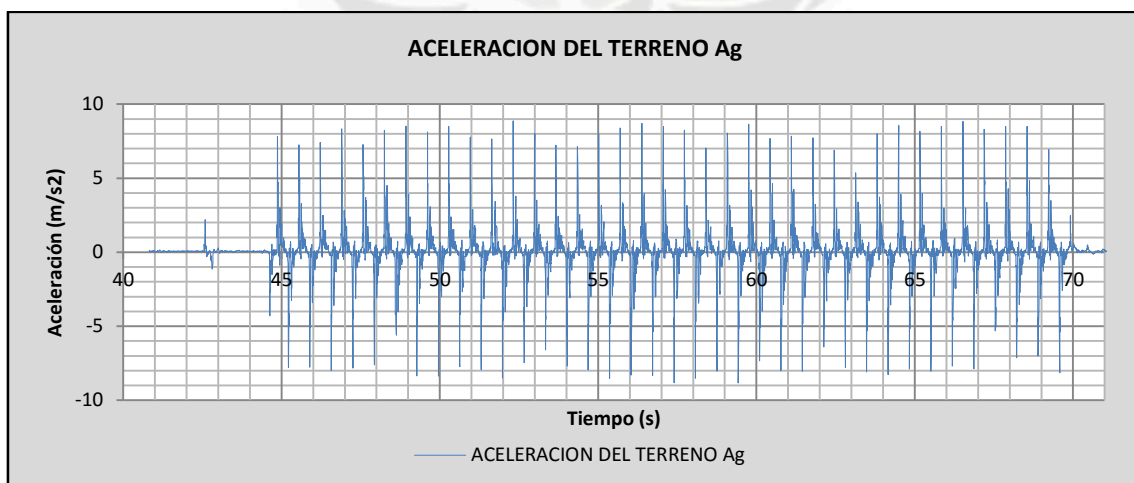
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.5	1.5	9.42	0.6666666	0.0015	8.875306	0.9047202



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.647385

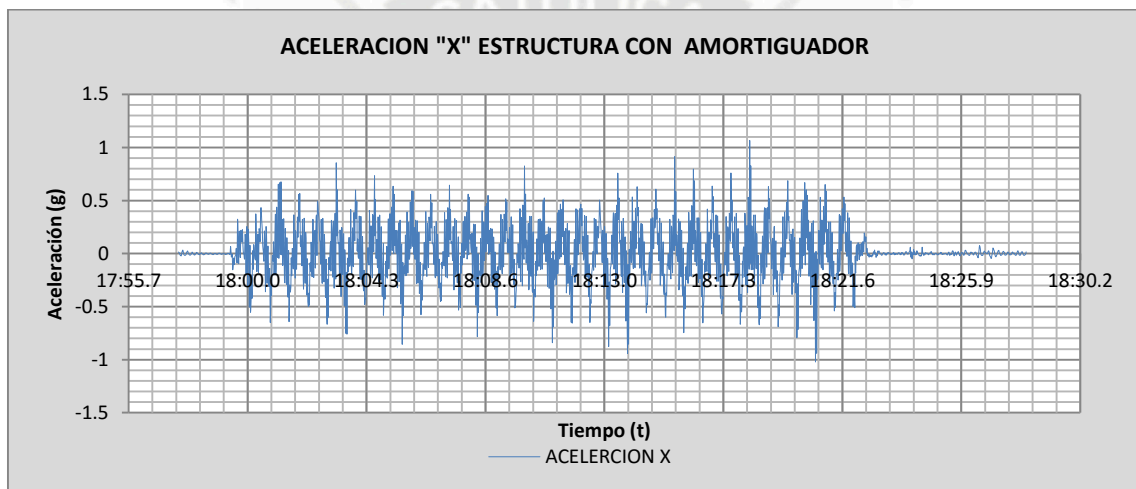


VALOR MAX. DE ACELERACION: 8.875306

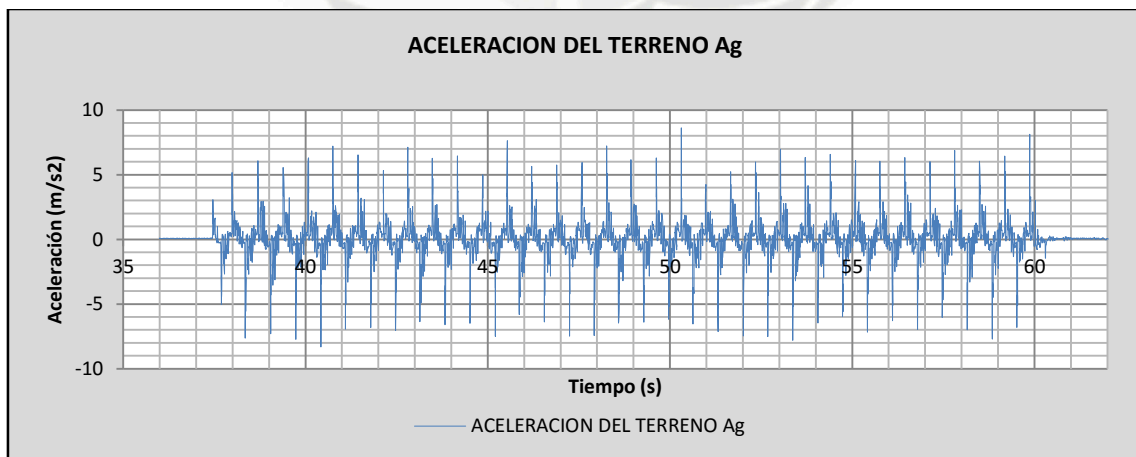
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.5	1.5	9.42	0.6666666	0.0015	8.619126	0.8786061



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.065842

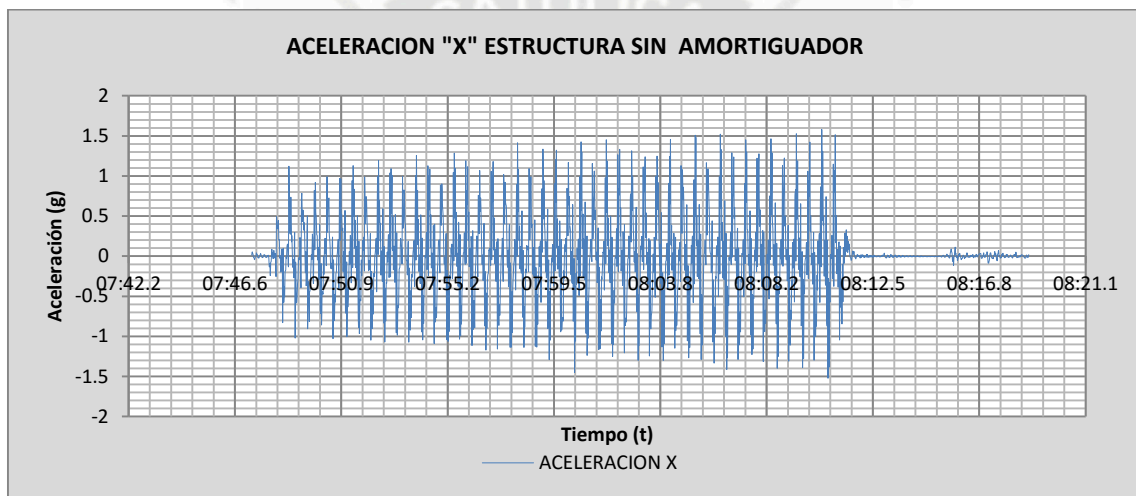


VALOR MAX. DE ACELERACION: 8.619126

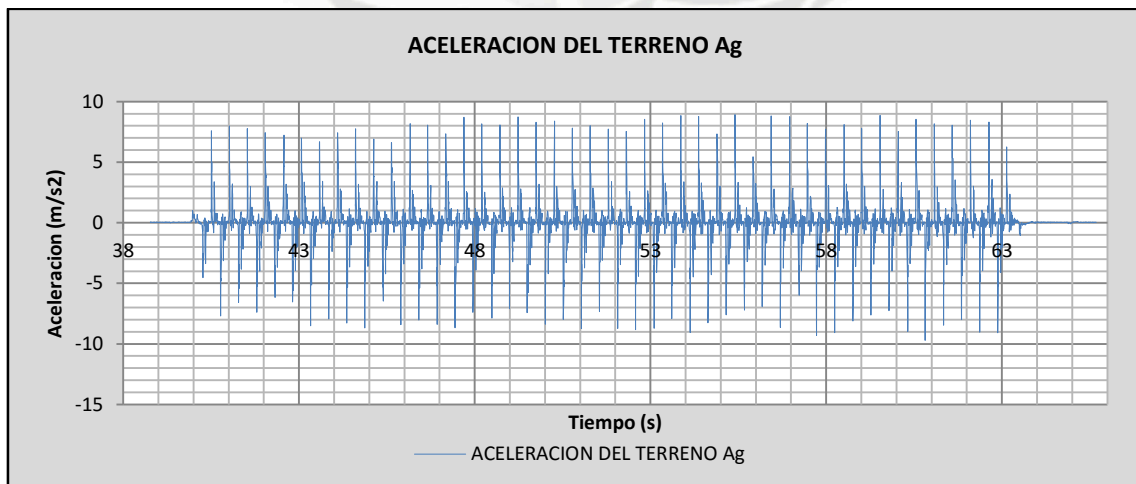
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.5	2	12.57	0.5	0.0015	9.710000	0.9898063



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.580078

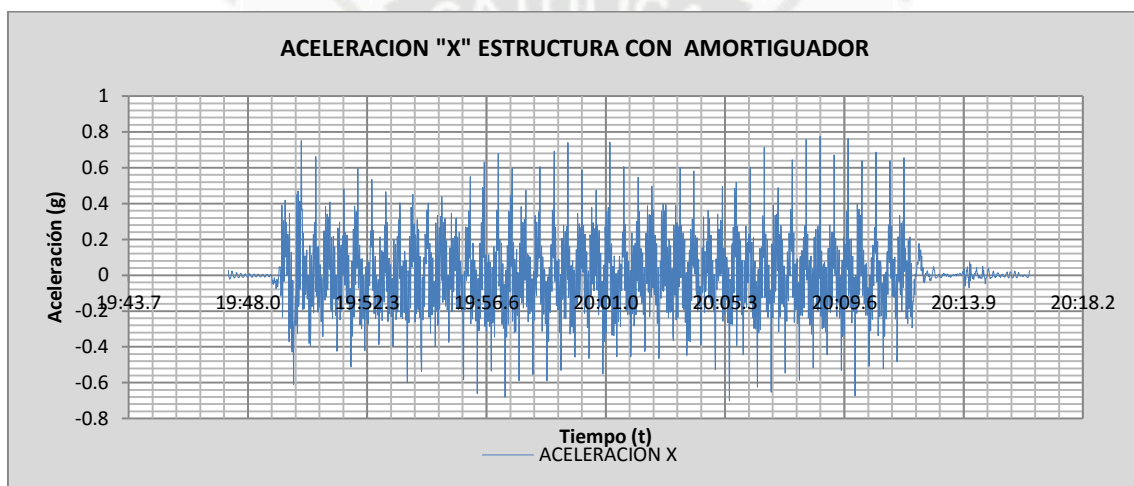


VALOR MAX. DE ACELERACION: 9.710000

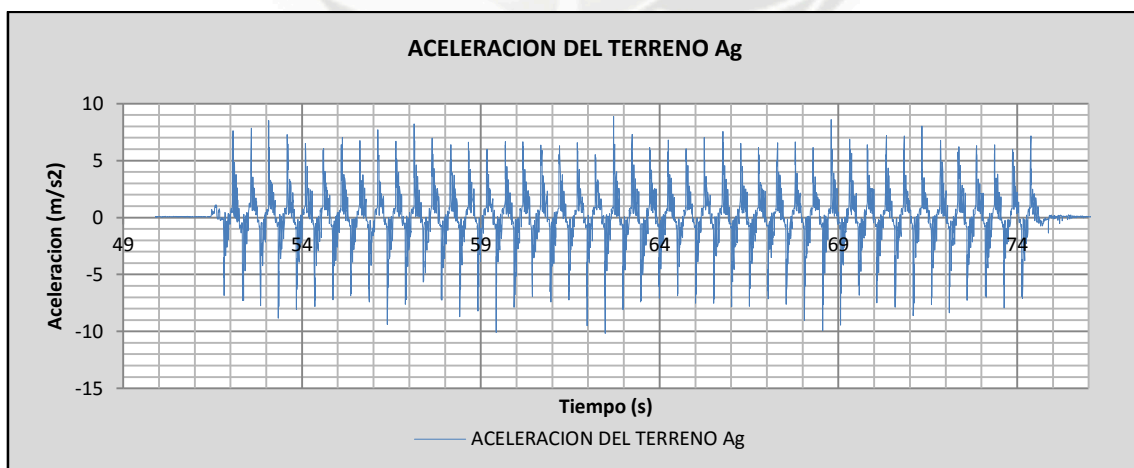
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.5	2	12.57	0.5	0.0015	10.174160	1.0371213



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.775131

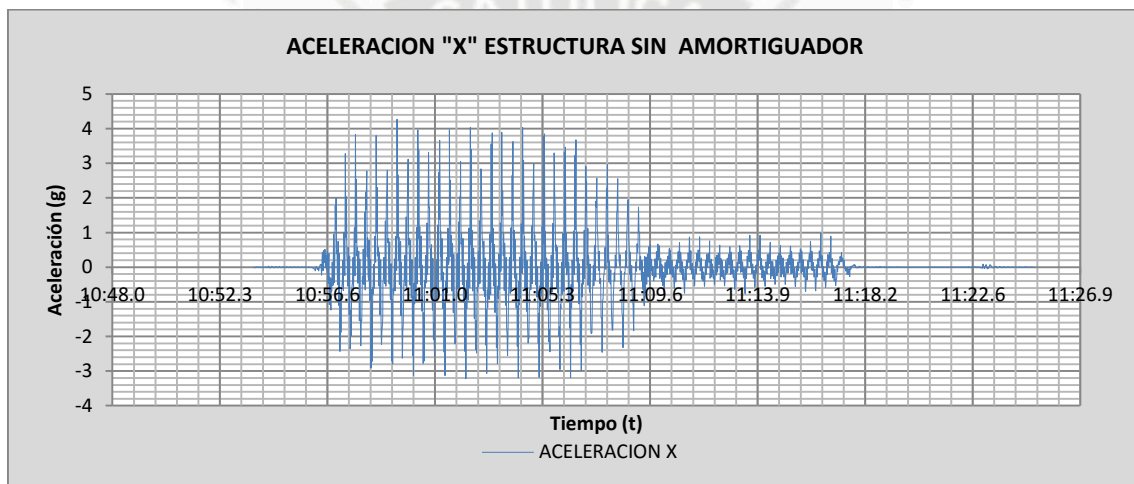


VALOR MAX. DE ACELERACION: 10.174160

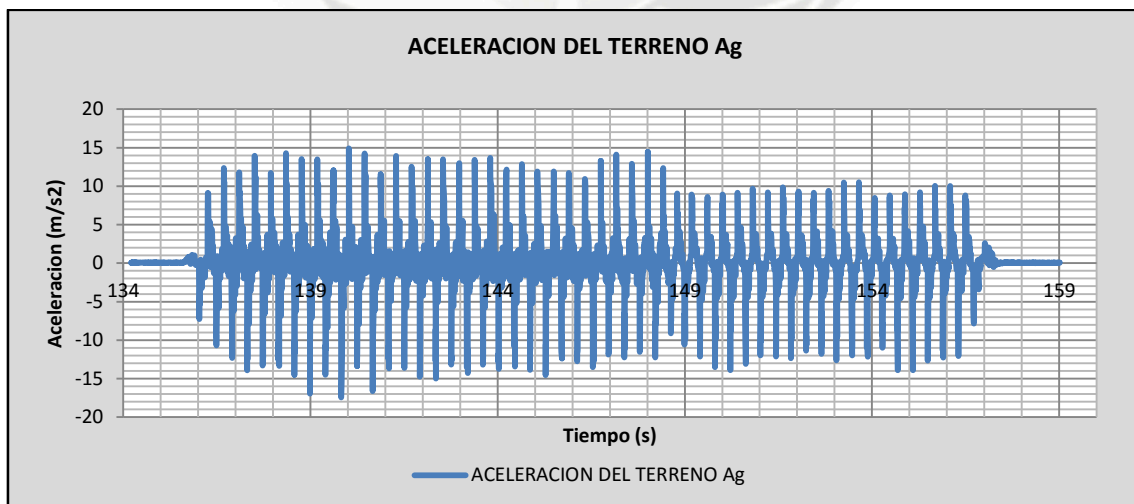
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.5	2.5	15.71	0.4	0.0015	17.438168	1.777591



VALOR MAX. DE ACELERACION: 4.270660

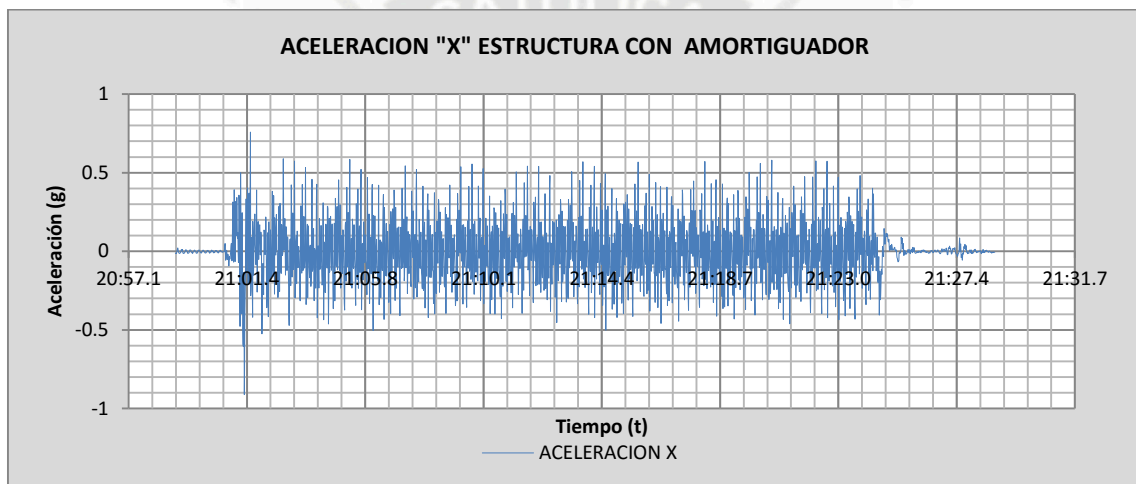


VALOR MAX. DE ACELERACION: 17.438168

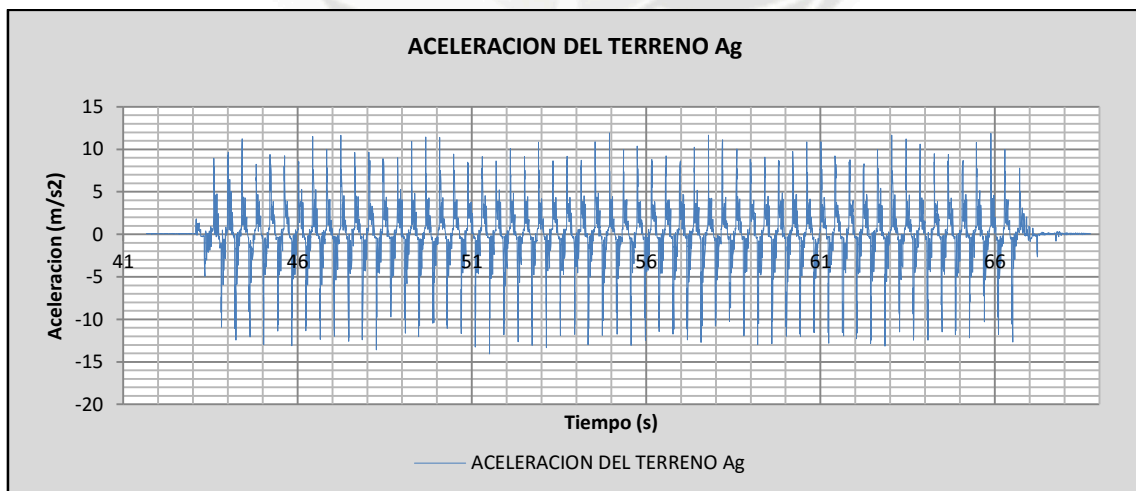
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.5	2.5	15.71	0.4	0.0015	14.062344	1.4334703



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.911942

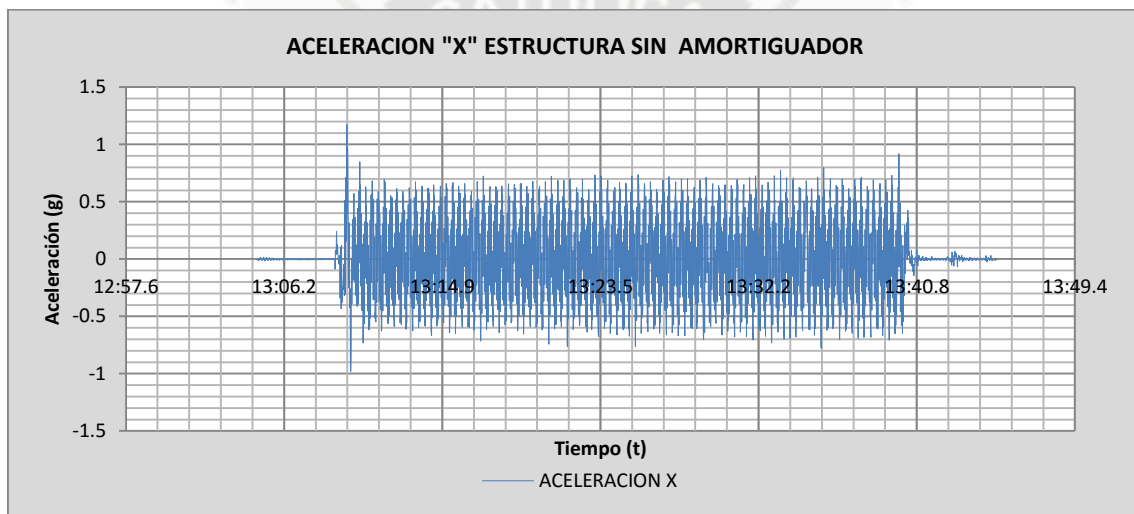


VALOR MAX. DE ACELERACION: 14.062344

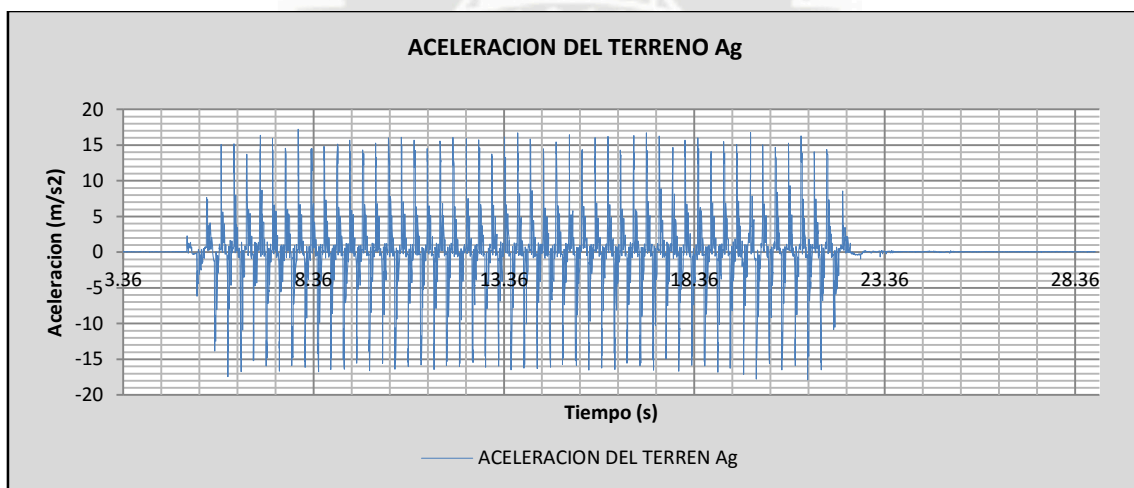
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.5	3	18.85	0.3333333	0.0015	17.891869	1.8238398



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.173279

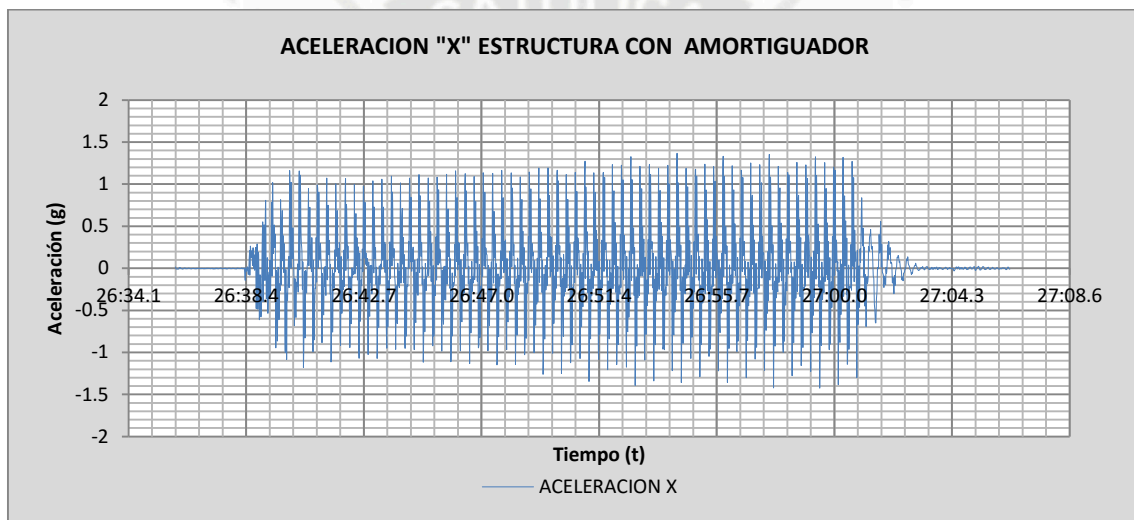


VALOR MAX. DE ACELERACION: 17.891869

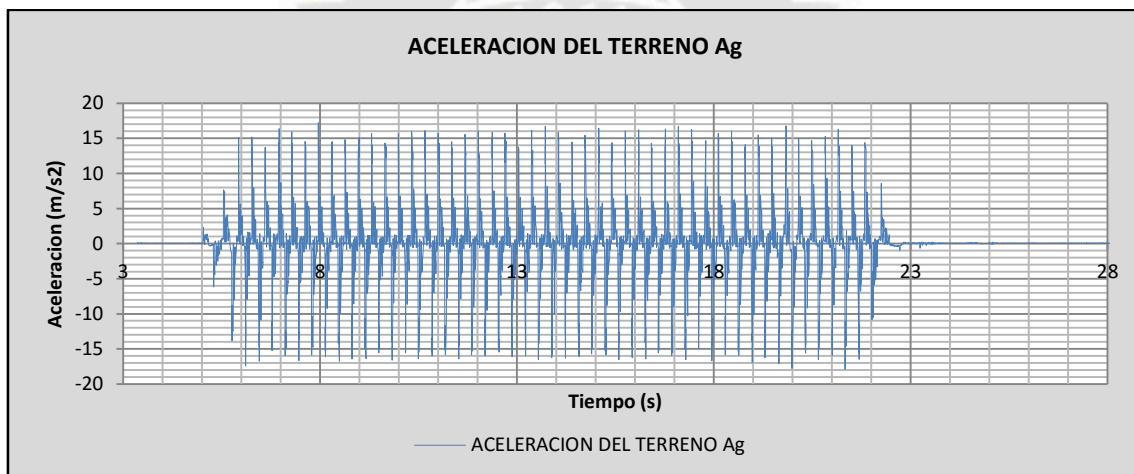
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t^2)	A/g
1.5	3	18.85	0.3333333	0.0015	17.891869	1.8238398



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.424606

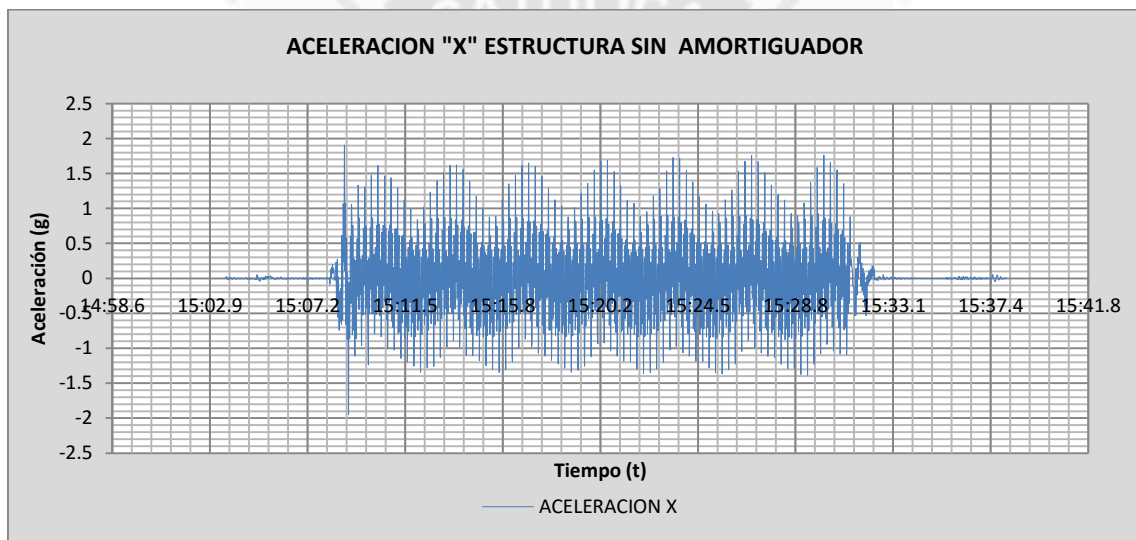


VALOR MAX. DE ACELERACION: 17.891869

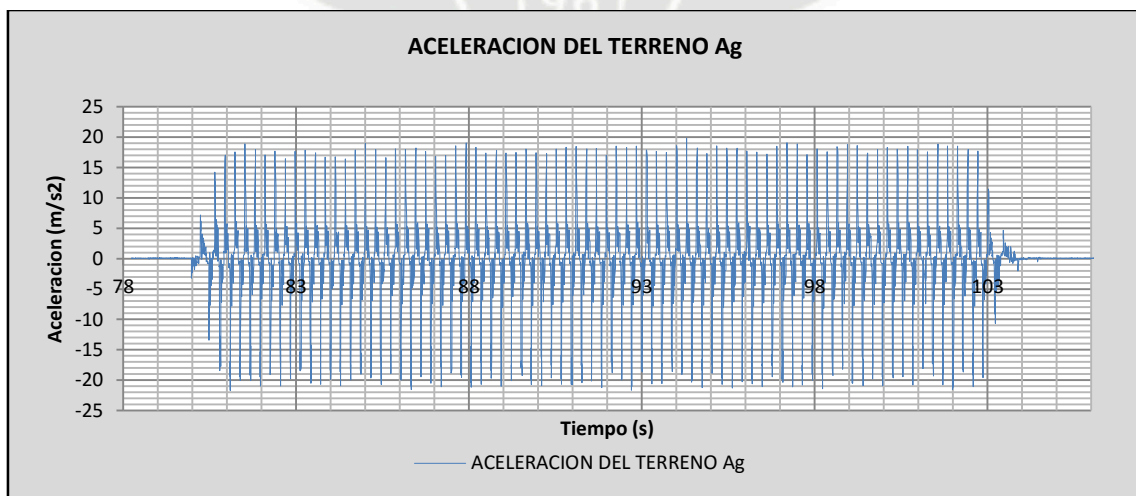
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.5	3.5	21.99	0.2857142	0.0015	21.654358	2.2073759



VALOR MAX. DE ACCELERACION: 1.947723

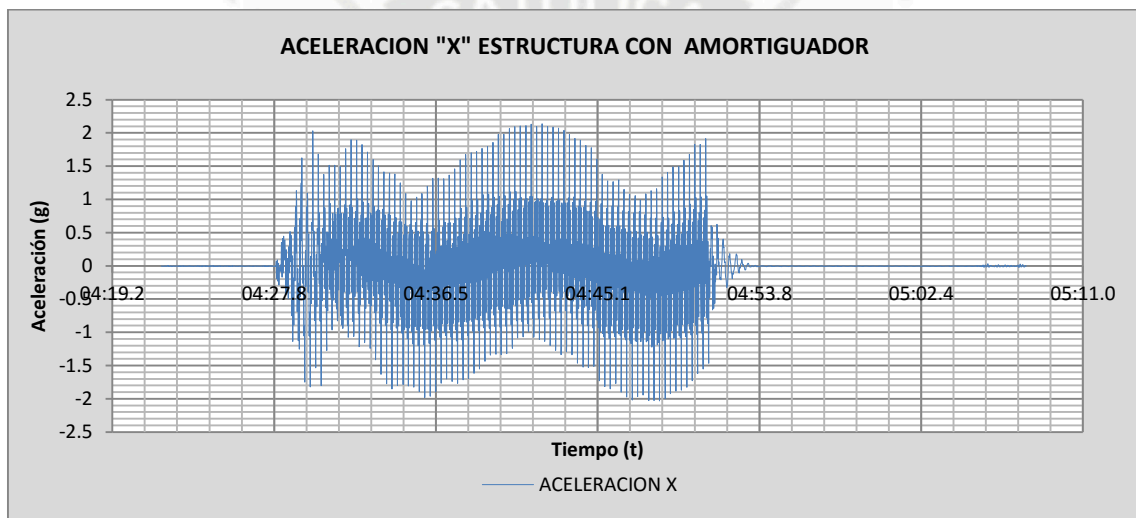


VALOR MAX. DE ACCELERACION: 21.654358

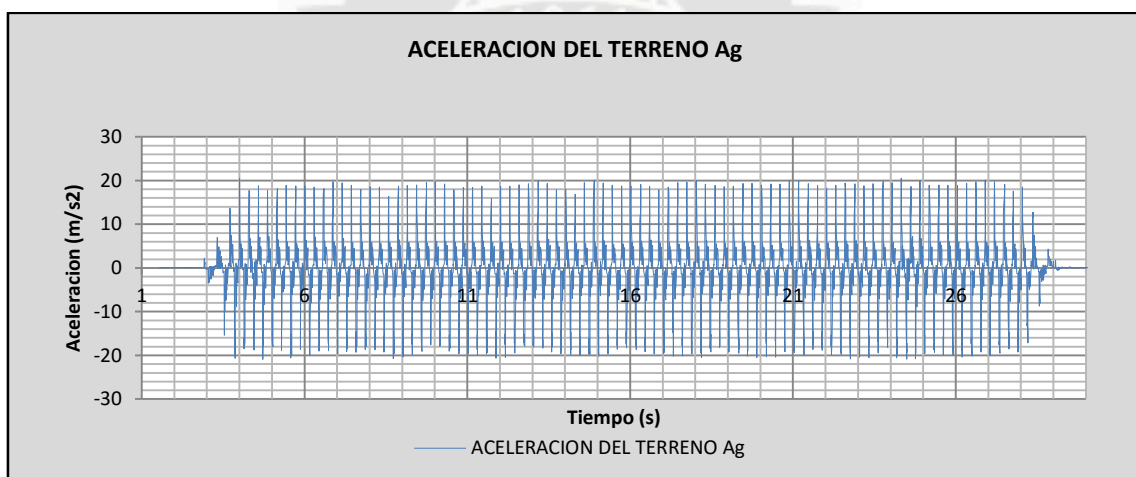
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.5	3.5	21.99	0.2857142	0.0015	20.912155	2.1317181



VALOR MAX. DE ACELERACION: 2.137787

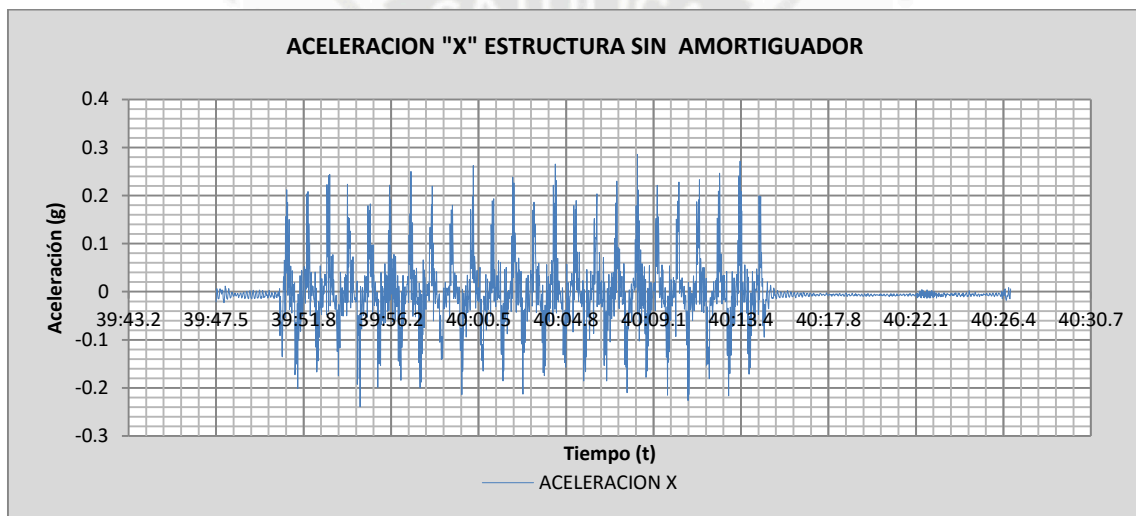


VALOR MAX. DE ACELERACION: 20.912155

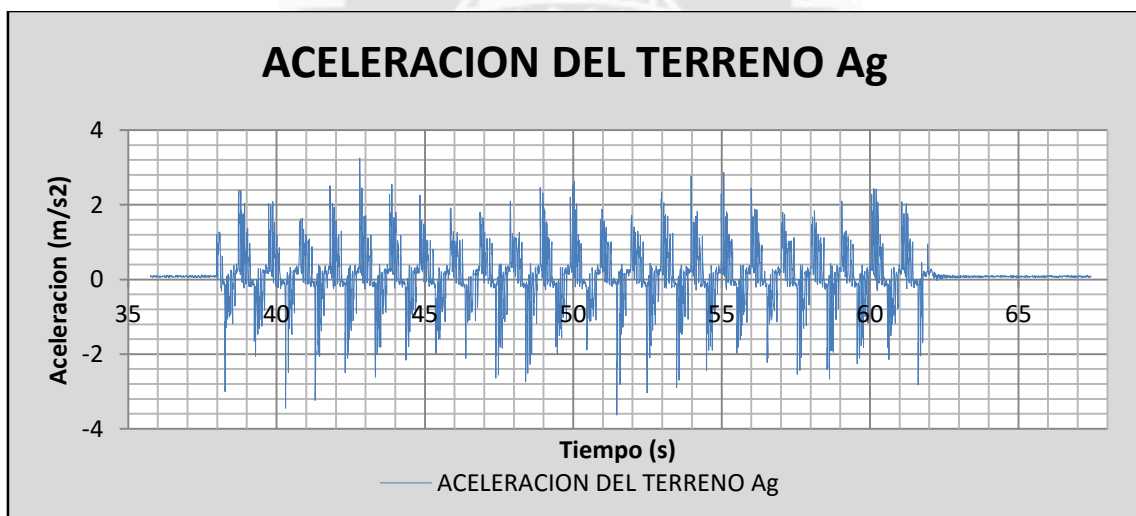
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.7	1	6.28	1	0.0017	3.632004	0.3702348



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.285751

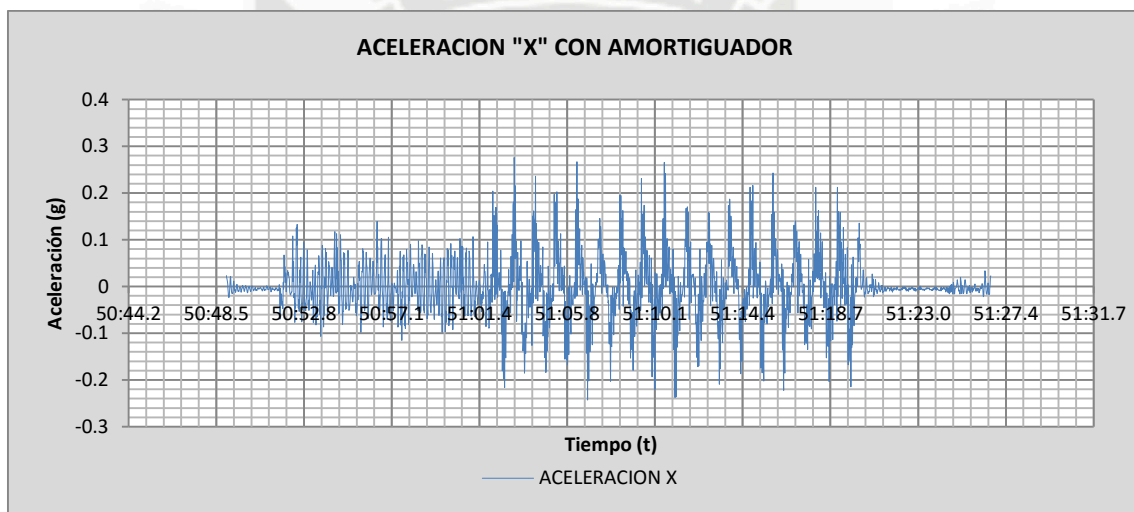


VALOR MAX. DE ACELERACION: 3.632004

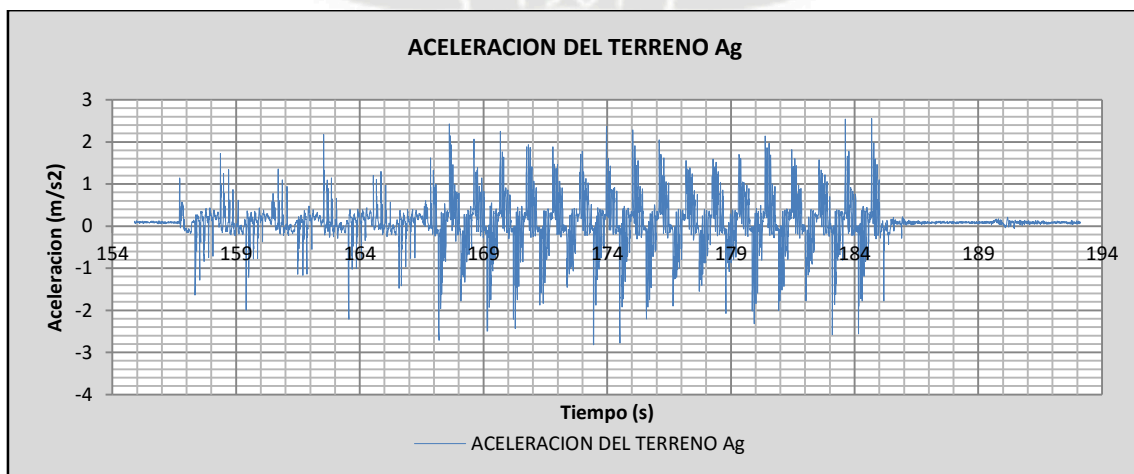
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	20s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg
MASA DEL AMORTIGUADOR	0.420 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t^2)	A/g
1.7	1	6.28	1	0.0017	2.820370	0.2874994



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.276077

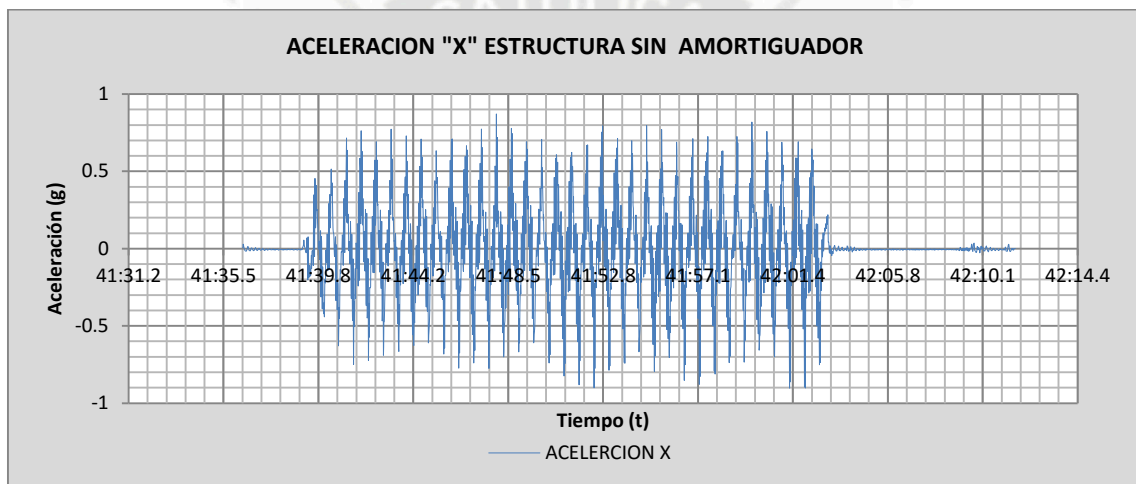


VALOR MAX. DE ACELERACION: 2.820370

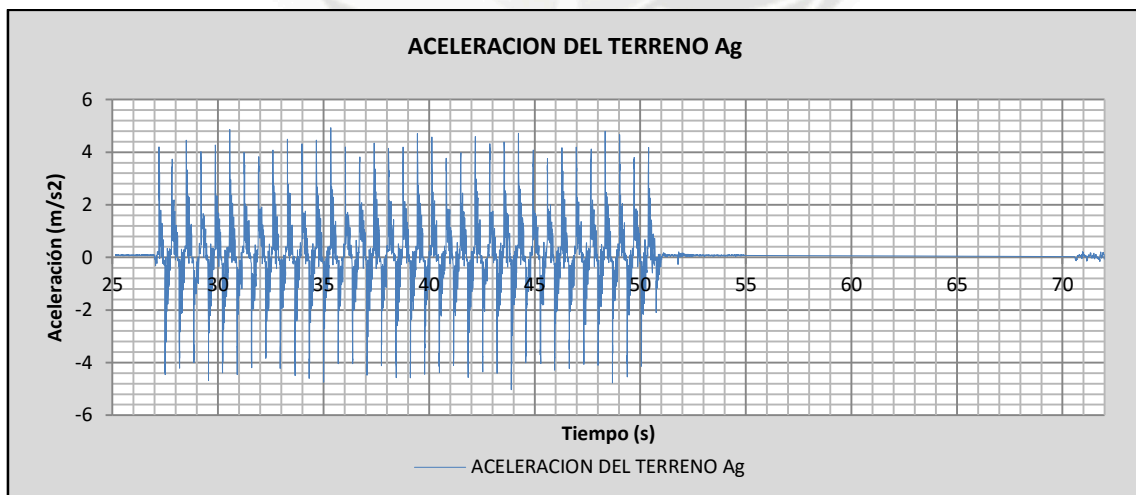
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.7	1.5	9.42	0.6666666	0.0017	5.031415	0.512863



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.903229

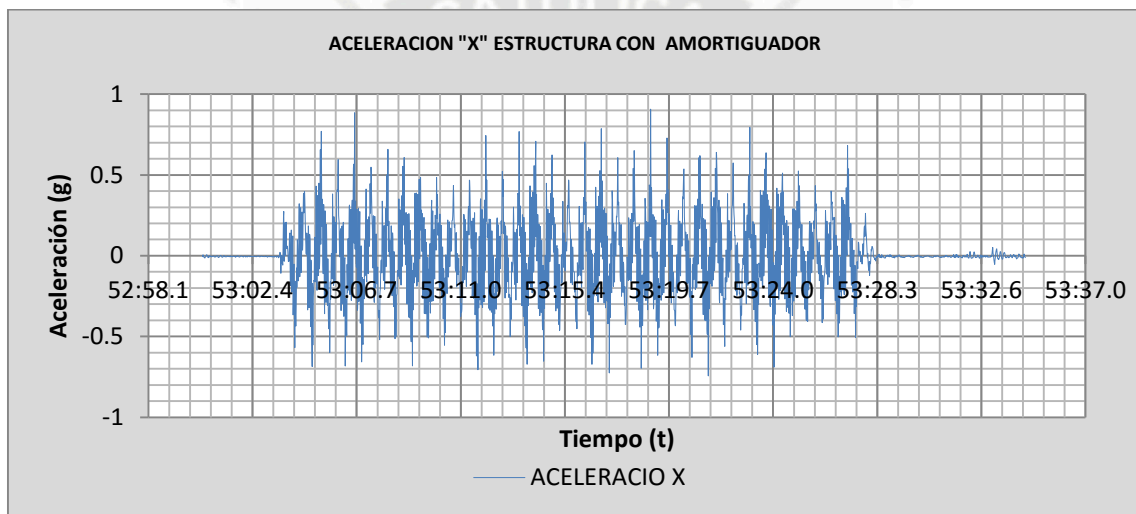


VALOR MAX. DE ACELERACION: 5.031415

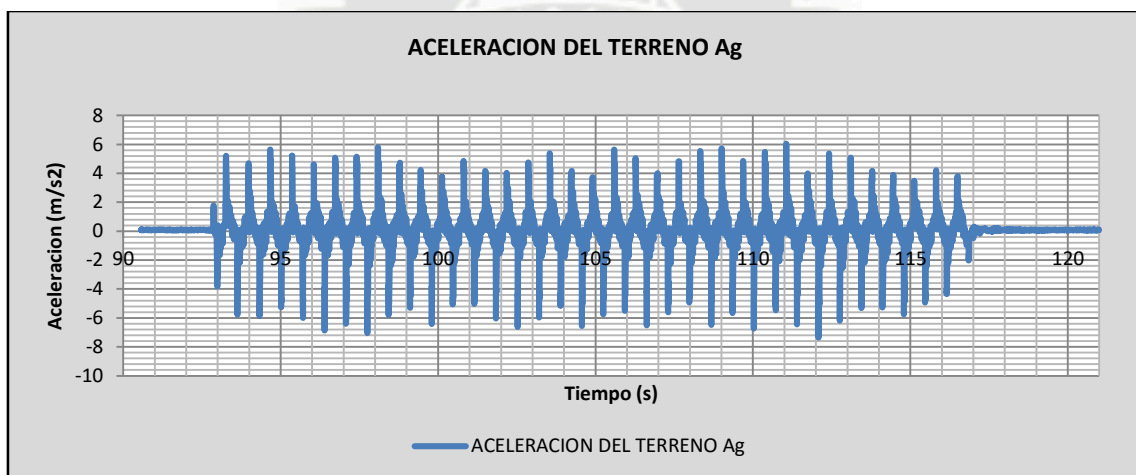
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.7	1.5	9.42	0.6666666	0.0017	7.346608	0.748896



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.907227

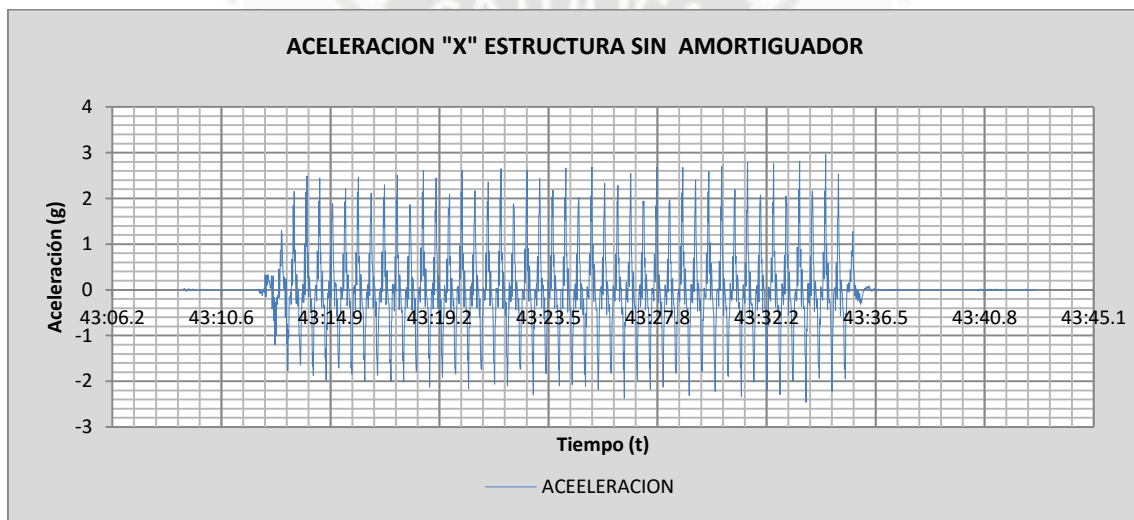


VALOR MAX. DE ACELERACION: 7.346608

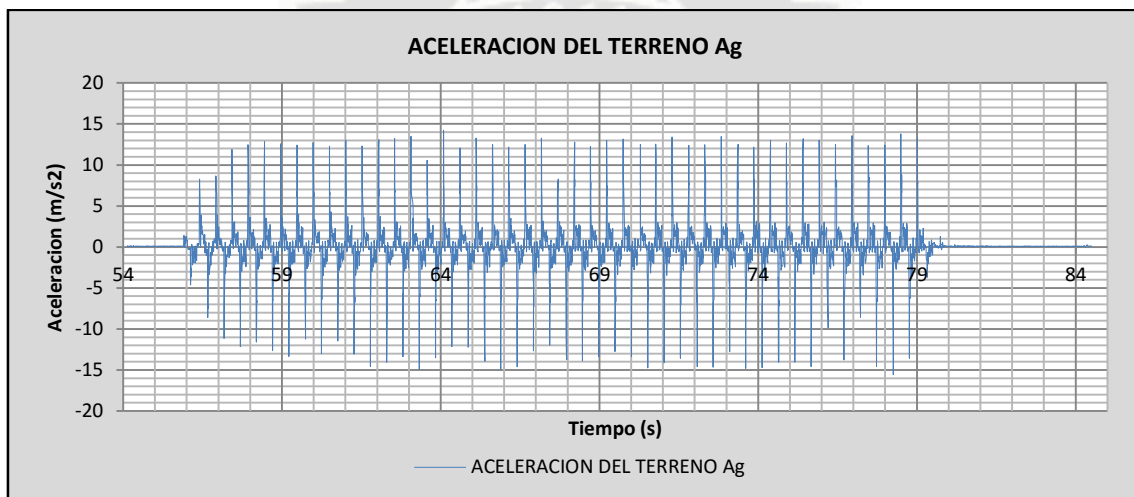
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.7	2	12.57	0.5	0.0017	15.576676	1.587836



VALOR MAX. DE ACELERACION: 2.960907

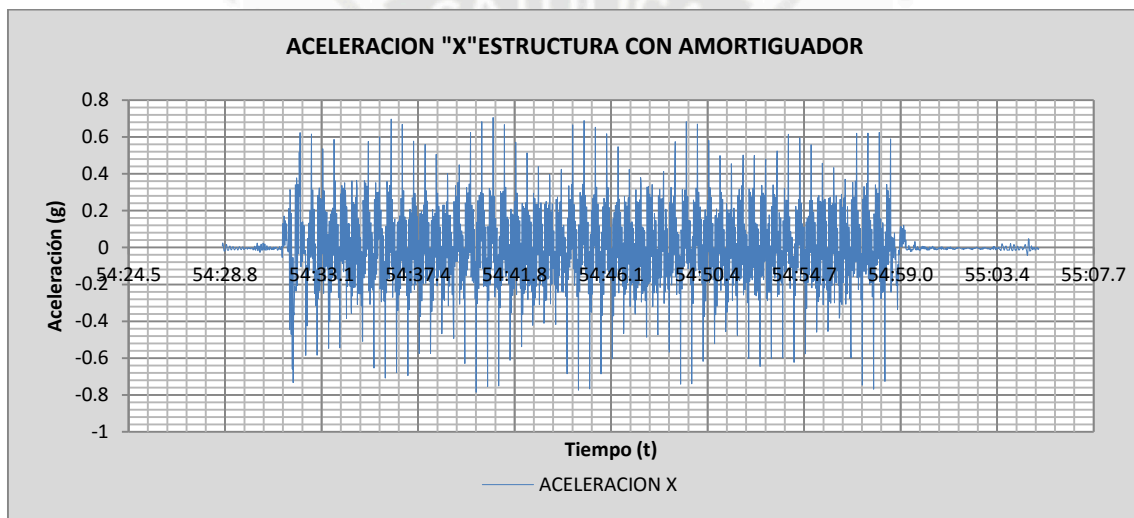


VALOR MAX. DE ACELERACION: 15.576676

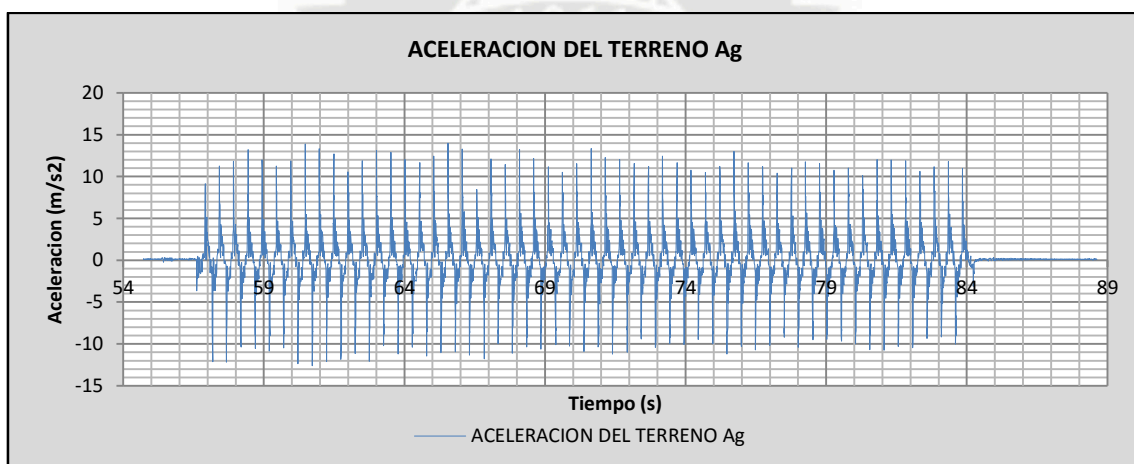
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.7	2	12.57	0.5	0.0017	13.990000	1.42609582



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.785400

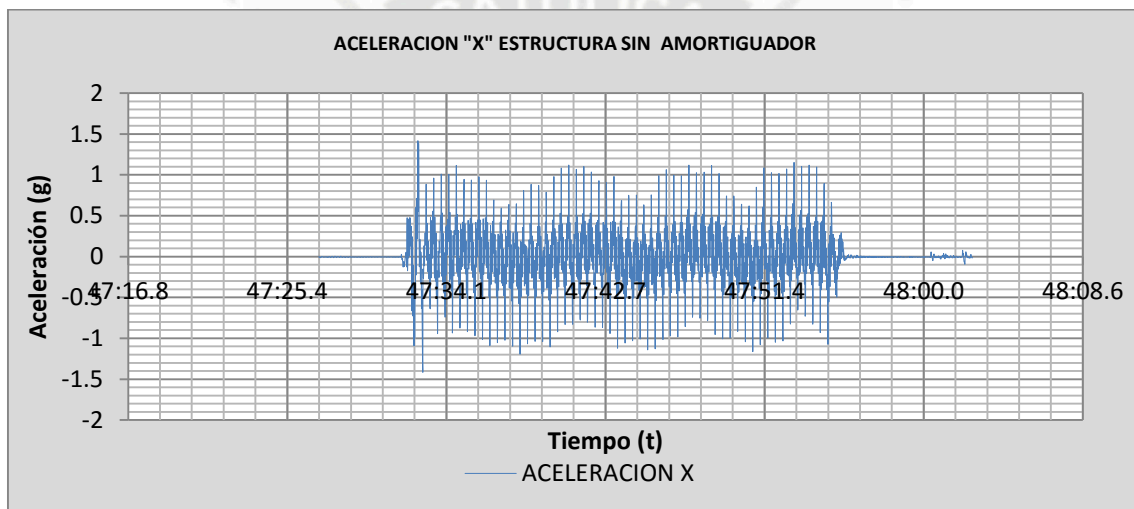


VALOR MAX. DE ACELERACION: 13.990000

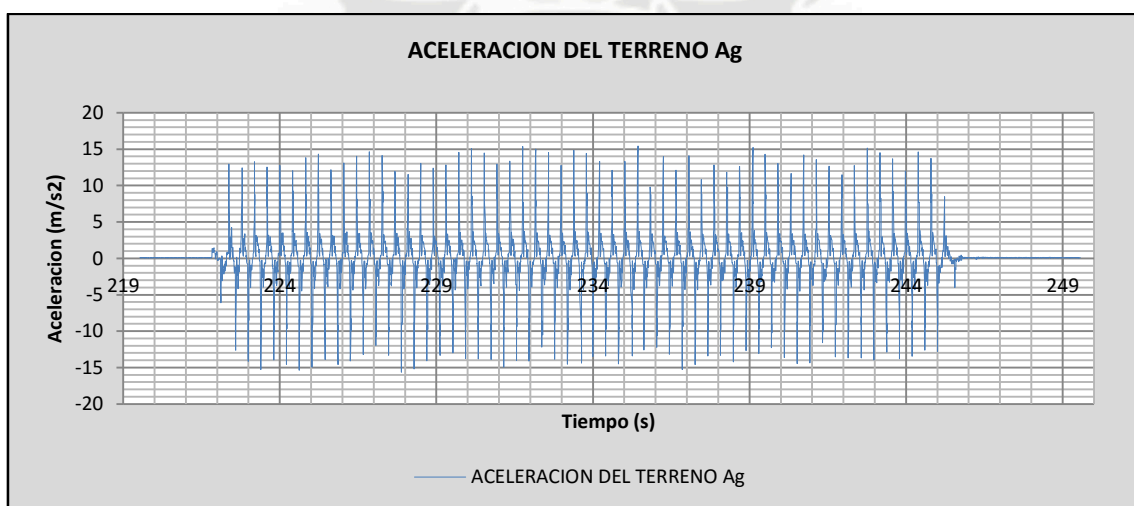
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.7	2.5	15.71	0.4	0.0017	15.637729	1.594060



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.417297

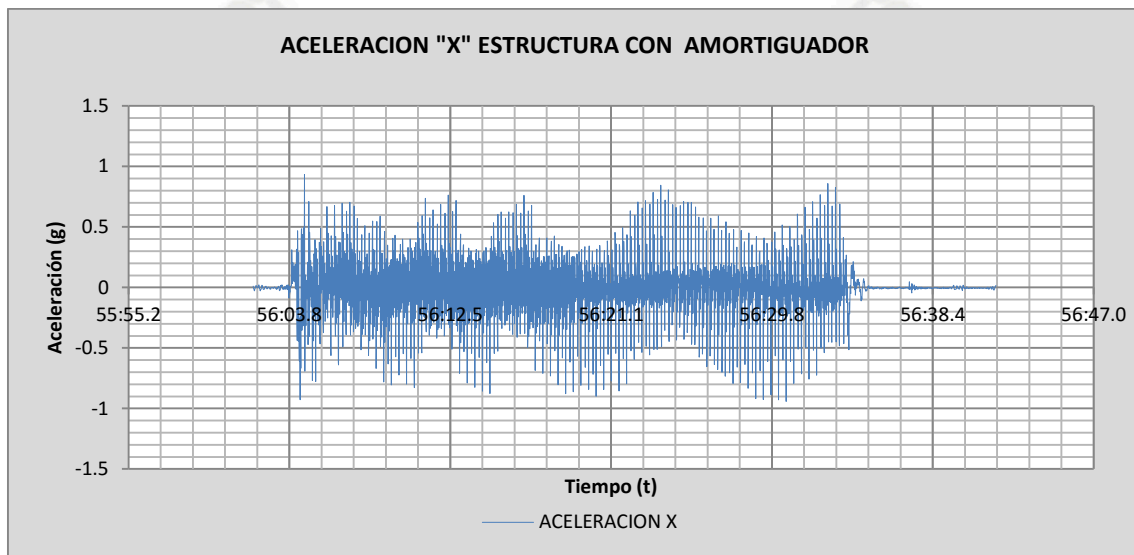


VALOR MAX. DE ACELERACION: 15.637729

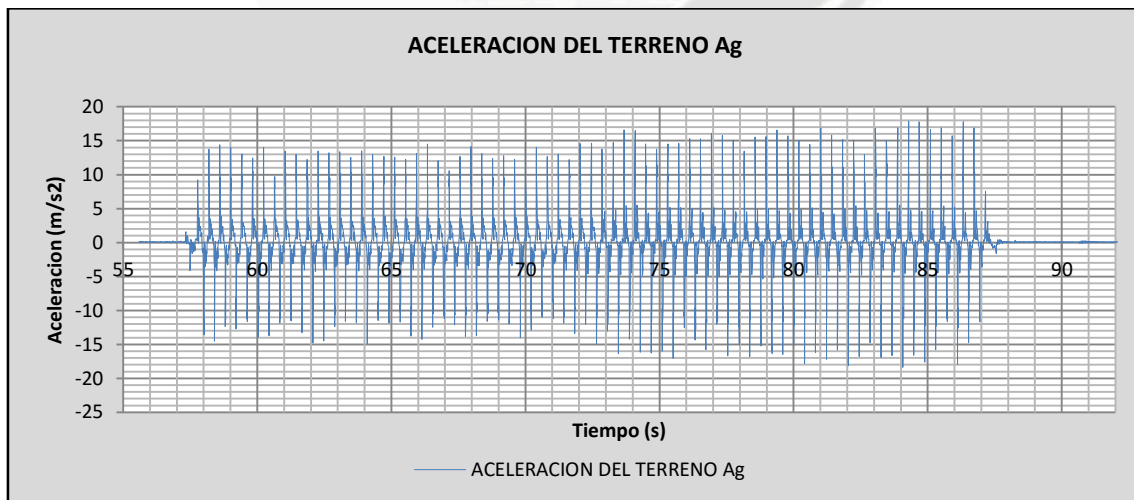
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.7	2.5	15.71	0.4	0.0017	18.375498	1.8731394



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.941498

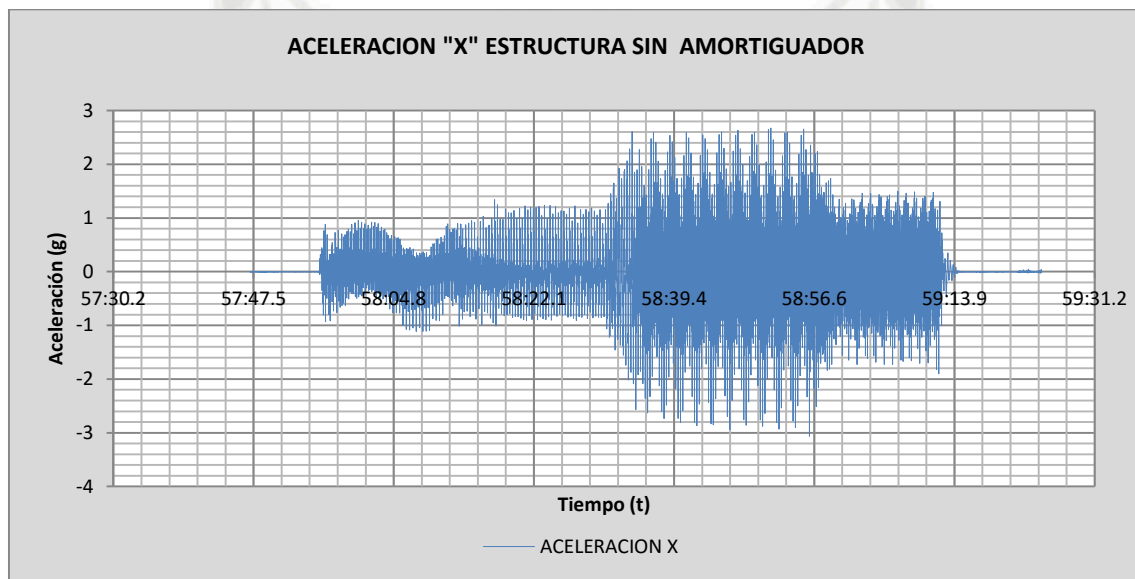


VALOR MAX. DE ACELERACION: 18.375498

HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t^2)	A/g
1.7	2.5-4	0.0017	39.226600	3.99863405



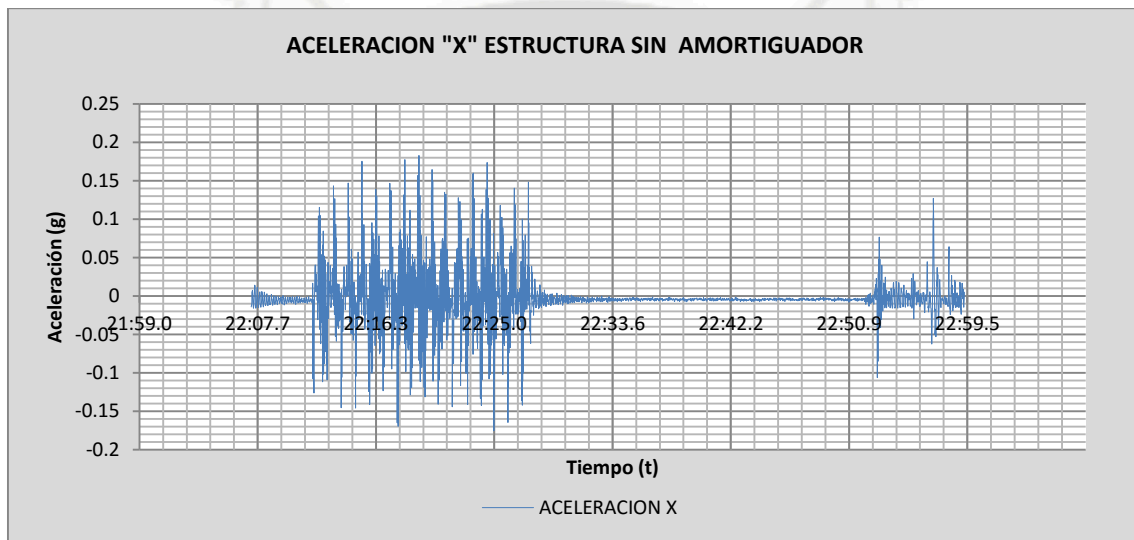


ACELEROGRAMAS MODELO REMACHADO

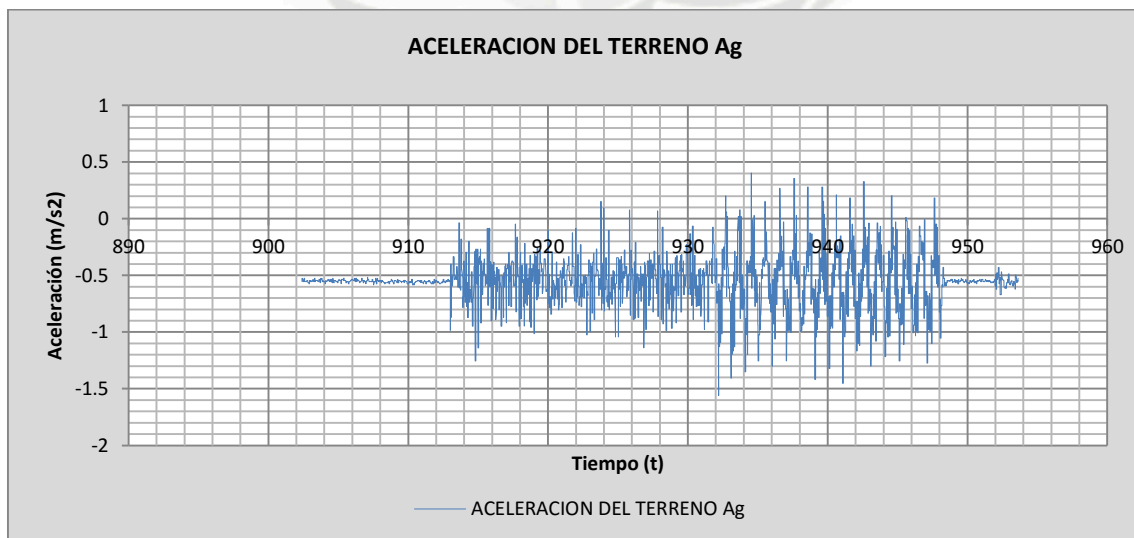
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t ²)	A/g
9	1	6.28	1	0.009	1.560272	0.1590491



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.183105

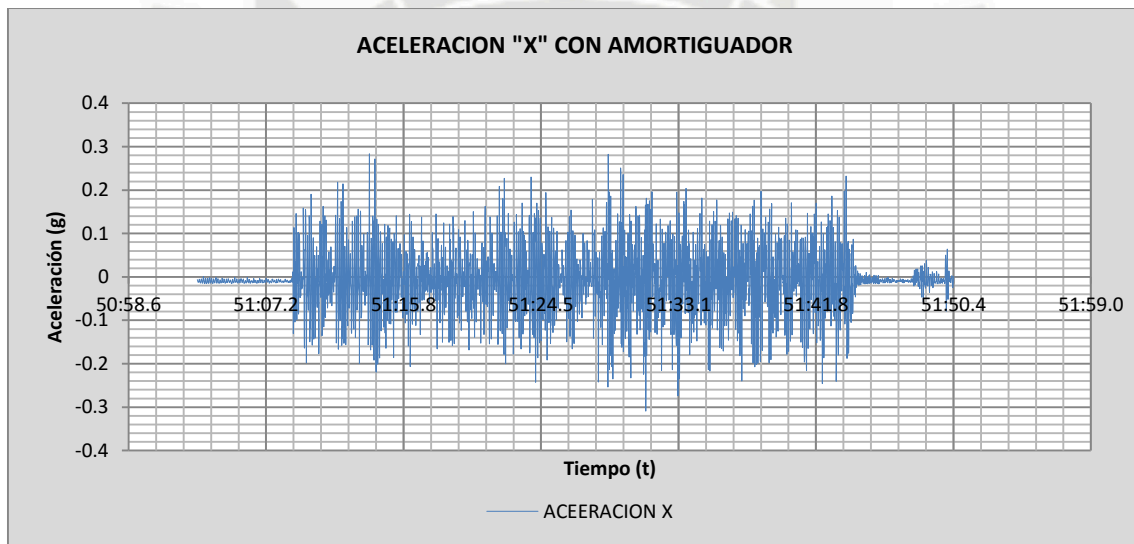


VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.560272

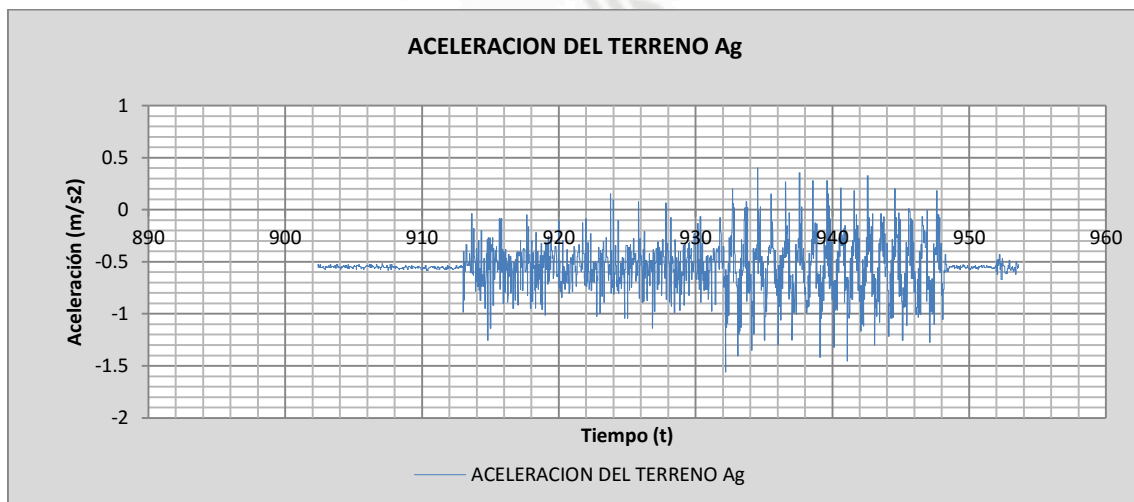
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	20s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg
MASA DEL AMORTIGUADOR	0.420 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
9	1	6.28	1	0.009	1.560272	0.1590491



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.30909729

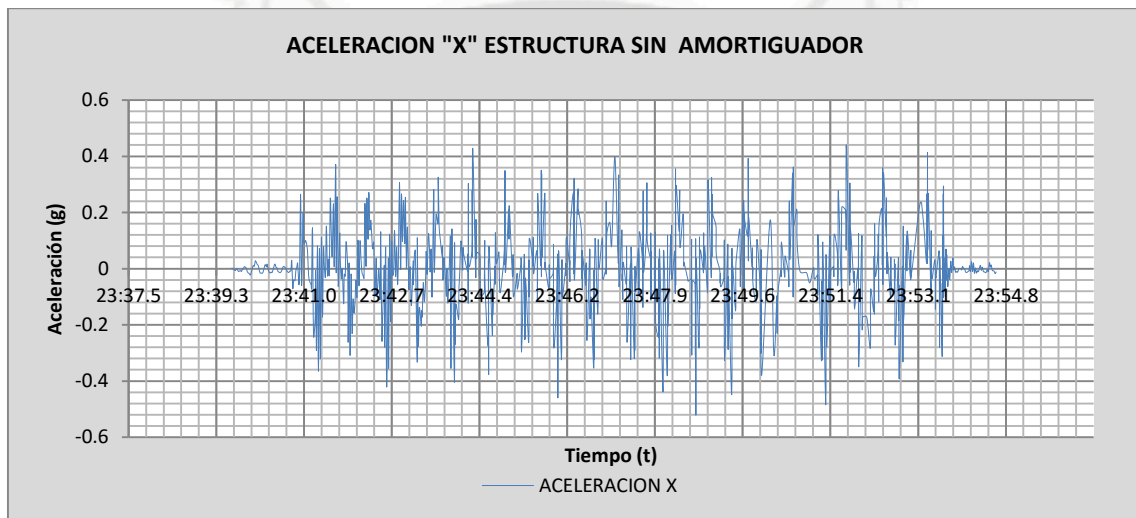


VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.560272

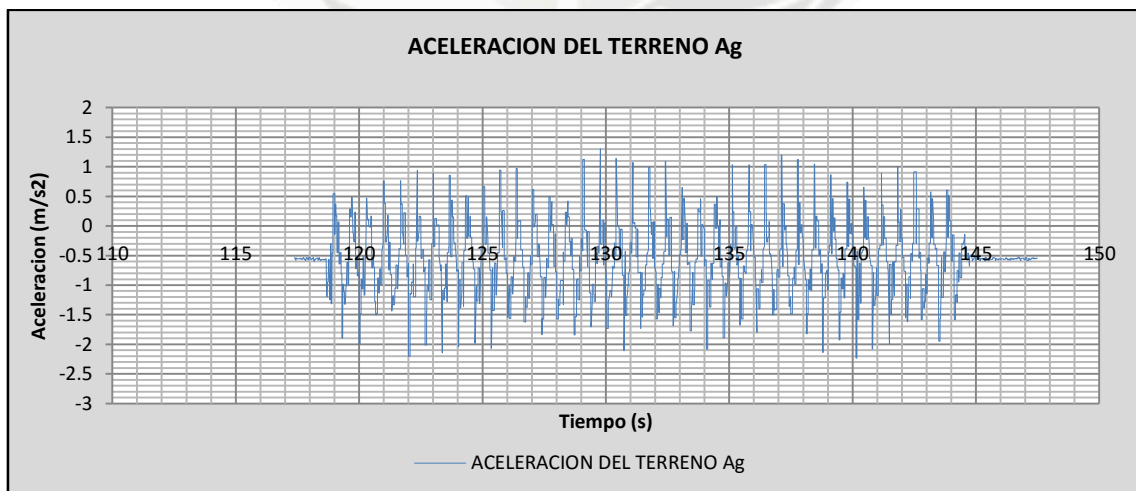
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
9	1.5	9.42	0.6666666	0.009	2.230592	0.2273794



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.521515

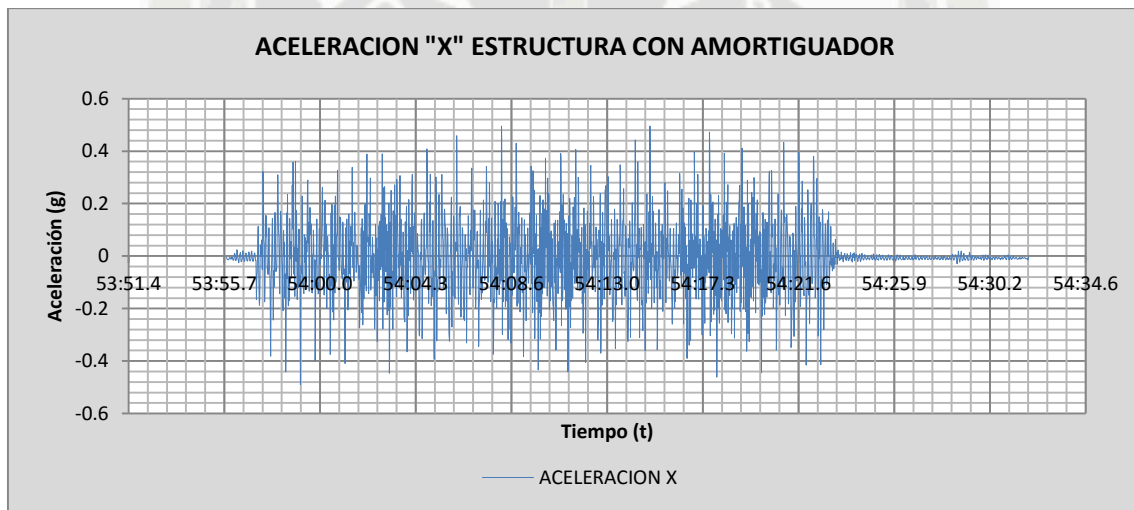


VALOR MAX. DE ACELERACION: 2.230592

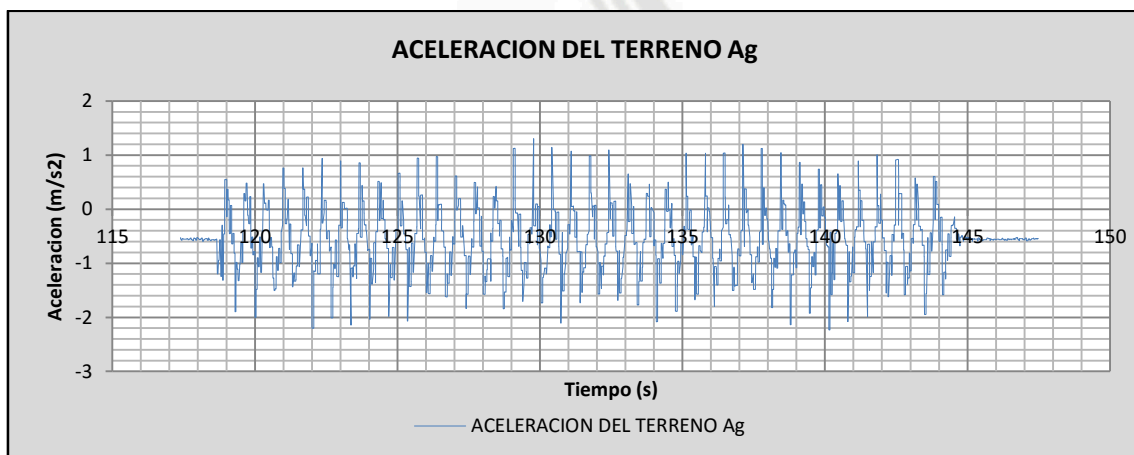
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
9	1.5	9.42	0.6666666	0.009	2.230592	0.2273794



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.495438

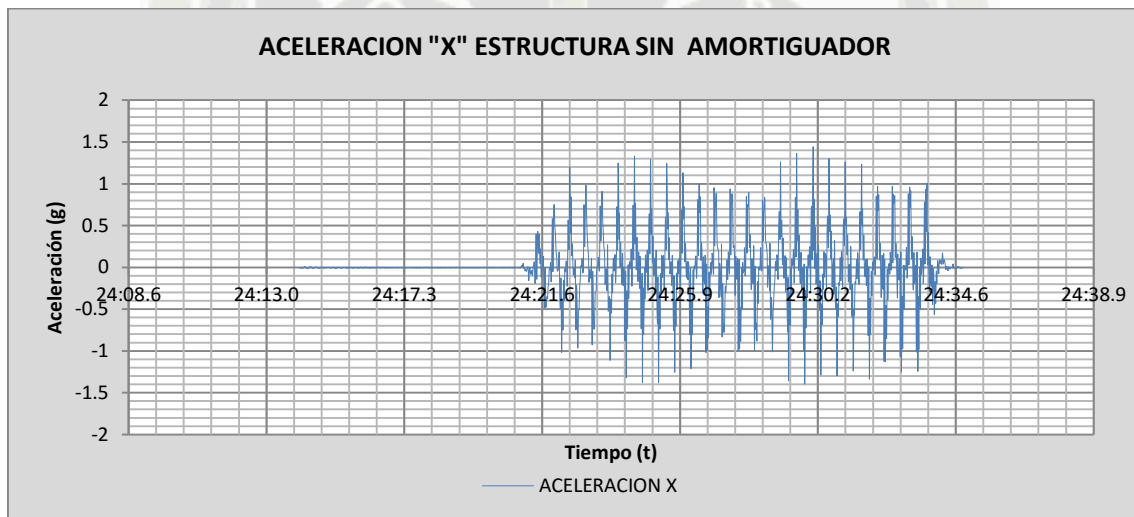


VALOR MAX. DE ACELERACION: 2.230592

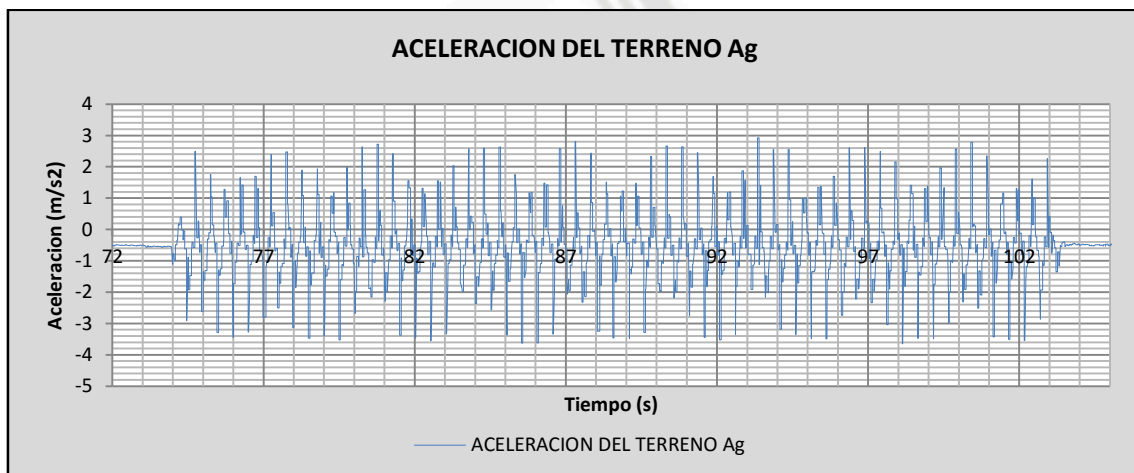
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
9	2	12.57	0.5	0.009	3.647840	0.3718491



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.443237

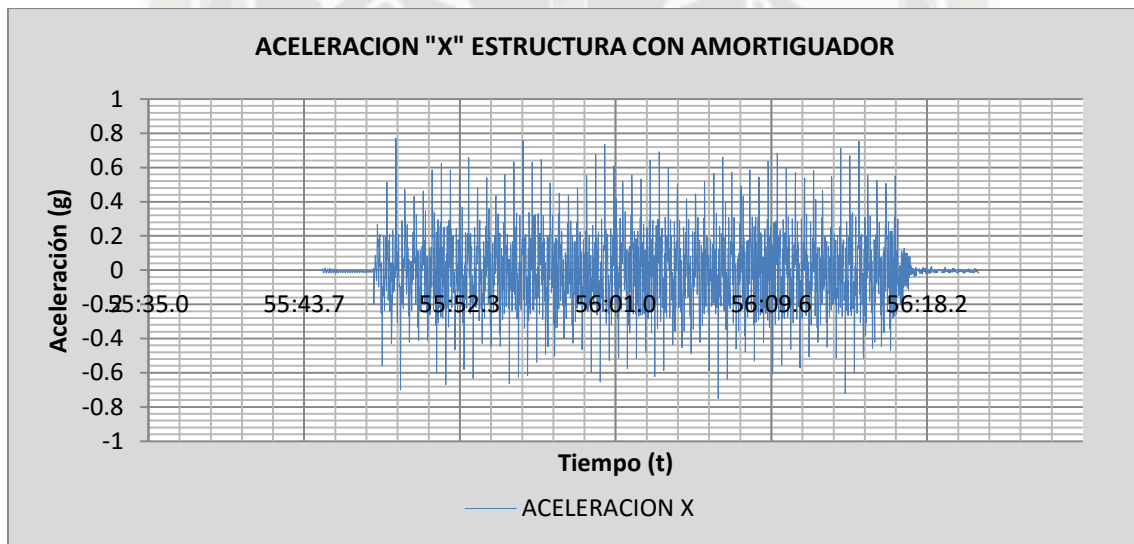


VALOR MAX. DE ACELERACION: 3.647840

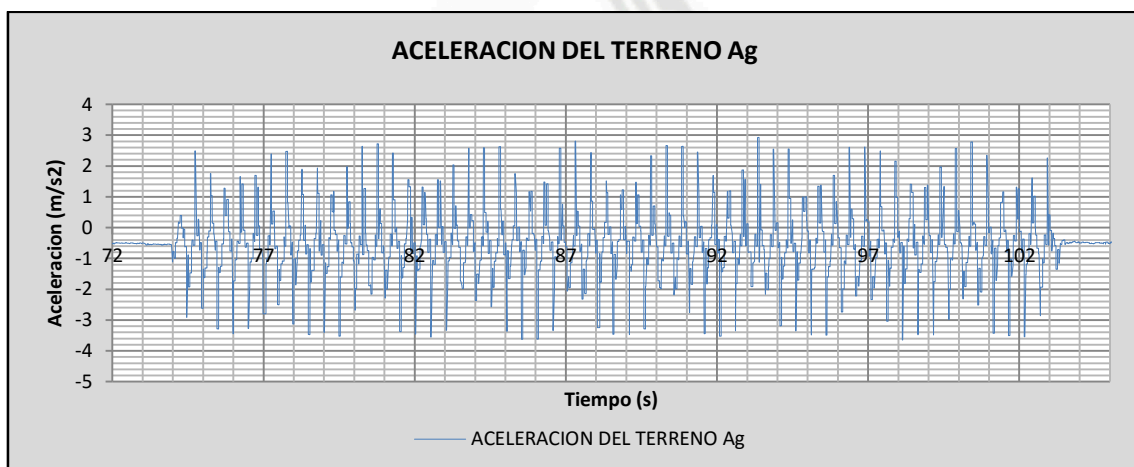
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
9	2	12.57	0.5	0.009	3.619112	0.3689206



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.771912

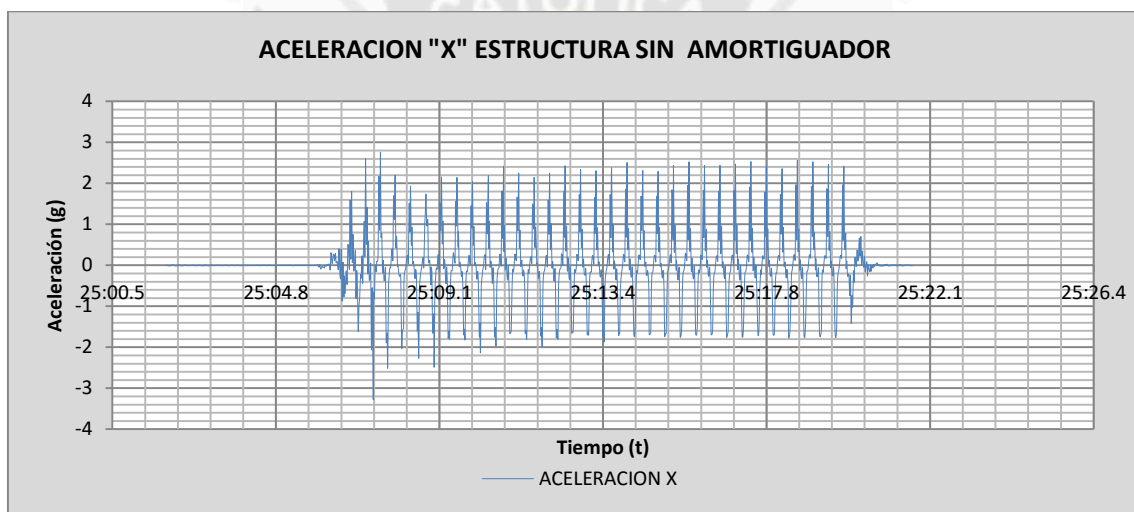


VALOR MAX. DE ACELERACION: 3.619112

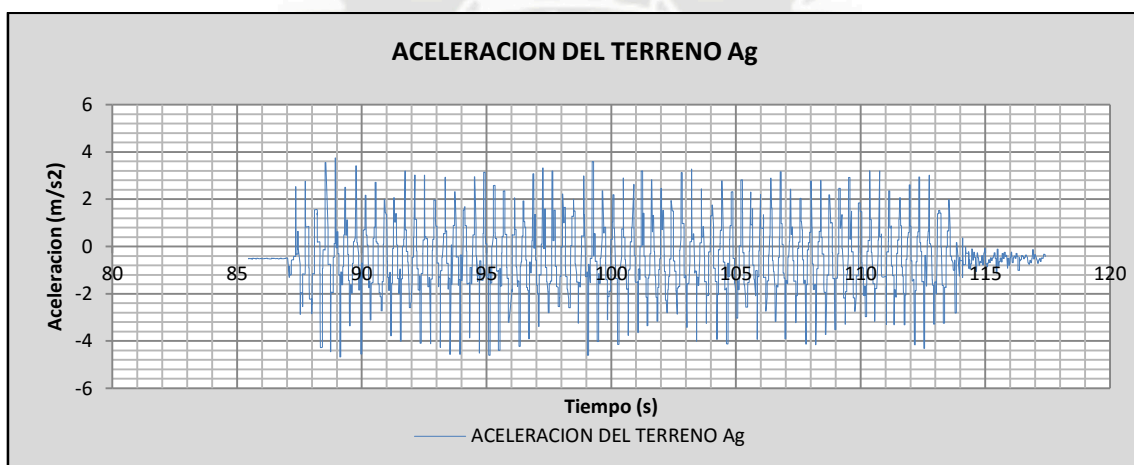
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
9	2.5	15.71	0.4	0.009	4.672472	0.4762968



VALOR MAX. DE ACELERACION: 3.278076

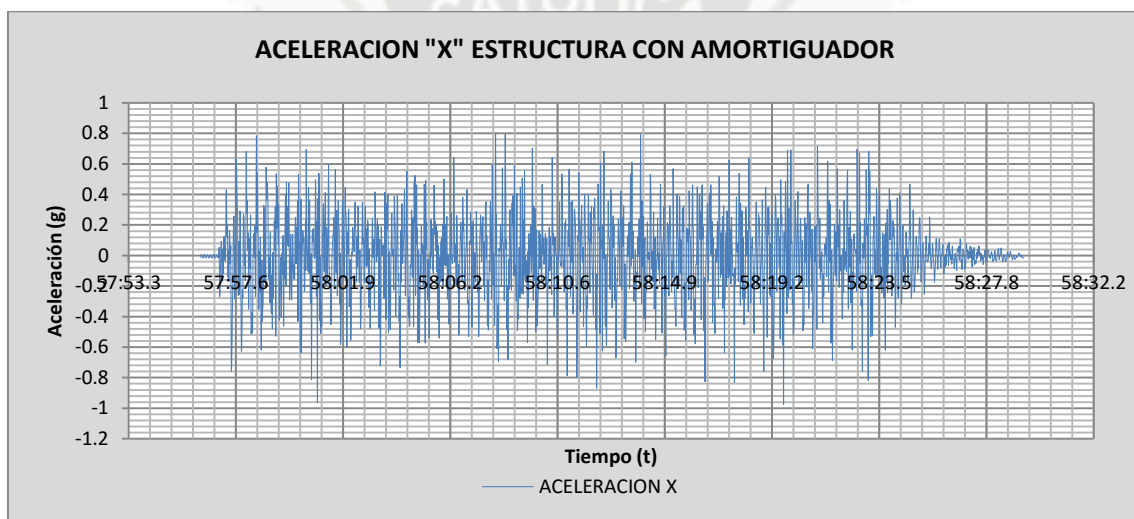


VALOR MAX. DE ACELERACION: 4.672472

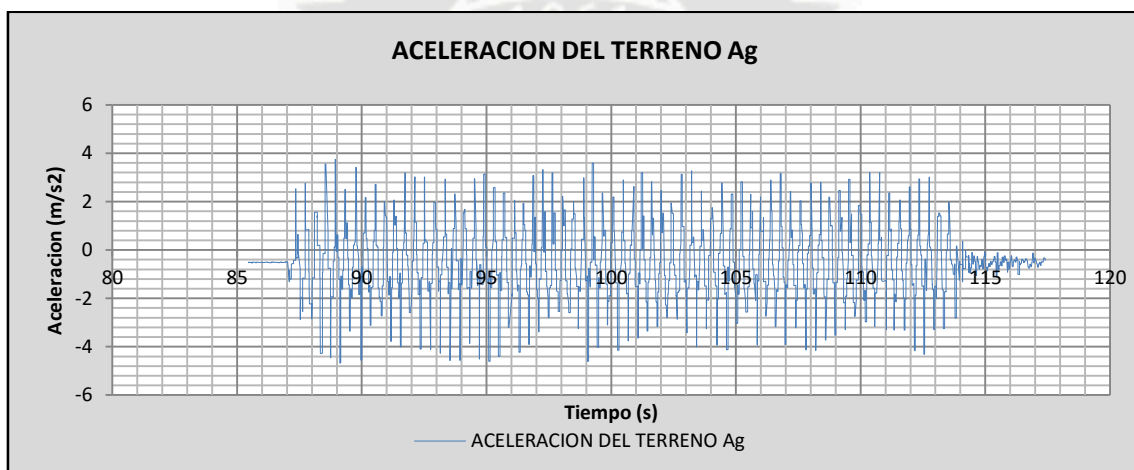
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t ²)	A/g
9	2.5	15.71	0.4	0.009	4.672472	0.4762968



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.975372

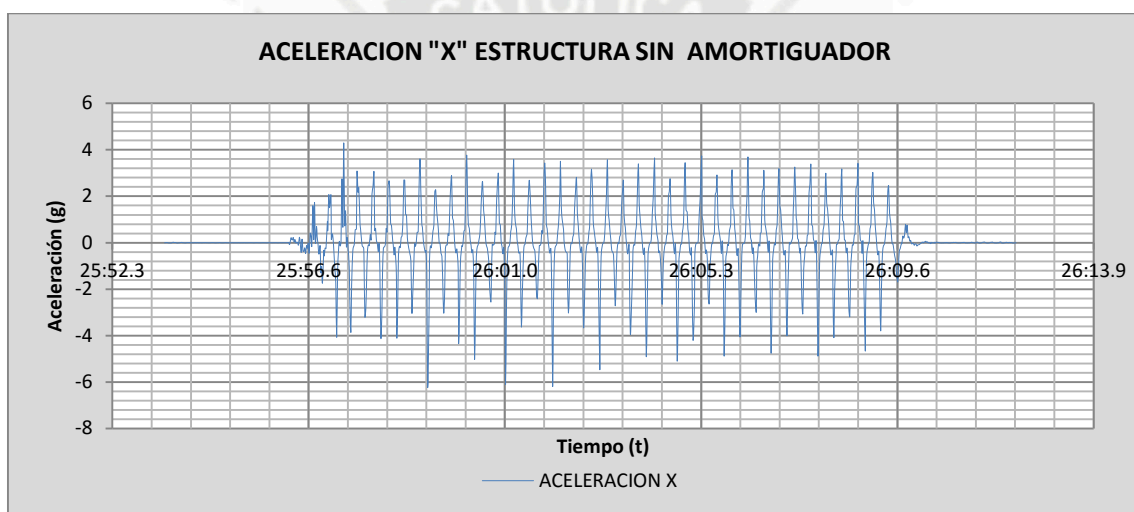


VALOR MAX. DE ACELERACION: 4.672472

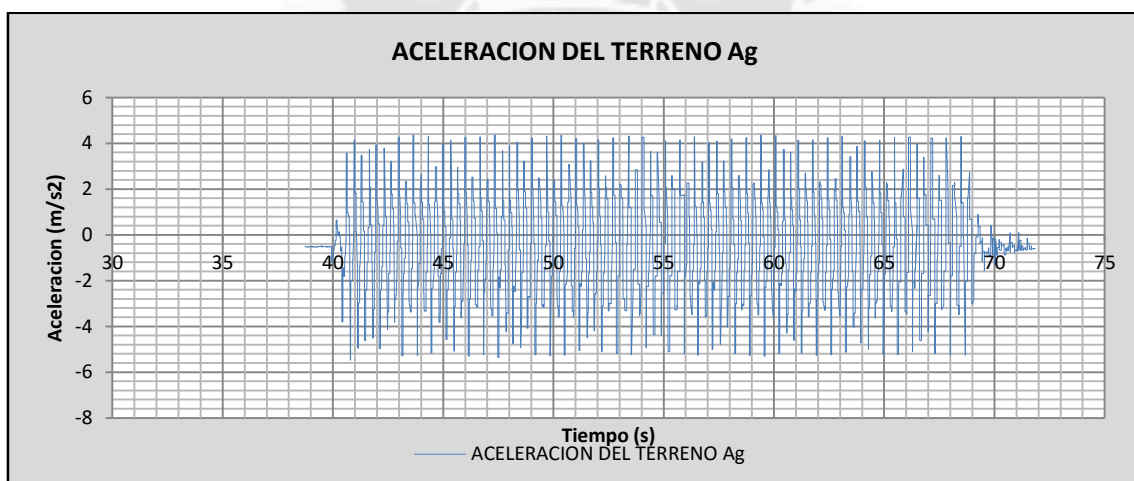
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t ²)	A/g
9	3	18.85	0.3333333	0.009	5.476856	0.5582931



VALOR MAX. DE ACELERACION: 6.240692

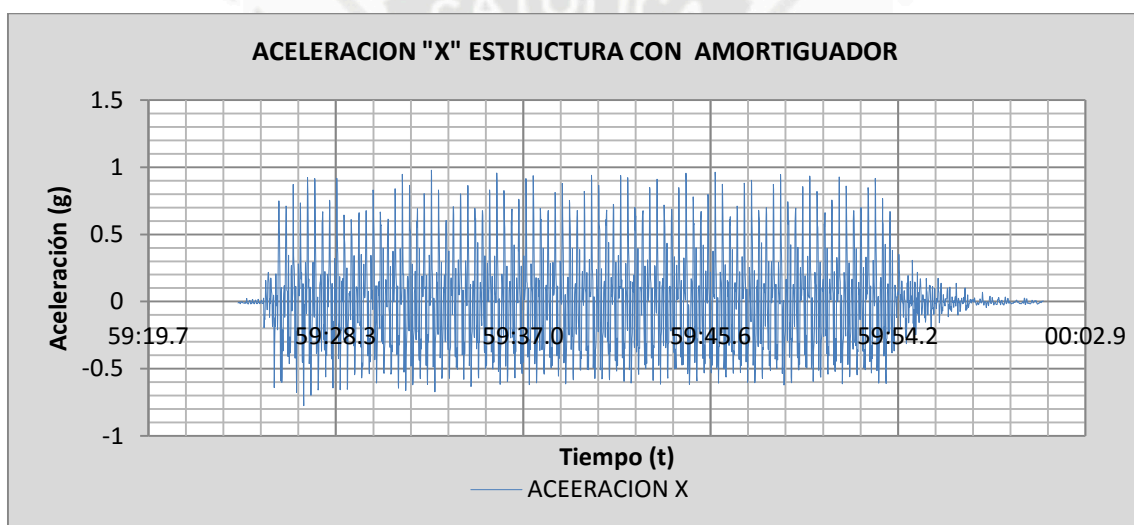


VALOR MAX. DE ACELERACION: 5.476856

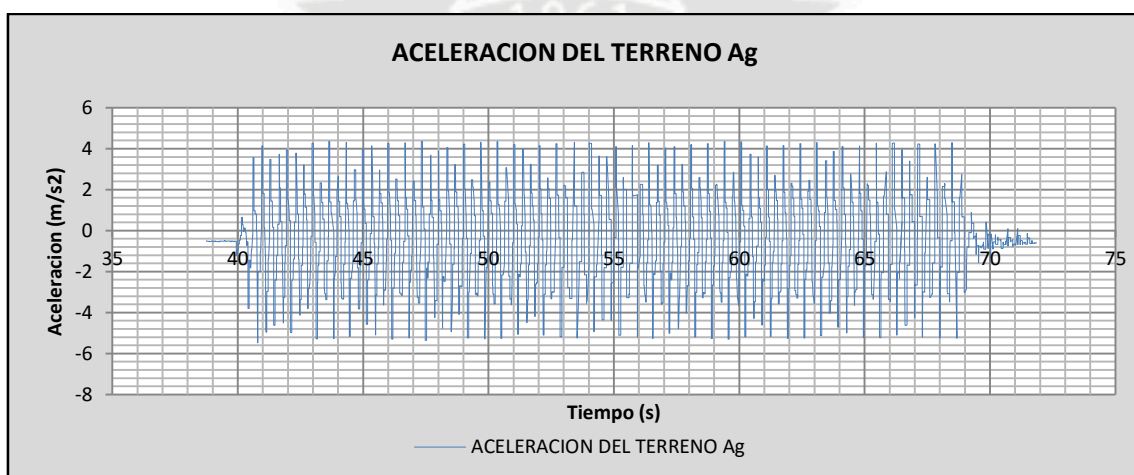
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
9	3	18.85	0.3333333	0.009	5.476856	0.5582931



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.978317

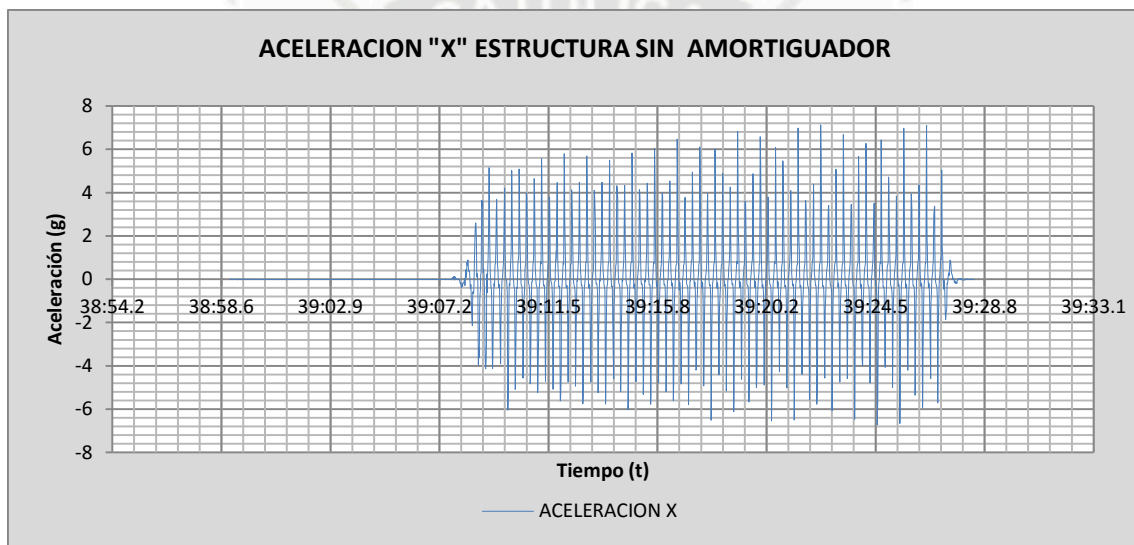


VALOR MAX. DE ACELERACION: 5.476856

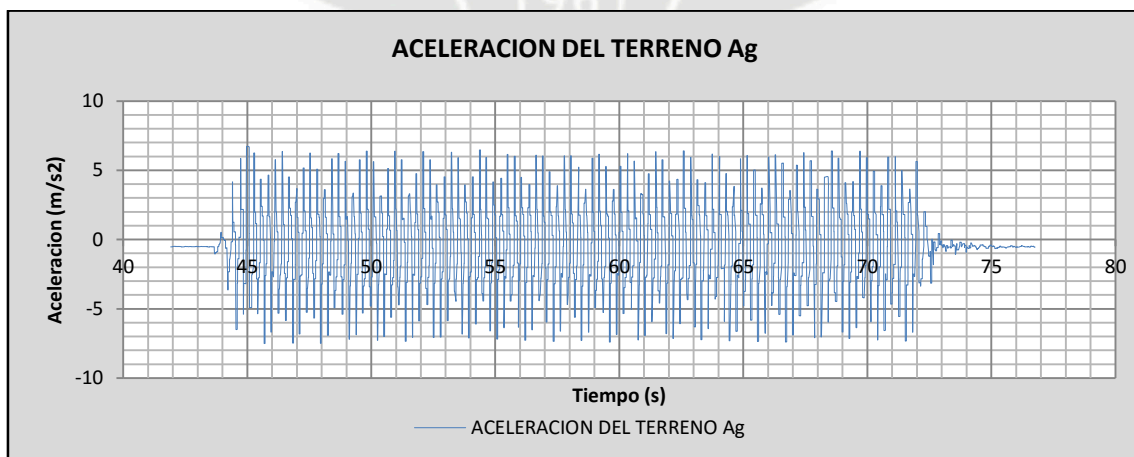
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t ²)	A/g
9	3.5	21.99	0.2857142	0.009	7.506968	0.7652362



VALOR MAX. DE ACCELERACION: 7.129318

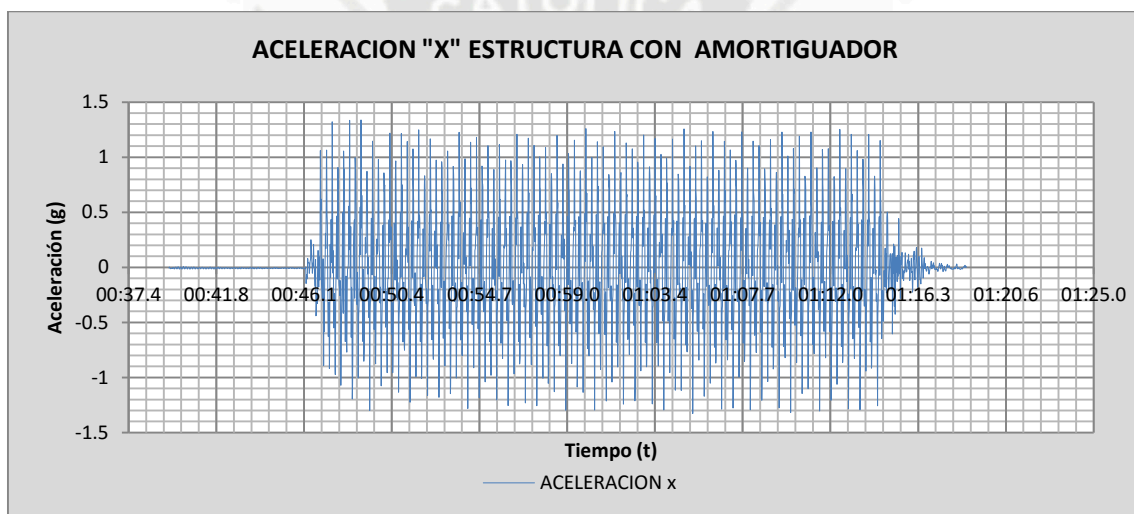


VALOR MAX. DE ACCELERACION: 7.506968

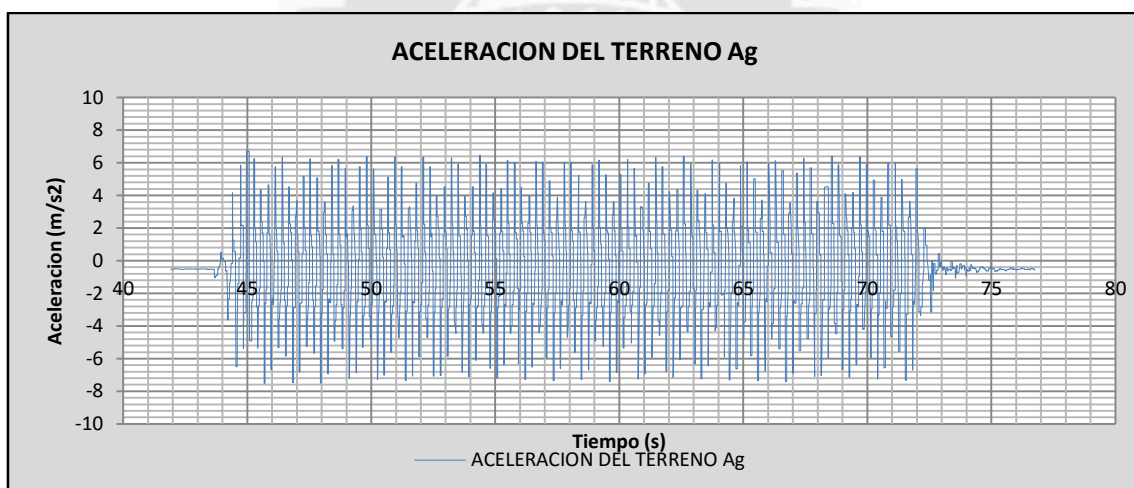
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t ²)	A/g
9	3.5	21.99	0.2857142	0.009	7.506968	0.7652362



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.338303

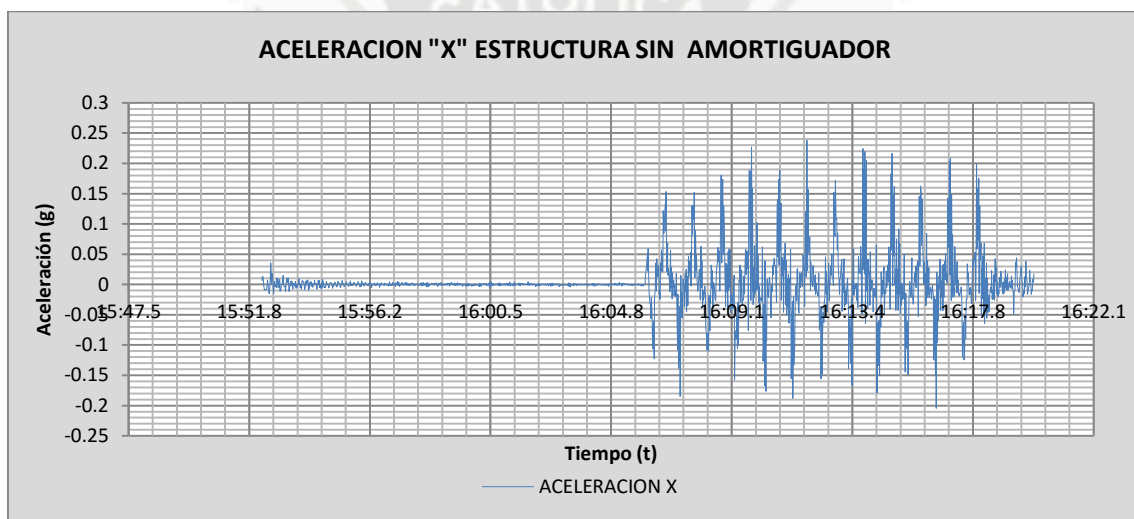


VALOR MAX. DE ACELERACION: 7.506968

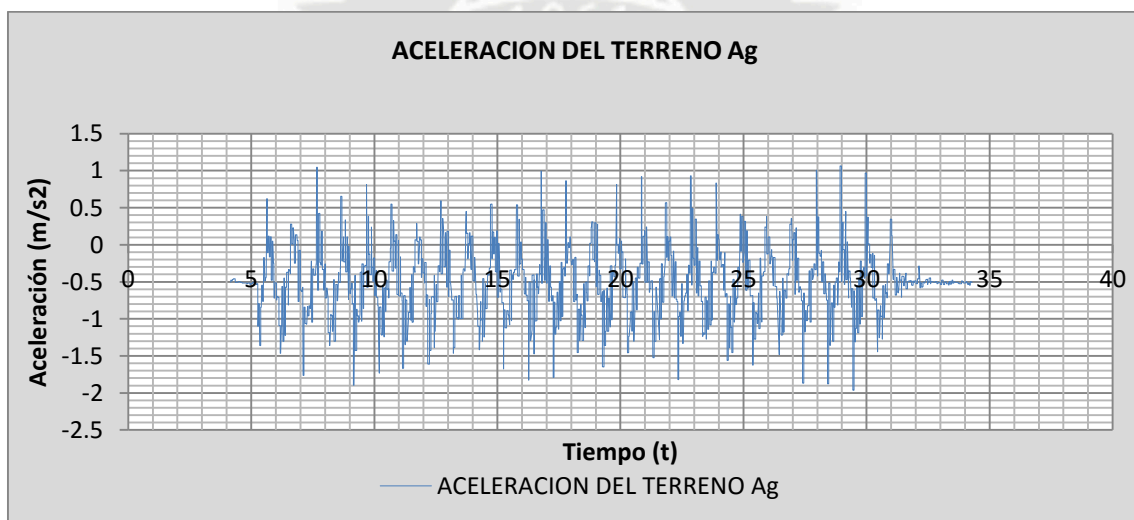
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t ²)	A/g
1.1	1	6.28	1	0.009	1.962464	0.2000473



VALOR MAX. DE ACCELERACION: 0.238235

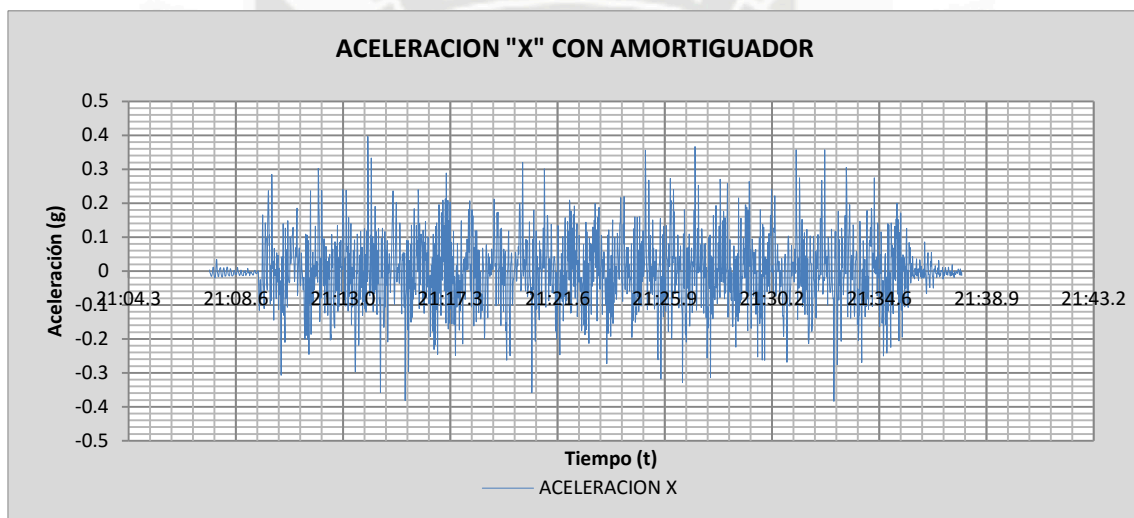


VALOR MAX. DE ACCELERACION: 1.962464

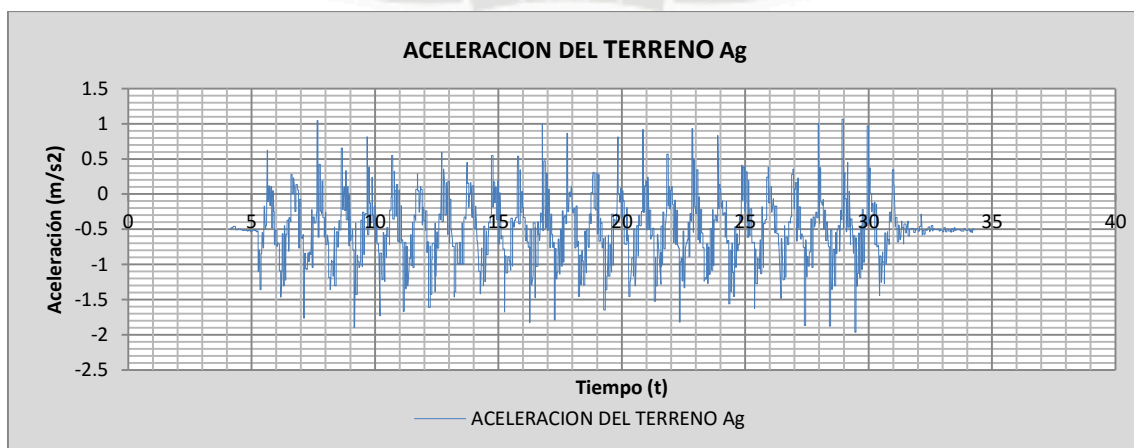
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	20s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg
MASA DEL AMORTIGUADOR	0.420 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.1	1	6.28	1	0.009	1.962464	0.2000473



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.39654541

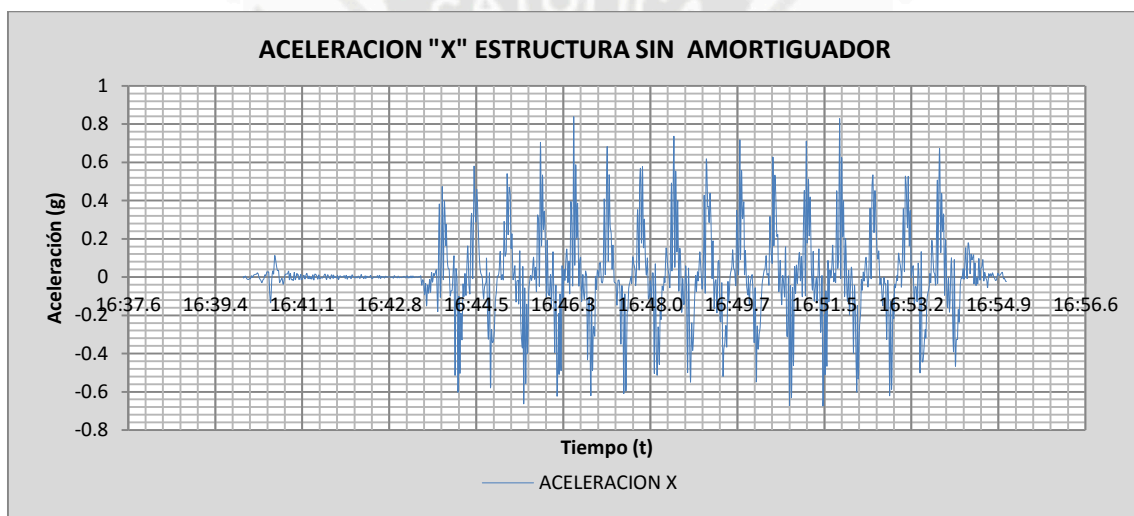


VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.962464

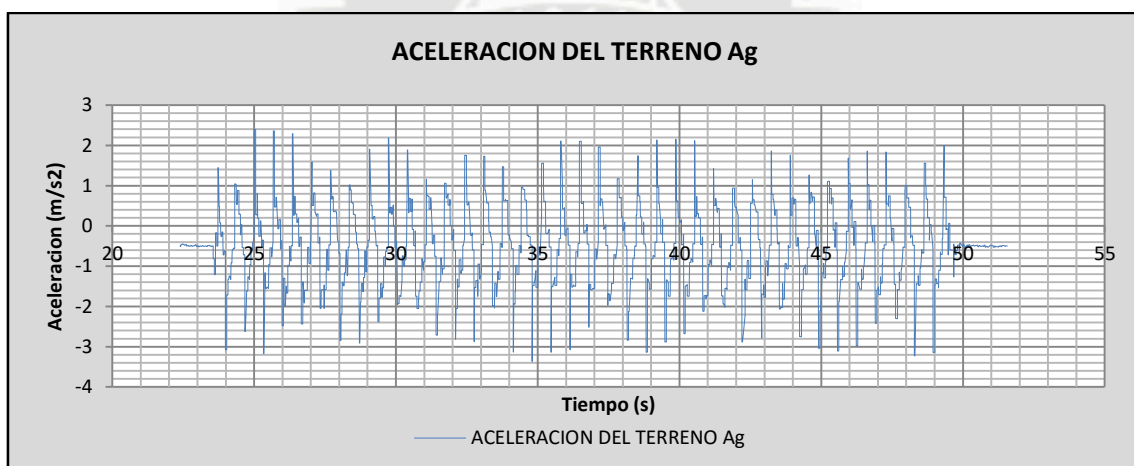
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.1	1.5	9.42	0.6666666	0.009	3.370136	0.3435408



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.838684

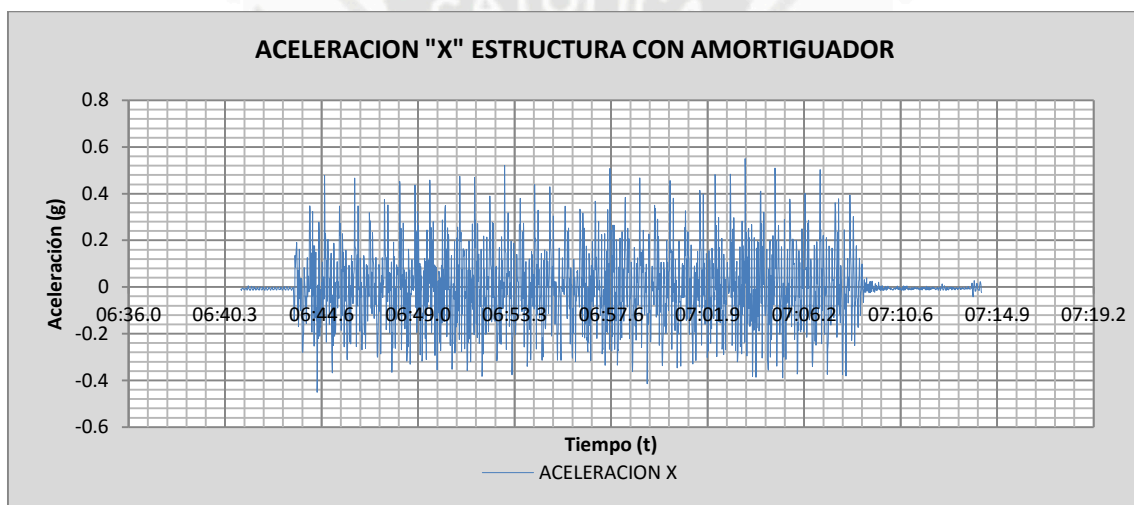


VALOR MAX. DE ACELERACION: 3.370136

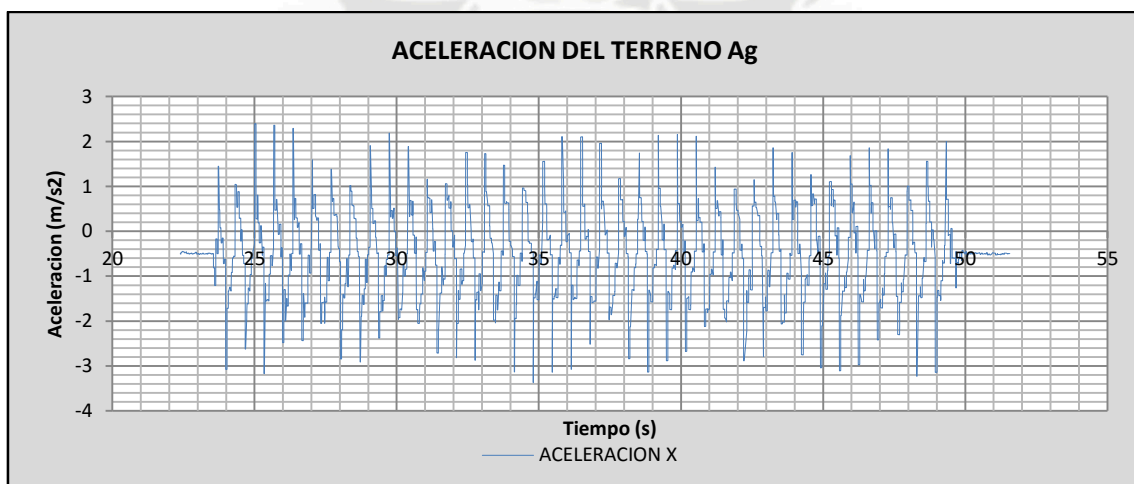
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.1	1.5	9.42	0.6666666	0.009	3.370136	0.3435408



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.550201

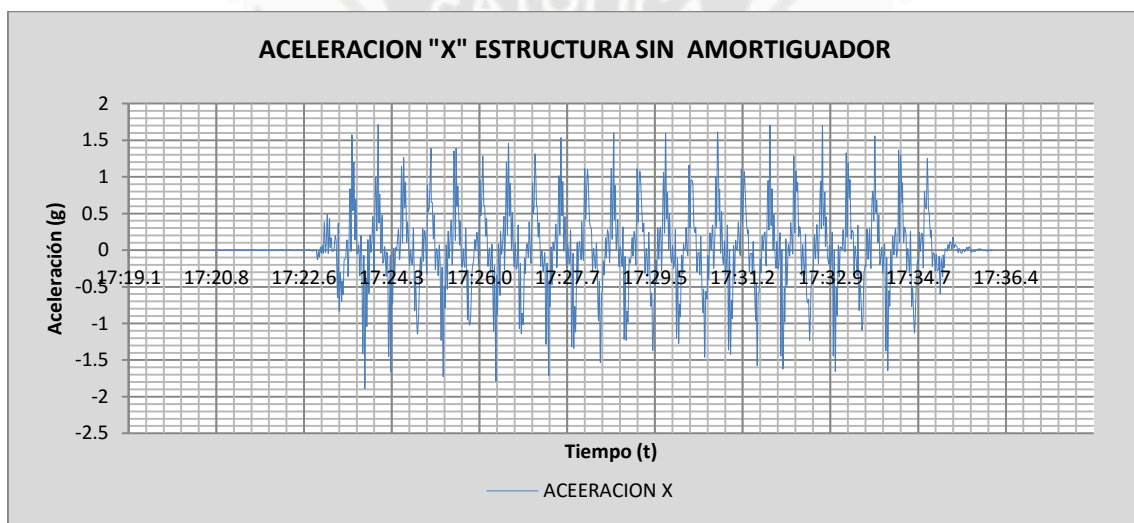


VALOR MAX. DE ACELERACION: 3.370136

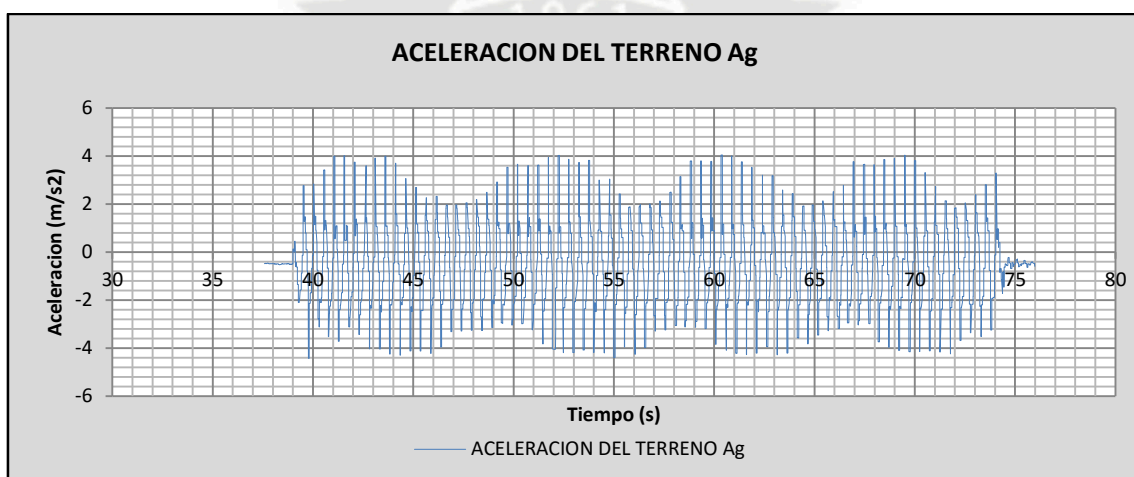
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.1	2	12.57	0.5	0.009	4.423496	0.4509170



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.889999

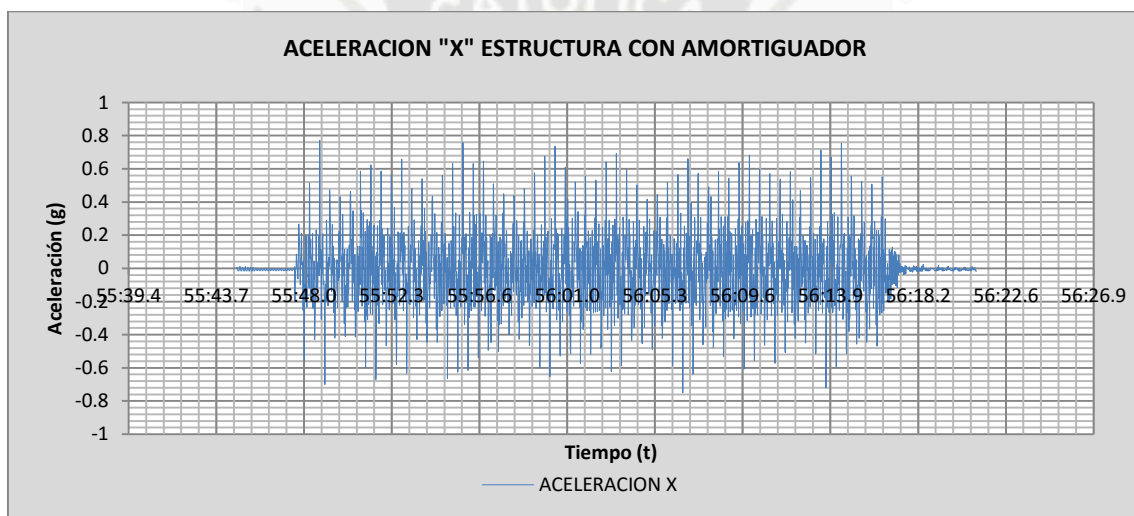


VALOR MAX. DE ACELERACION: 4.423496

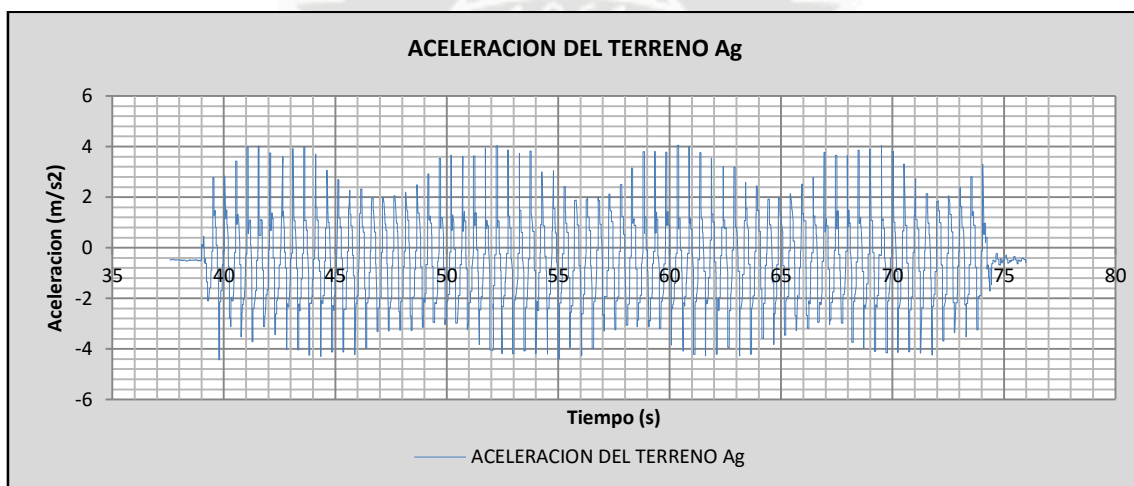
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.1	2	12.57	0.5	0.009	4.423496	0.4509170



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.771912

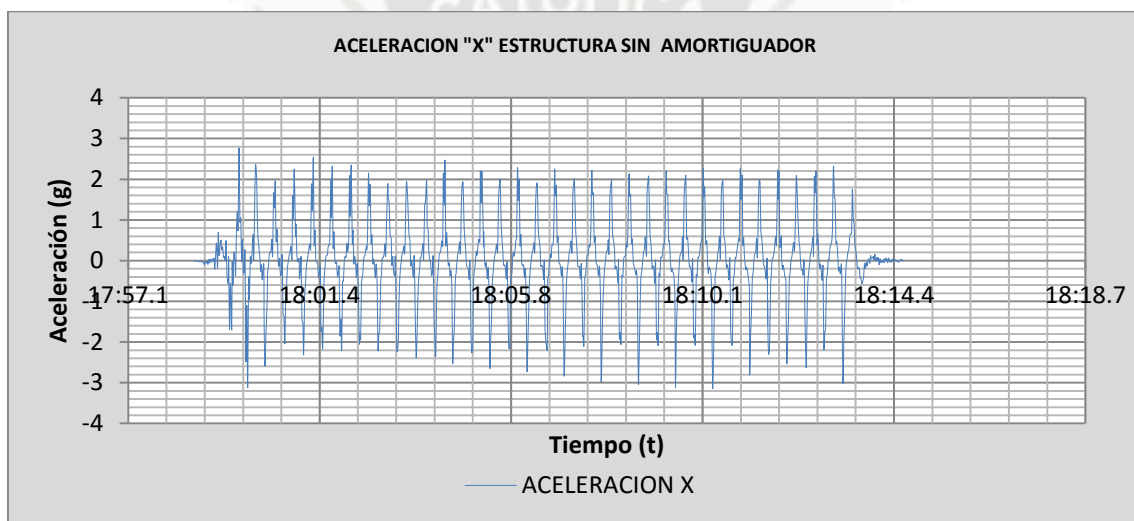


VALOR MAX. DE ACELERACION: 4.423496

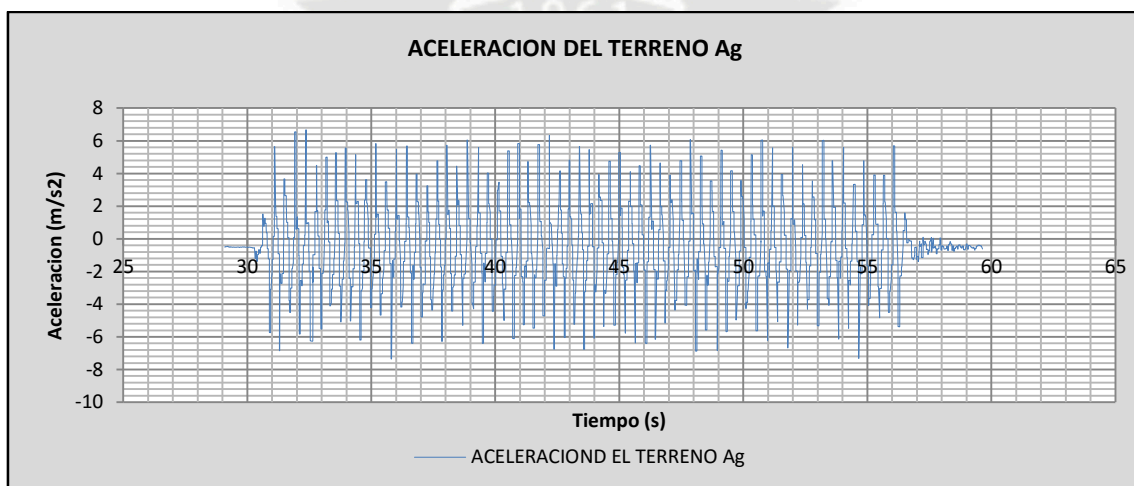
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t^2)	A/g
1.1	2.5	15.71	0.4	0.009	7.353752	0.7496179



VALOR MAX. DE ACCELERACION: 3.126099

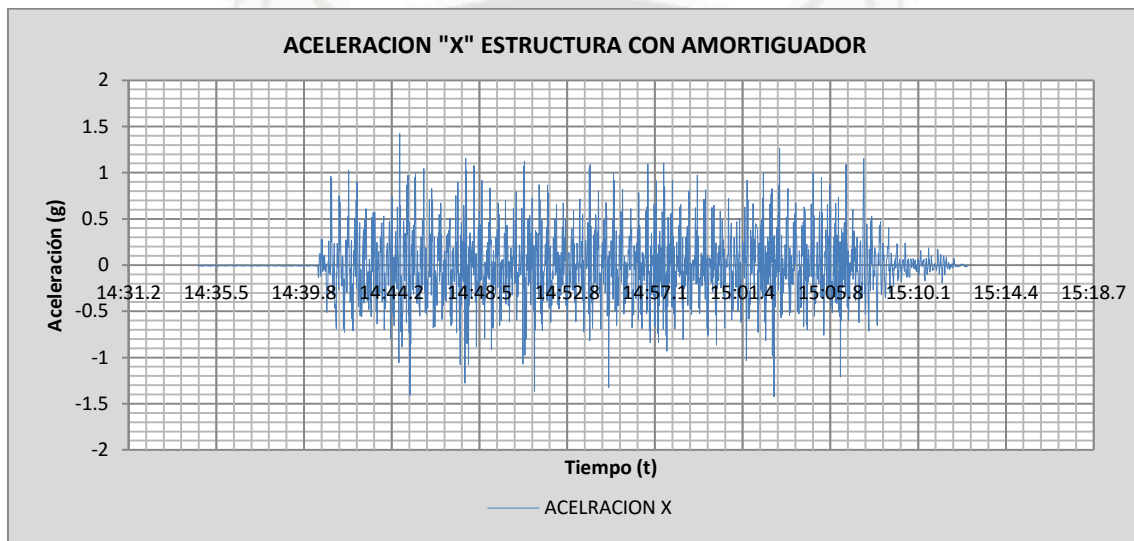


VALOR MAX. DE ACCELERACION: 7.353752

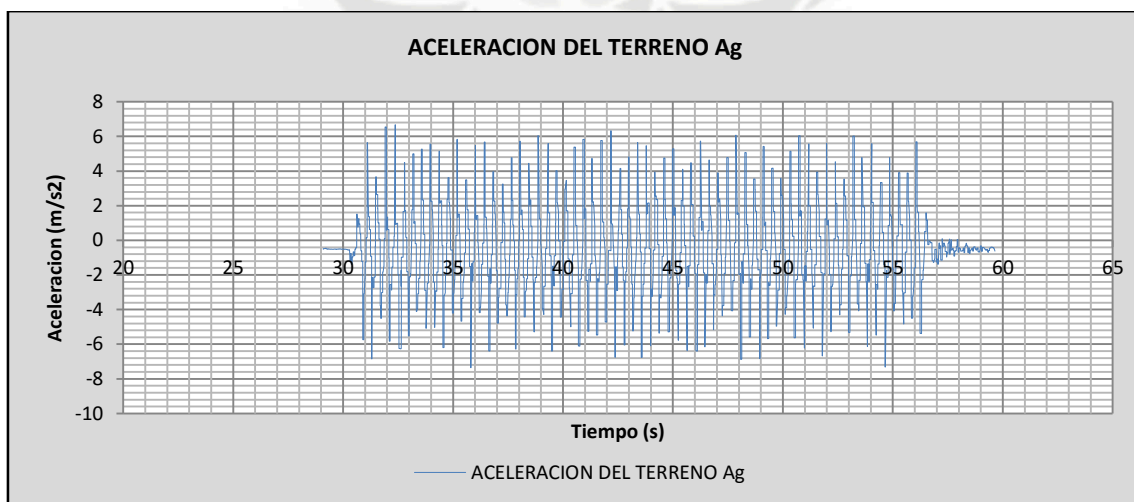
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.1	2.5	15.71	0.4	0.009	7.353752	0.7496179



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.424973

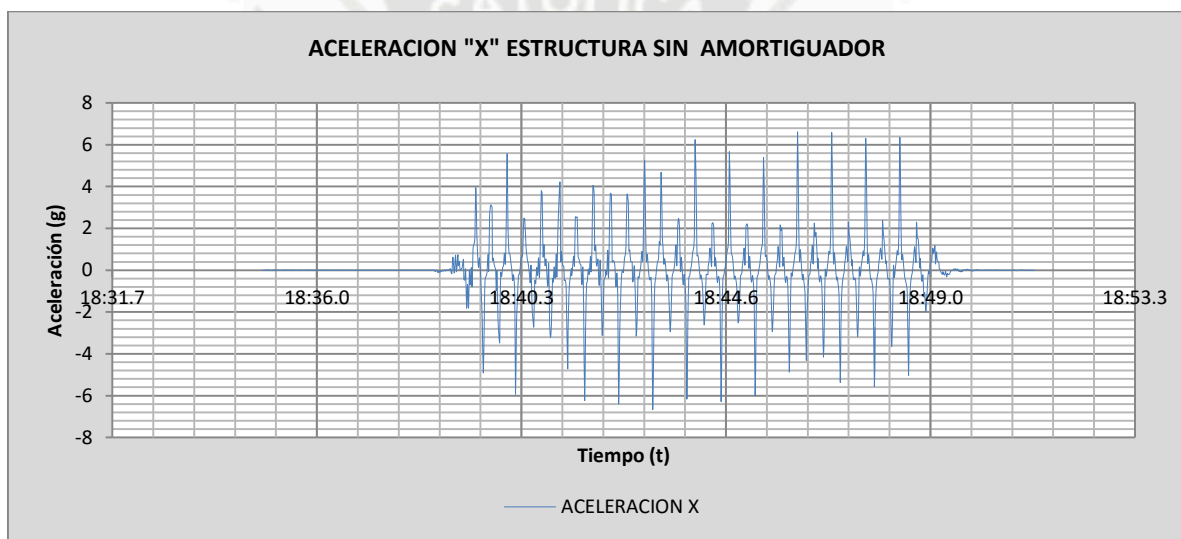


VALOR MAX. DE ACELERACION: 7.353752

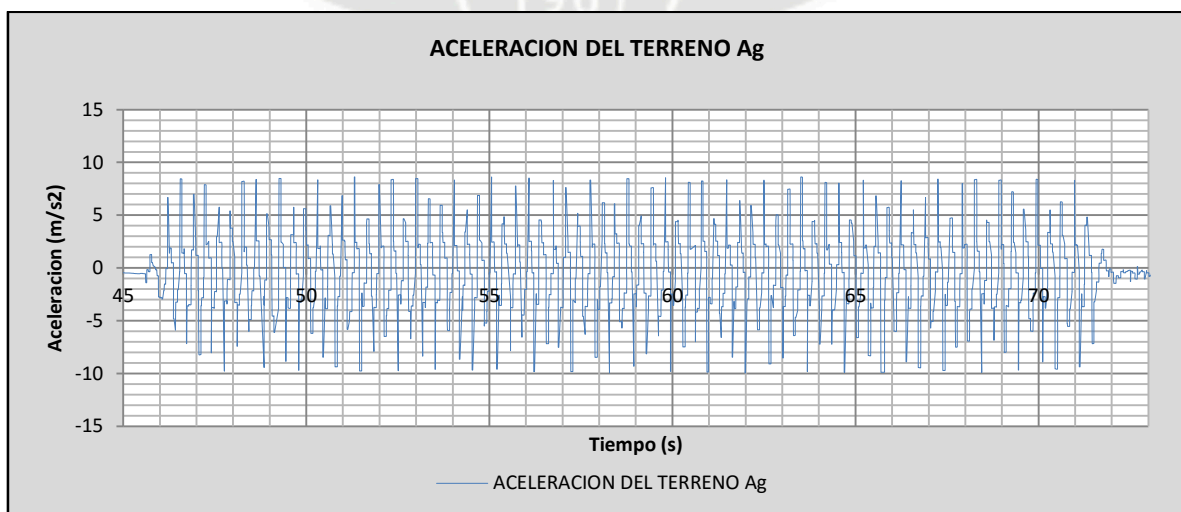
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.1	3	18.85	0.3333333	0.009	9.948848	1.0141537



VALOR MAX. DE ACELERACION: 6.668045

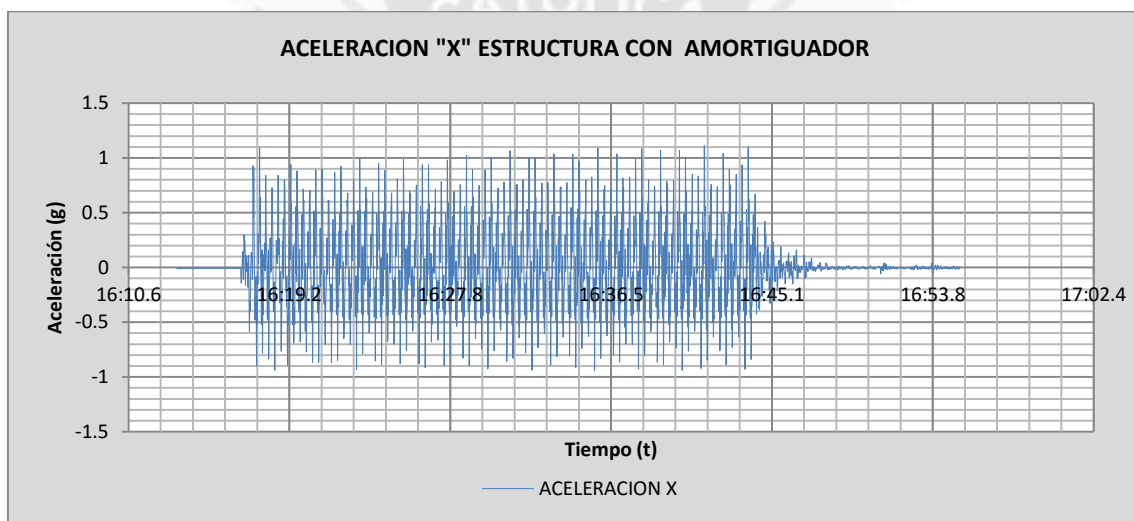


VALOR MAX. DE ACELERACION: 9.948848

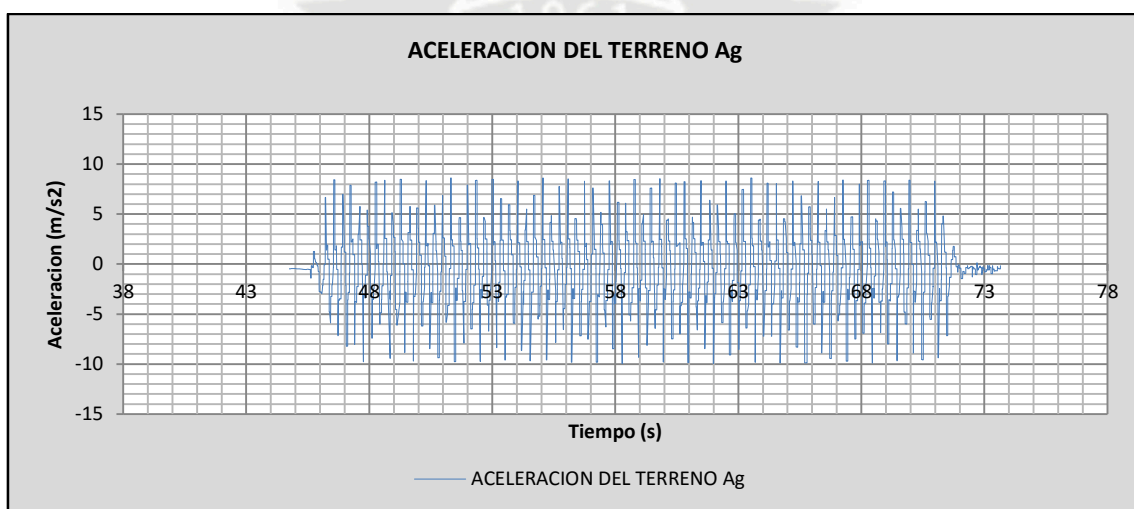
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.1	3	18.85	0.3333333	0.009	9.948848	1.0141537



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.112335

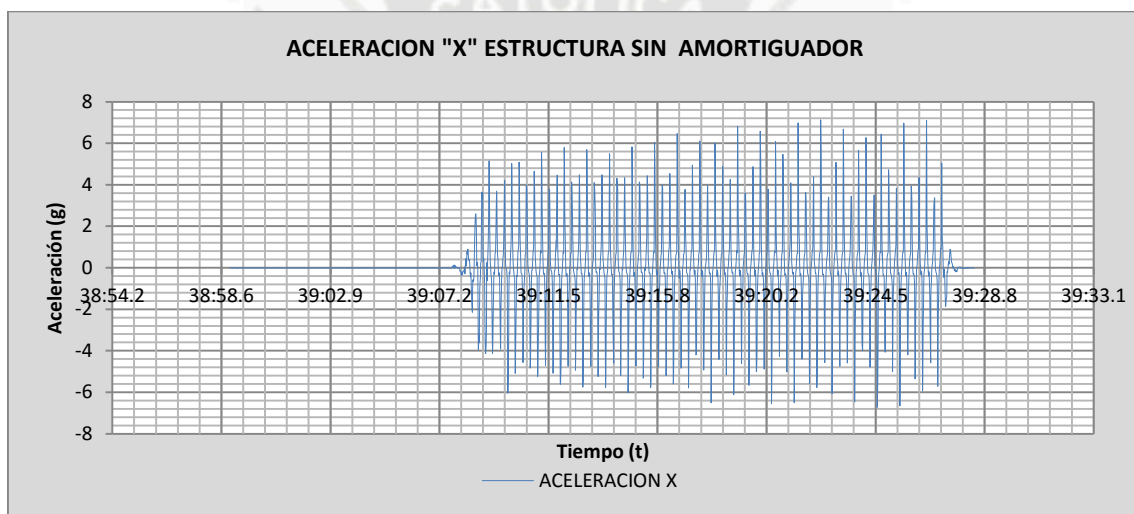


VALOR MAX. DE ACELERACION: 9.948848

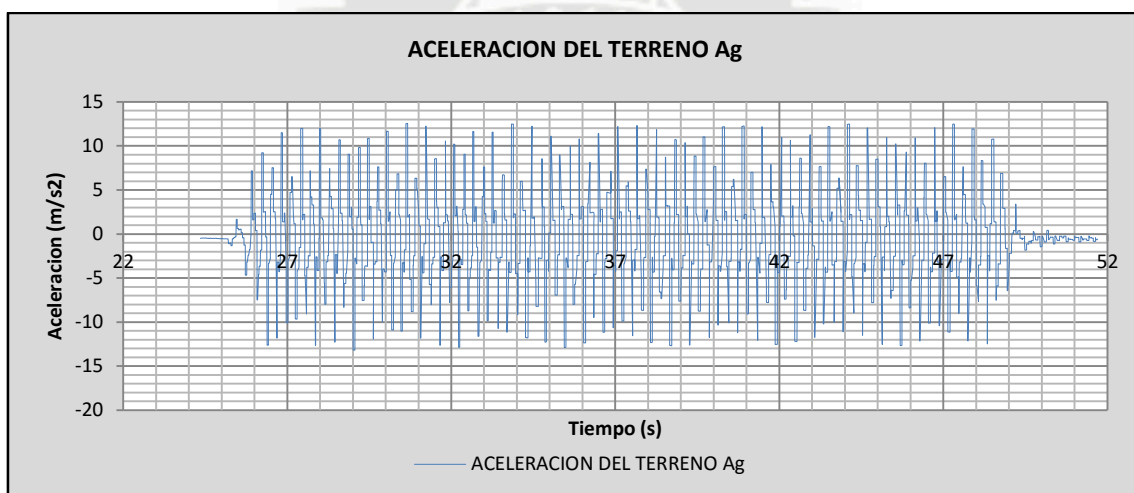
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.1	3.5	21.99	0.2857142	0.009	13.166384	1.3421390



VALOR MAX. DE ACELERACION: 7.129318

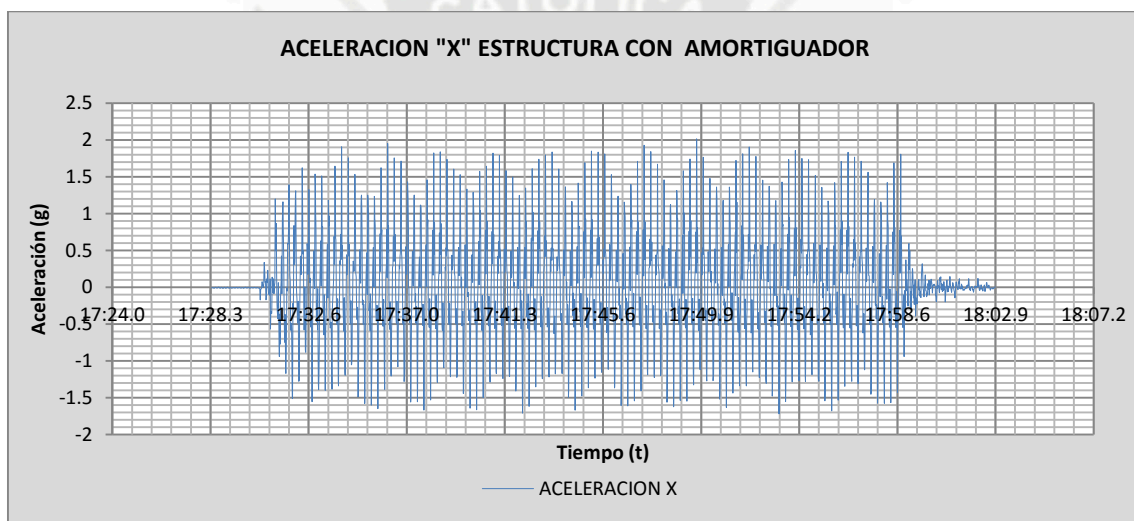


VALOR MAX. DE ACELERACION: 13.166384

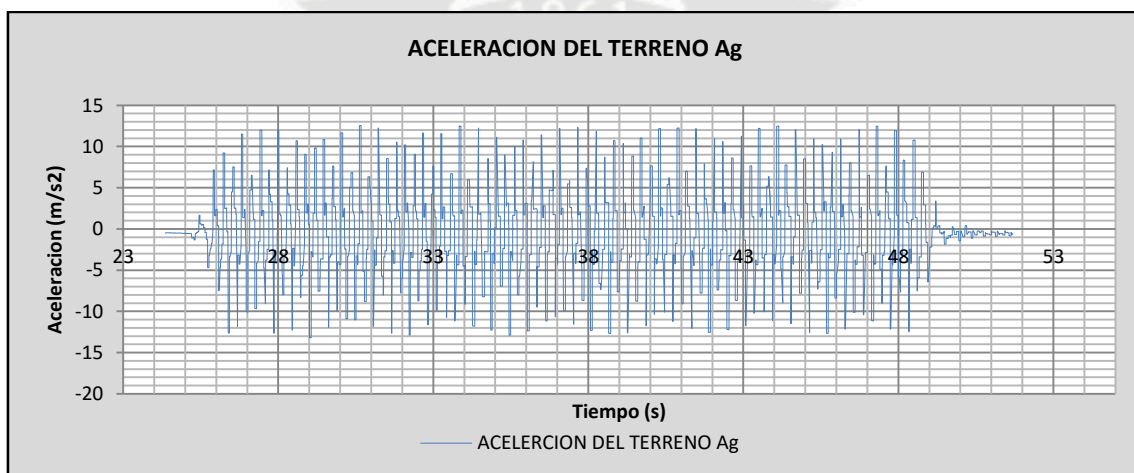
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.1	3.5	21.99	0.2857142	0.009	13.166384	1.3421390



VALOR MAX. DE ACELERACION: 2.015915

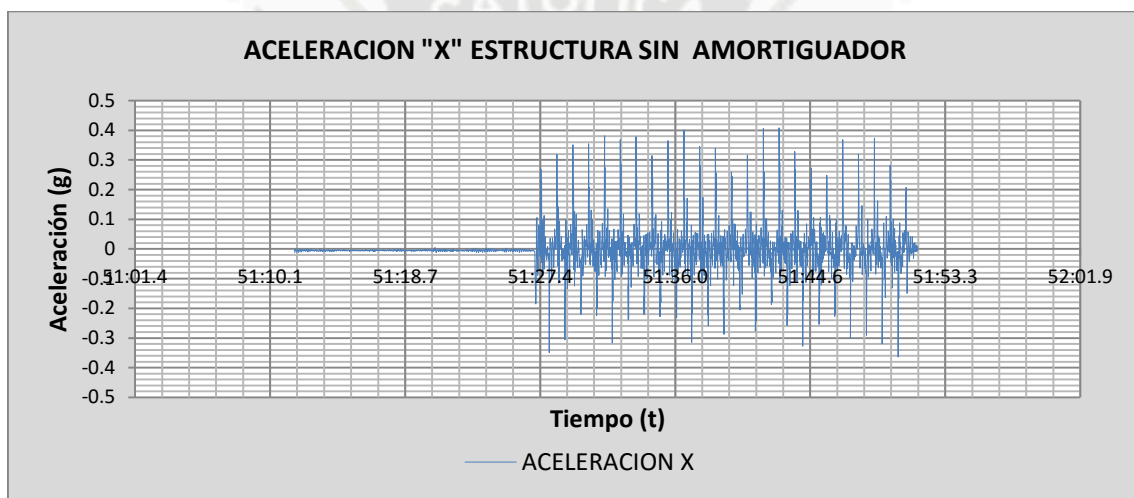


VALOR MAX. DE ACELERACION: 13.166384

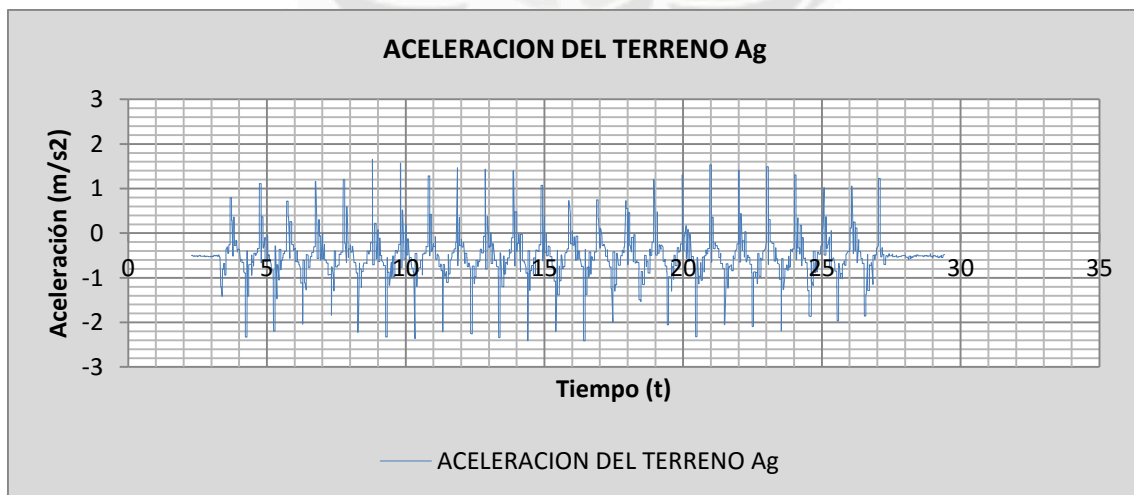
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.5	1	6.28	1	0.0015	2.412536	0.245926



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.408615

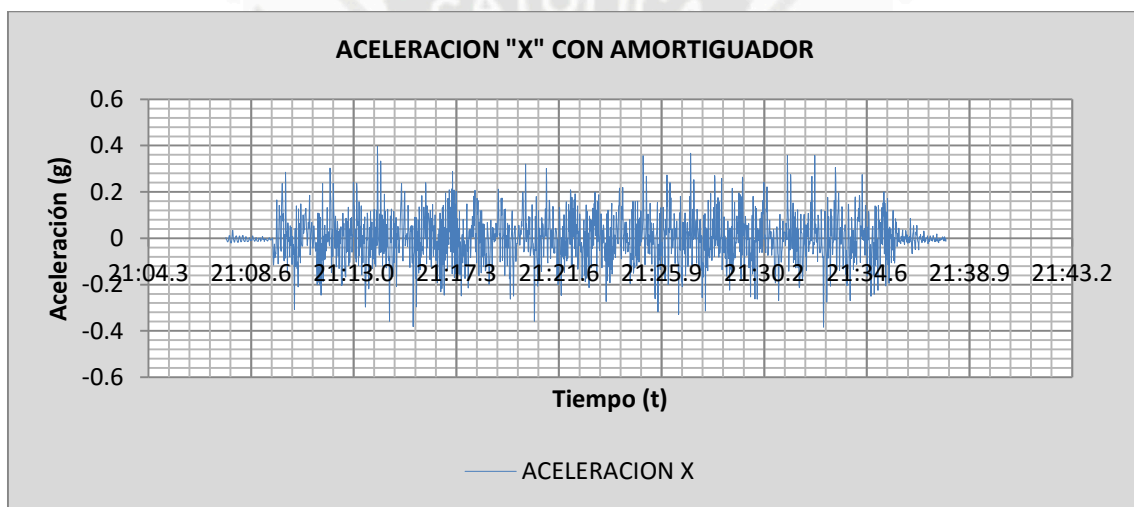


VALOR MAX. DE ACELERACION: 2.412536

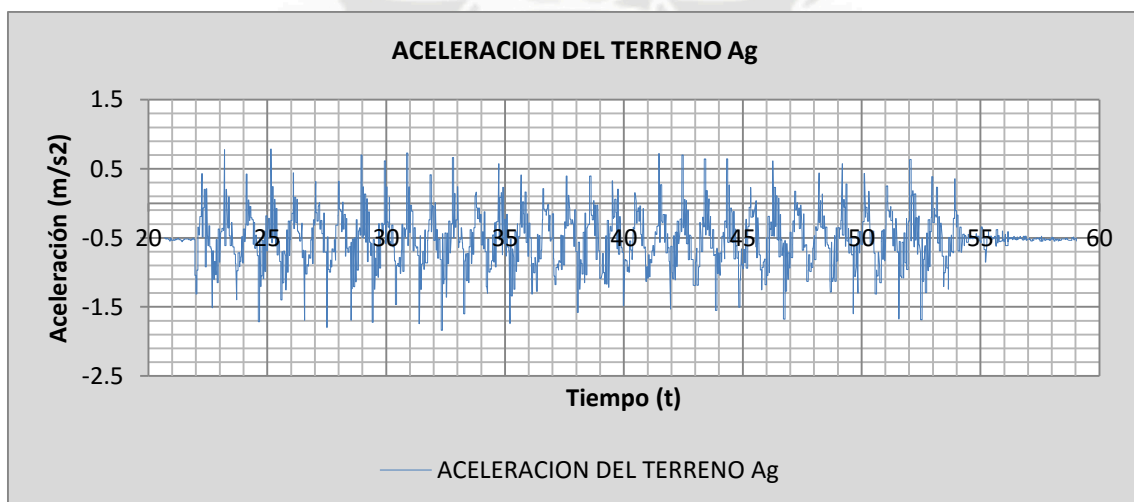
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.5	1	6.28	1	0.0015	1.837976	0.1873573



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.39654541



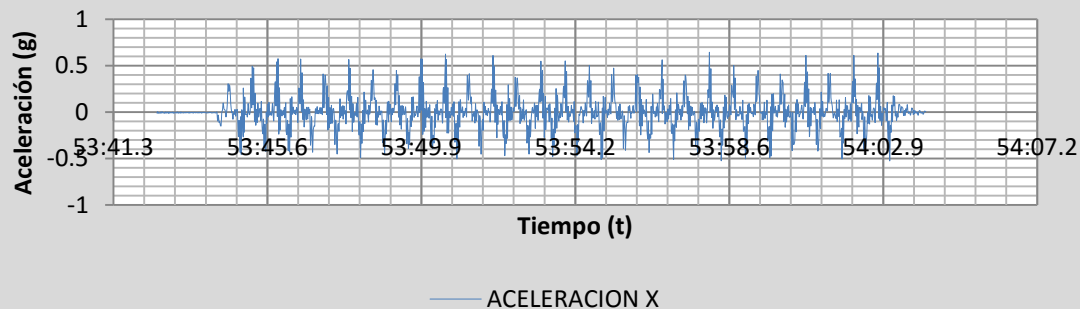
VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.837976

HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

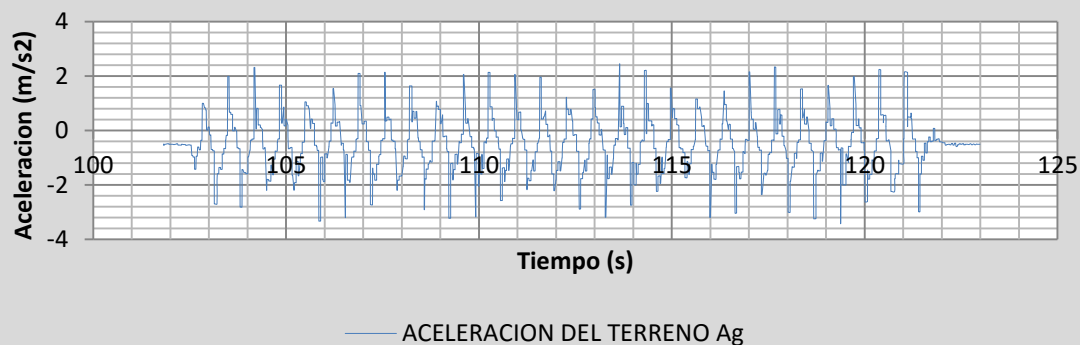
AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t^2)	A/g
1.5	1.5	9.42	0.6666666	0.0015	3.427592	0.3493977

ACELERACION "X" ESTRUCTURA SIN AMORTIGUADOR



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.645584

ACELERACION DEL TERRENO Ag

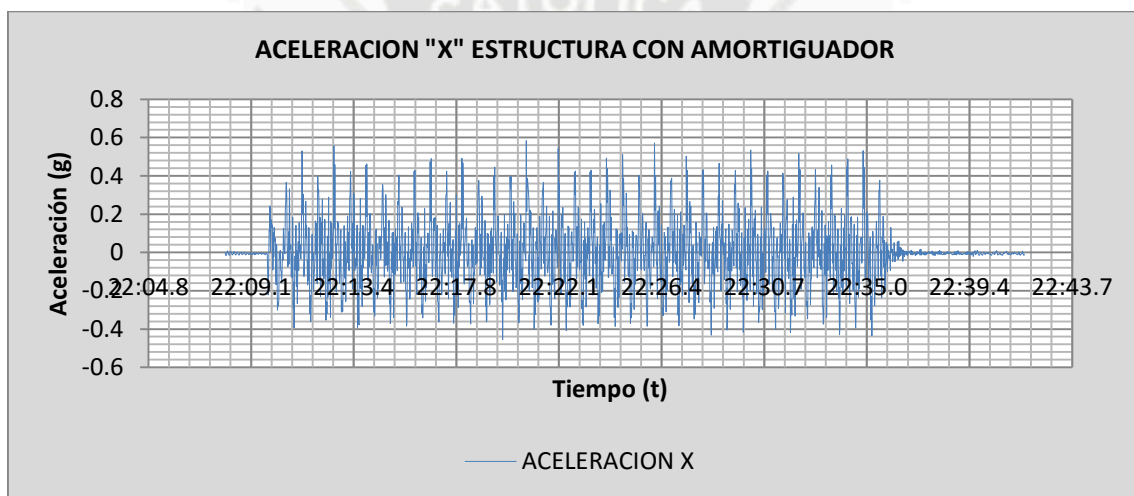


VALOR MAX. DE ACELERACION: 3.427592

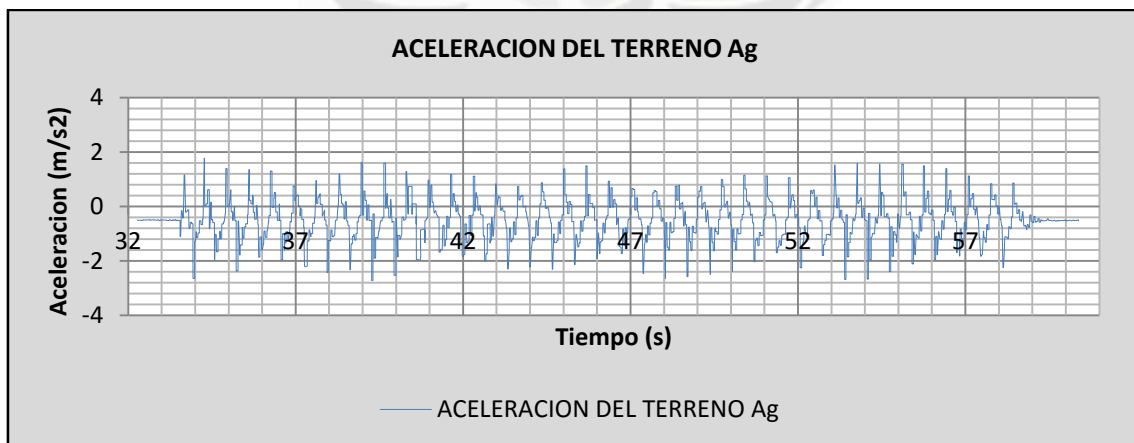
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.5	1.5	9.42	0.6666666	0.0015	2.718968	0.2771629



VALOR MAX. DE ACCELERACION: 0.583801

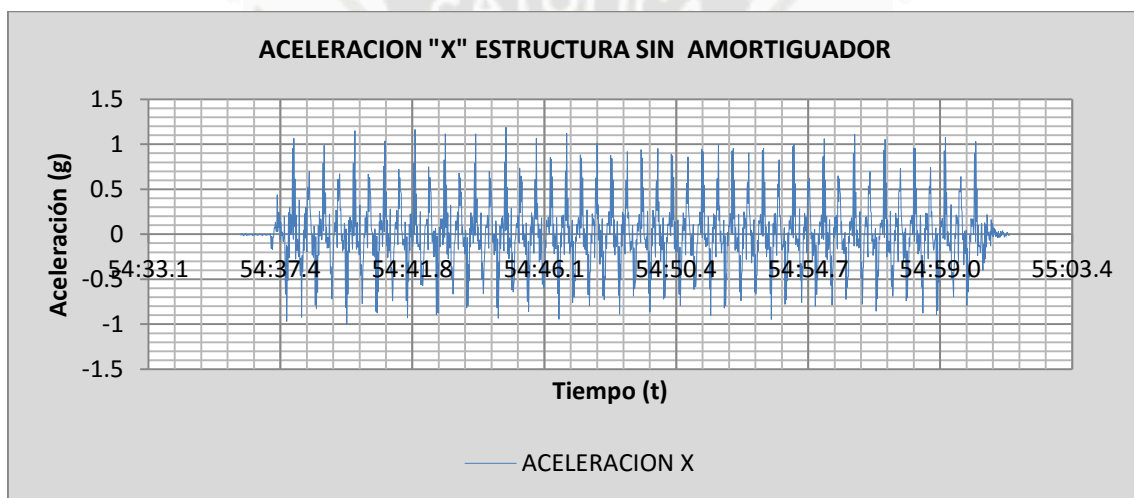


VALOR MAX. DE ACCELERACION: 2.718968

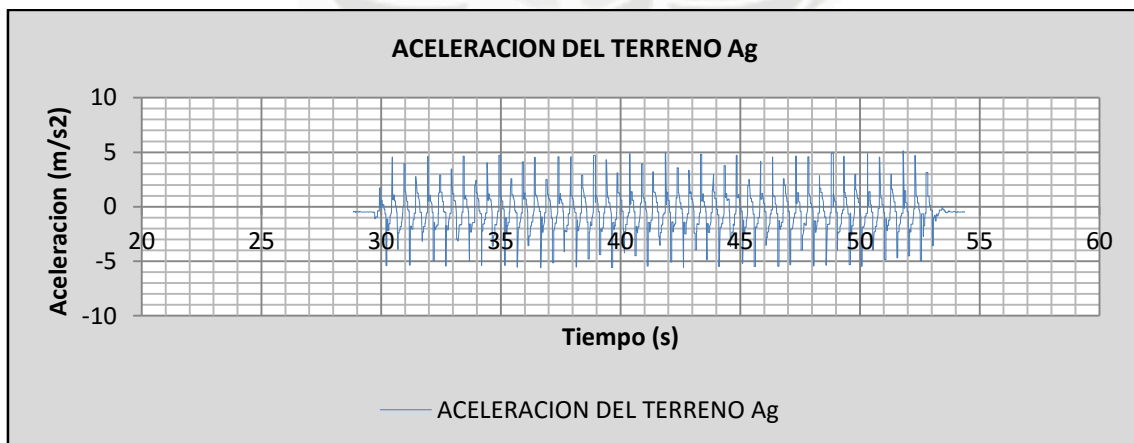
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.5	2	12.57	0.5	0.0015	5.580300	0.5688379



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.188934

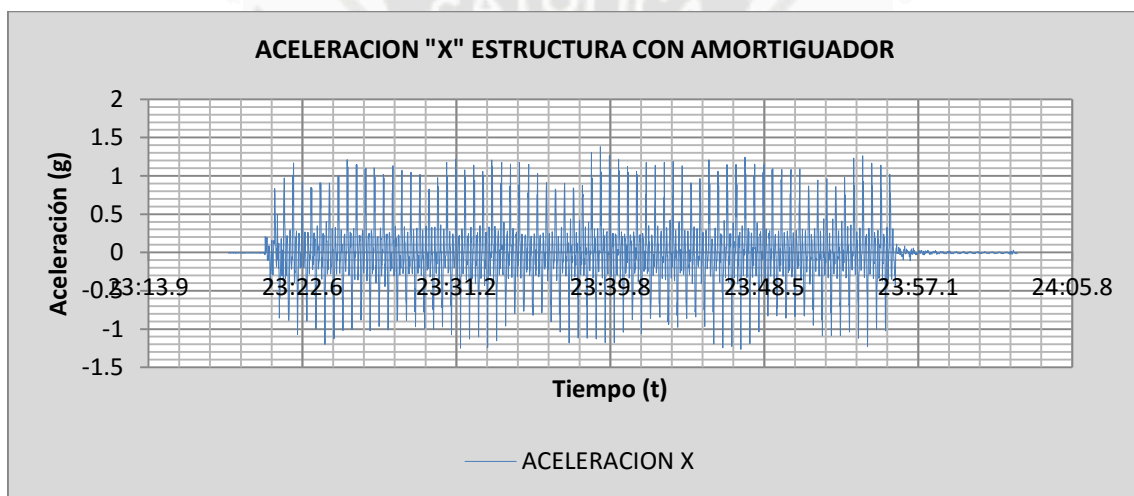


VALOR MAX. DE ACELERACION: 5.580300

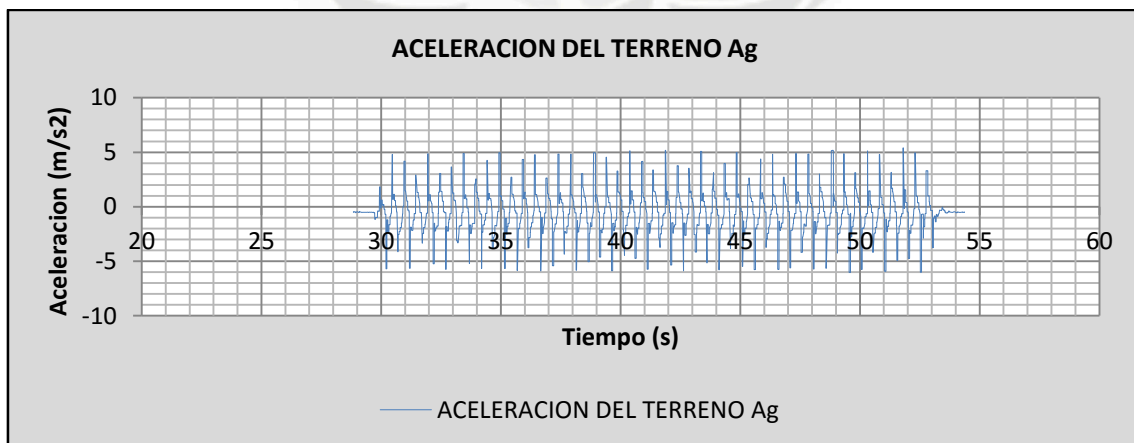
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.5	2	12.57	0.5	0.0015	6.013112	0.6129573



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.380524

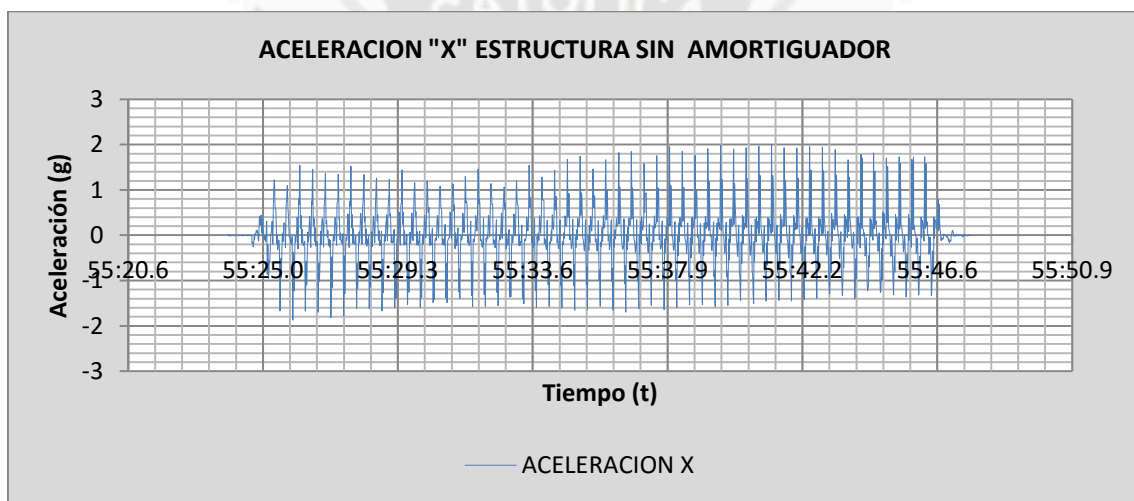


VALOR MAX. DE ACELERACION: 6.013112

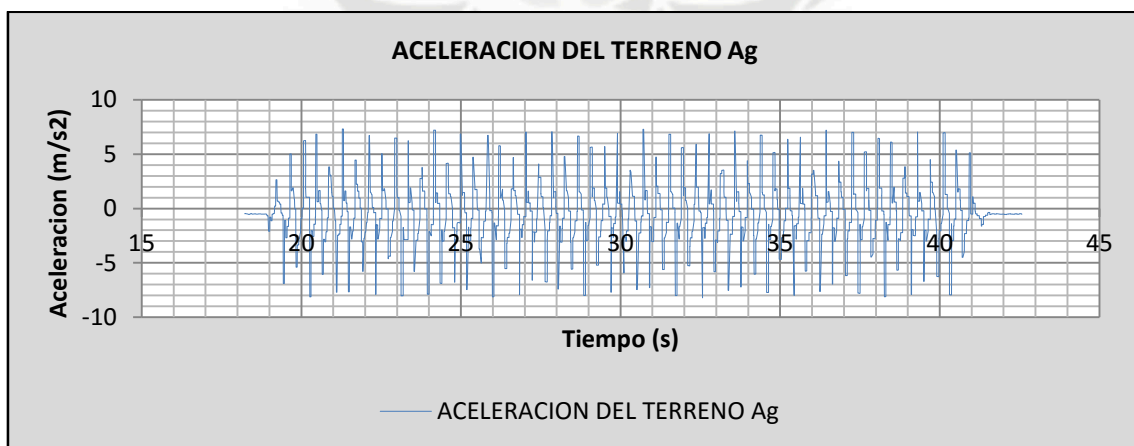
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.5	2.5	15.71	0.4	0.0015	8.215592	0.8374711



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.998718

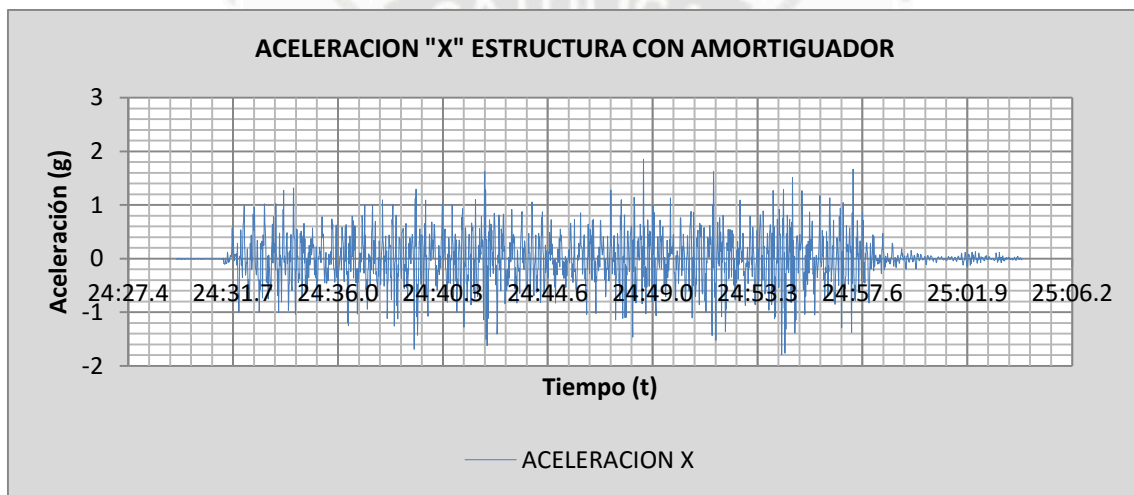


VALOR MAX. DE ACELERACION: 8.215592

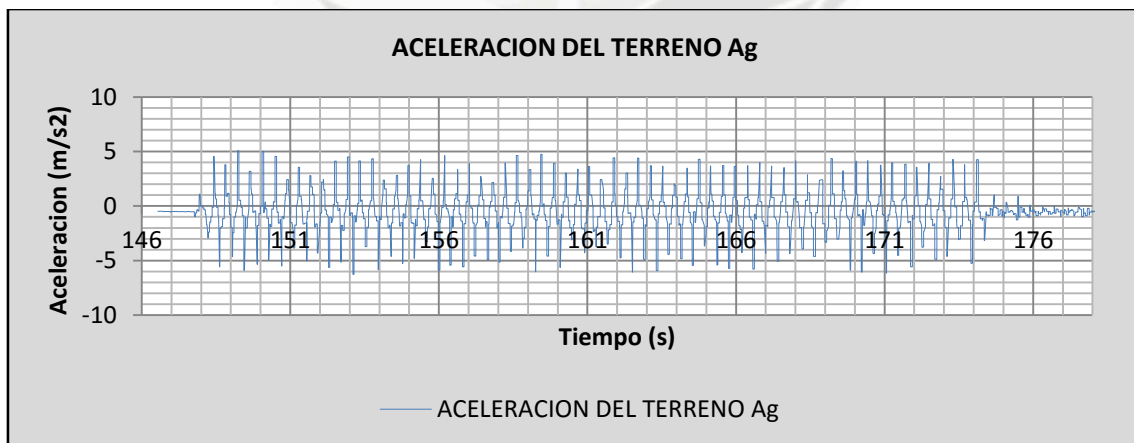
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.5	2.5	15.71	0.4	0.0015	6.252512	0.63736106



VALOR MAX. DE ACCELERACION: 1.855225

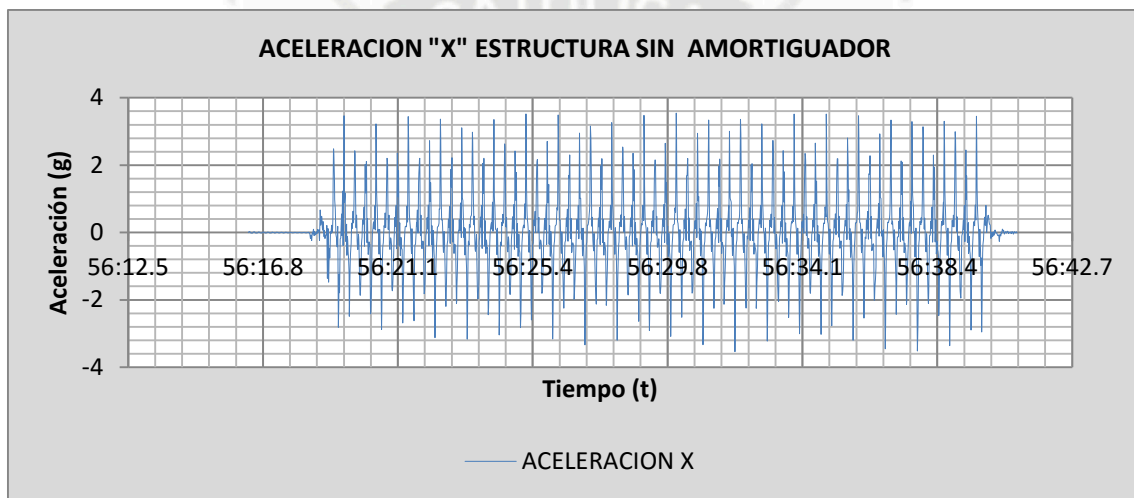


VALOR MAX. DE ACCELERACION: 6.252512

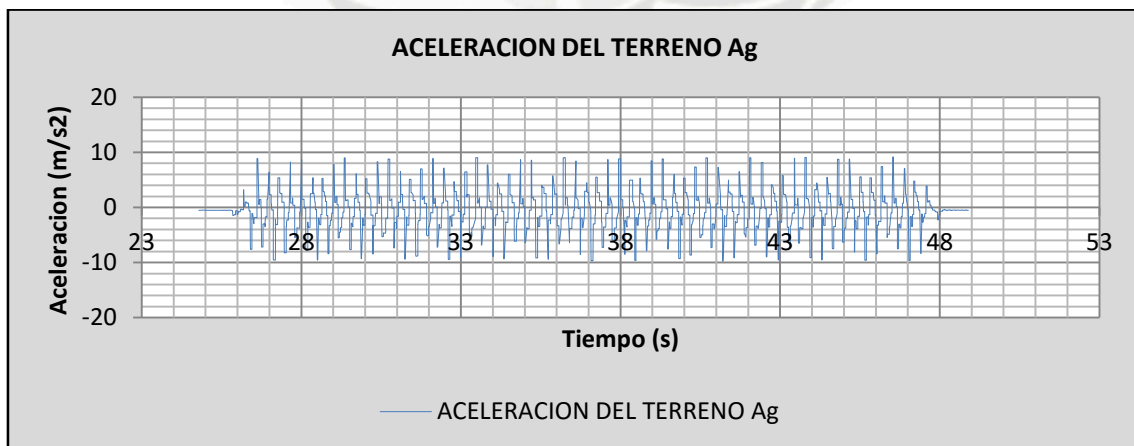
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.5	3	18.85	0.33333333	0.0015	9.747752	0.99365464



VALOR MAX. DE ACELERACION: 3.545288

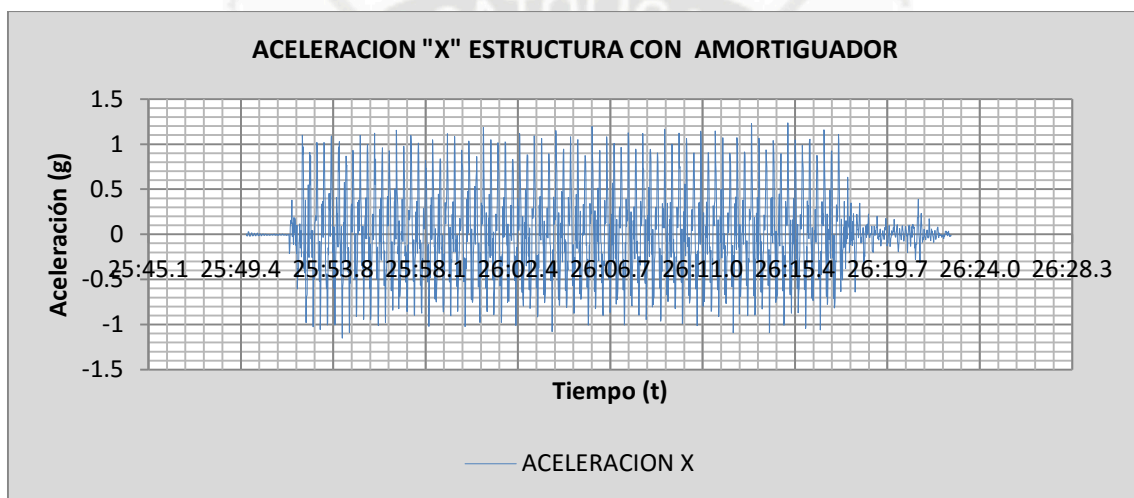


VALOR MAX. DE ACELERACION: 9.747752

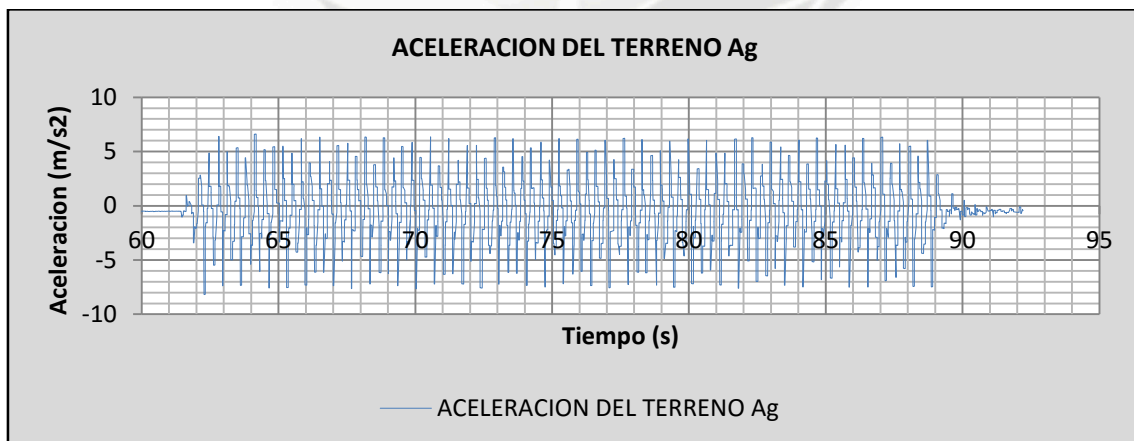
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.5	3	18.85	0.33333333	0.0015	8.158136	0.83161427



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.236008

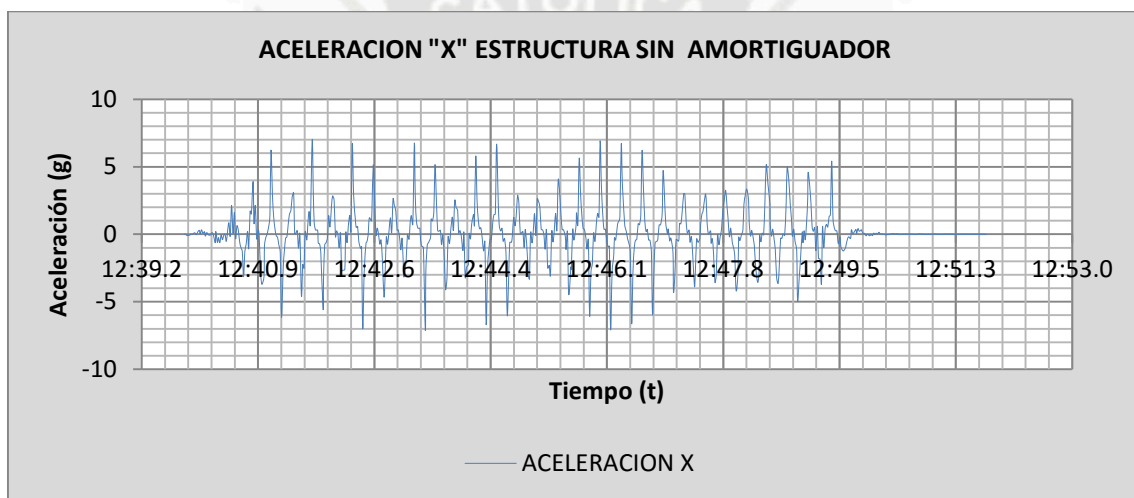


VALOR MAX. DE ACELERACION: 8.158136

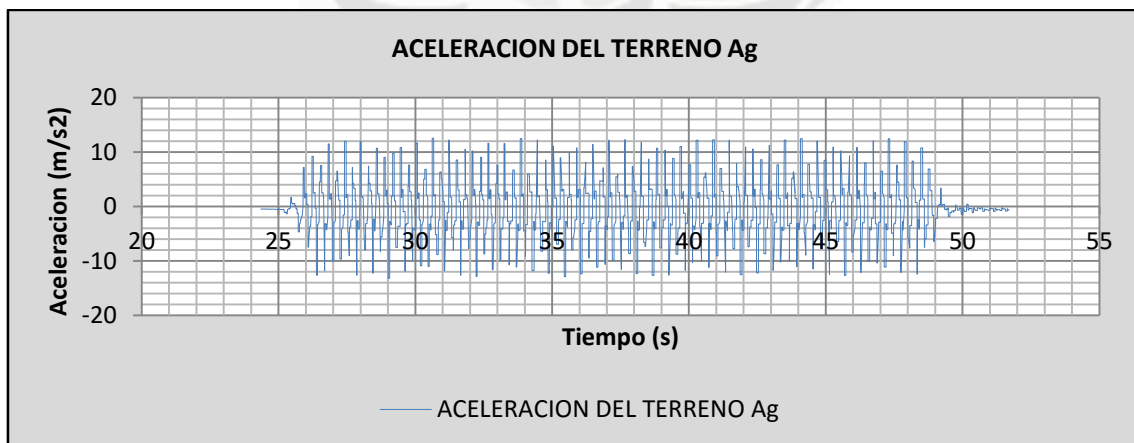
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
1.5	3.5	21.99	0.28571429	0.0015	13.166384	1.34213904



VALOR MAX. DE ACELERACION: 7.124146

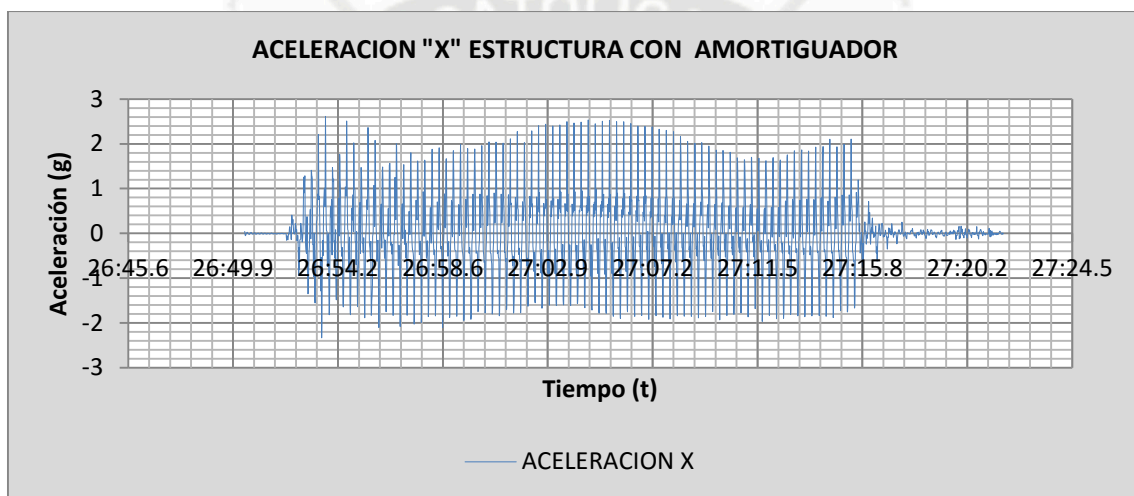


VALOR MAX. DE ACELERACION: 13.166384

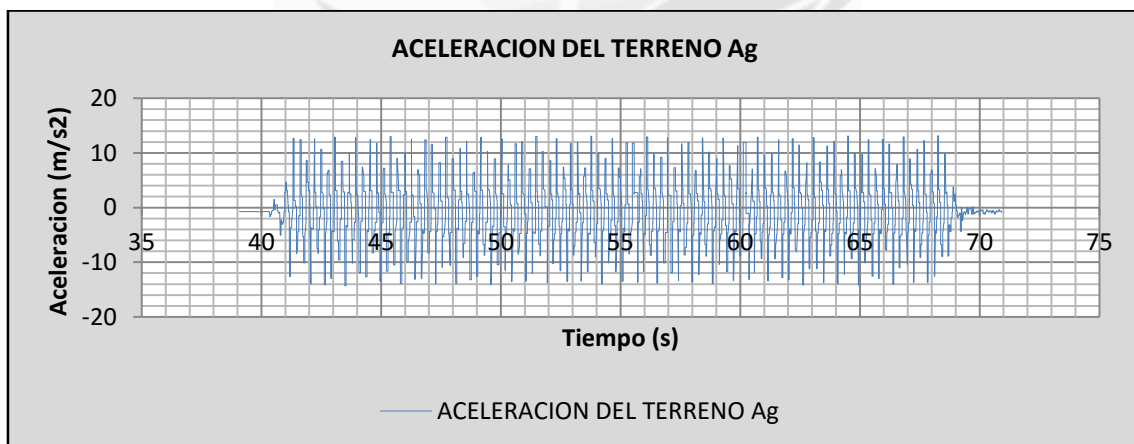
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t^2)	A/g
1.5	3.5	21.99	0.28571429	0.0015	14.275163	1.45516442



VALOR MAX. DE ACCELERACION: 2.613556



VALOR MAX. DE ACCELERACION: 14.275163

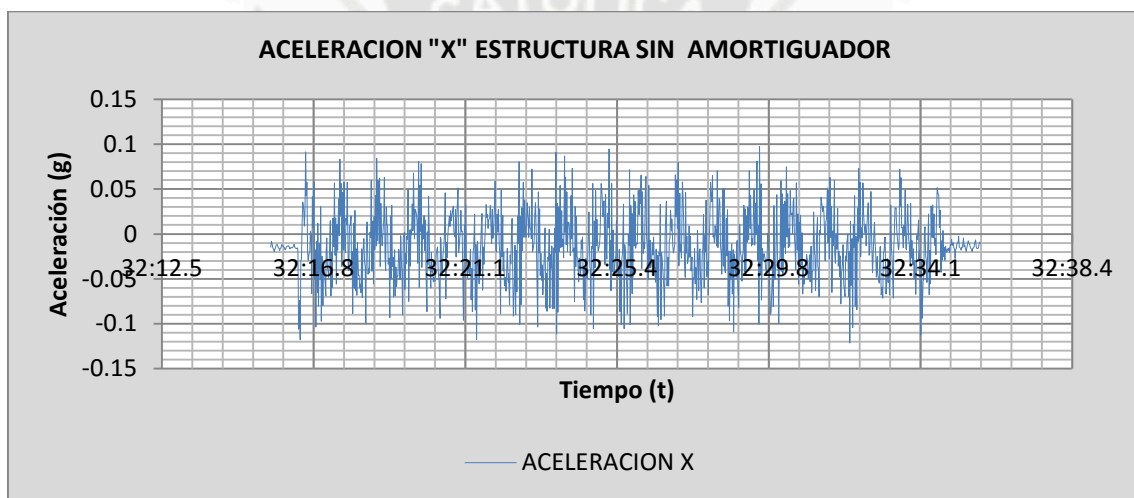


ACELEROGRAMAS MODELO REMACHADO

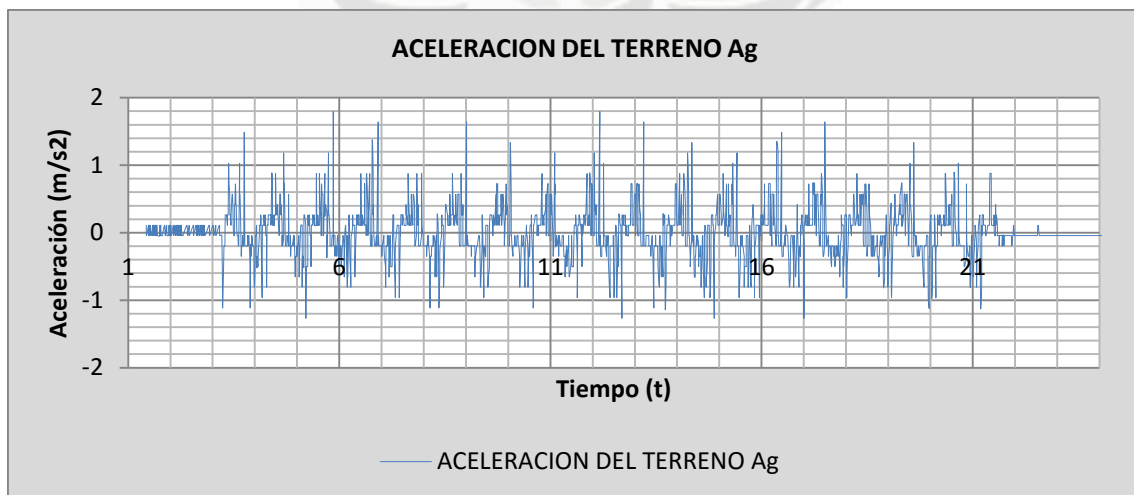
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
9	1	6.28	1	0.009	1.795618	0.18303958



VALOR MAX. DE ACCELERACION: 0.121414

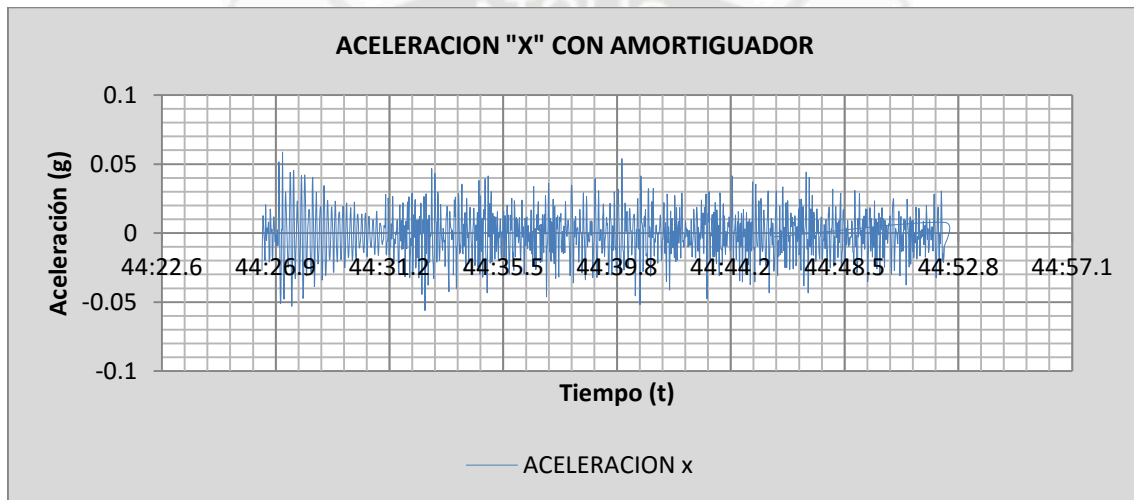


VALOR MAX. DE ACCELERACION: 1.795618

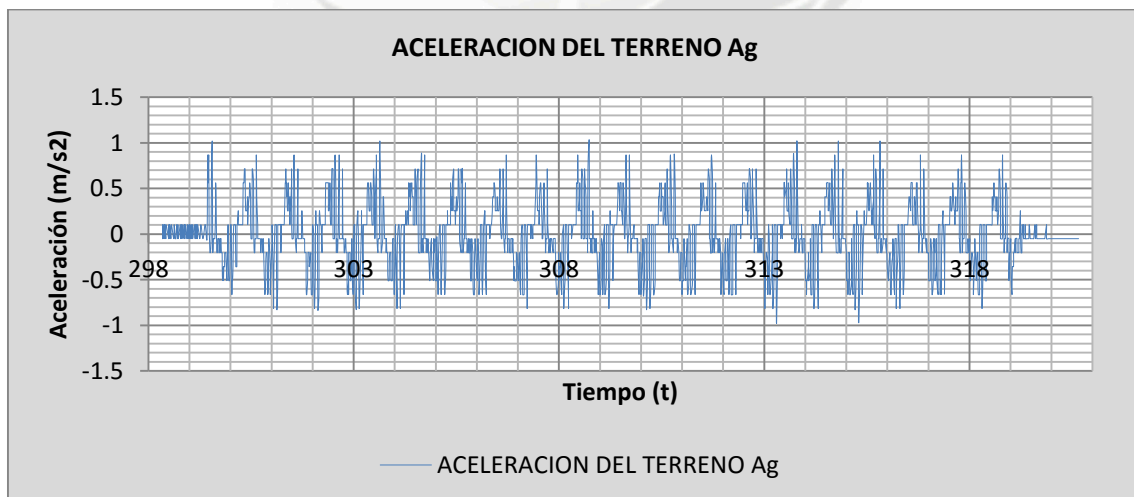
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t ²)	A/g
9	1	6.28	1	0.009	1.021034	0.10408094



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.0586615

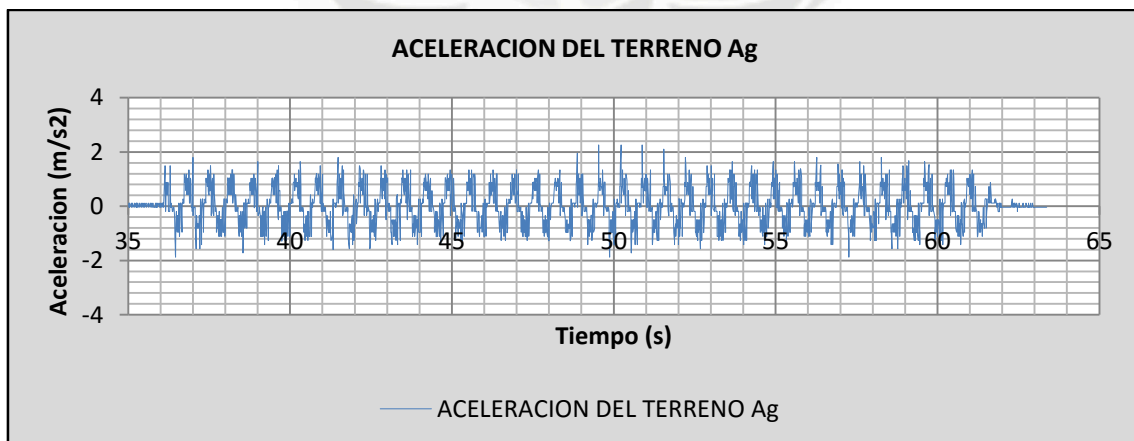
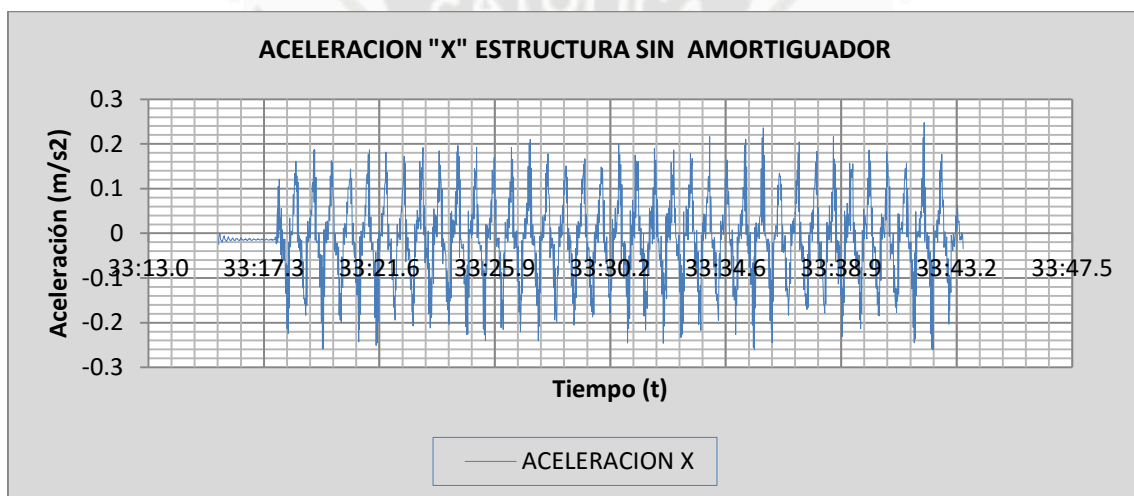


VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.021034

HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

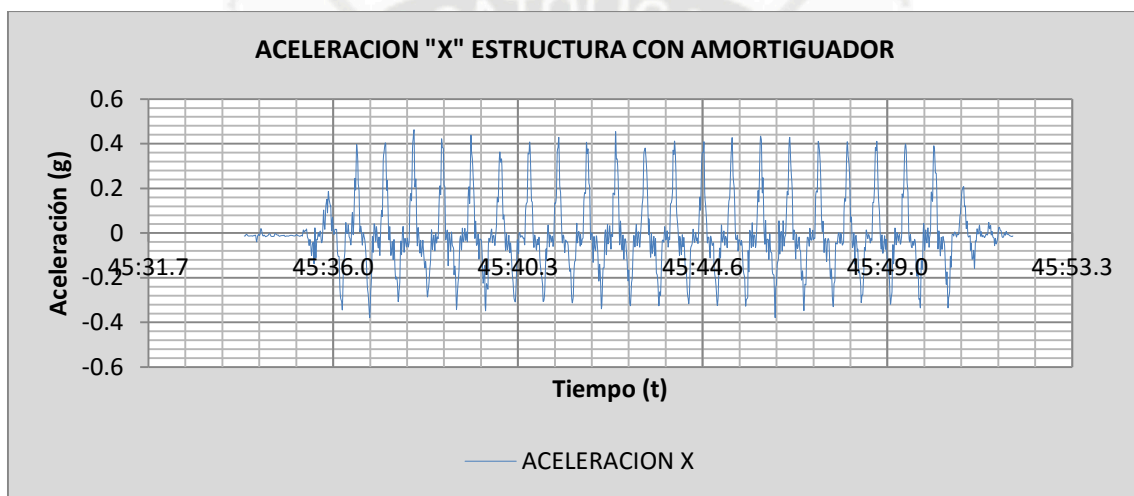
AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)	ACELERACIÓN (m/t^2)	A/g
9	1.5	9.42	0.66666667	0.009	2.259323	0.23030815



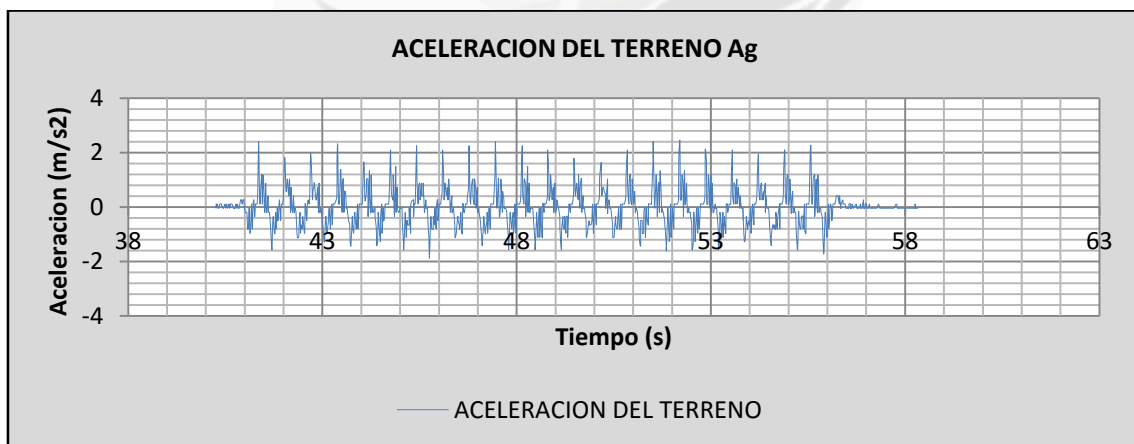
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t ²)	A/g
9	1.5	9.42	0.66666667	0.009	2.408212	0.24548544



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.458115

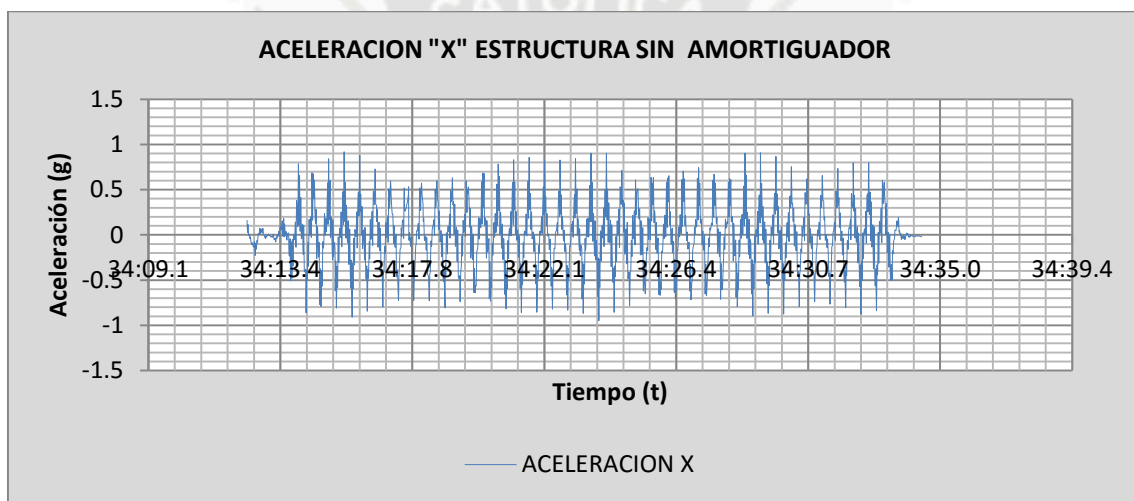


VALOR MAX. DE ACELERACION: 2.408212

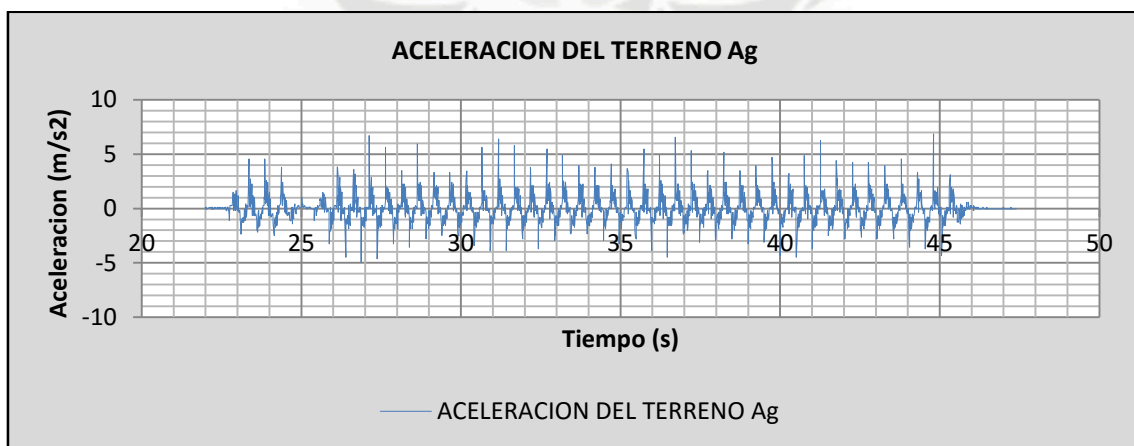
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
9	2	12.57	0.5	0.009	6.855883	0.69886677



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.947708

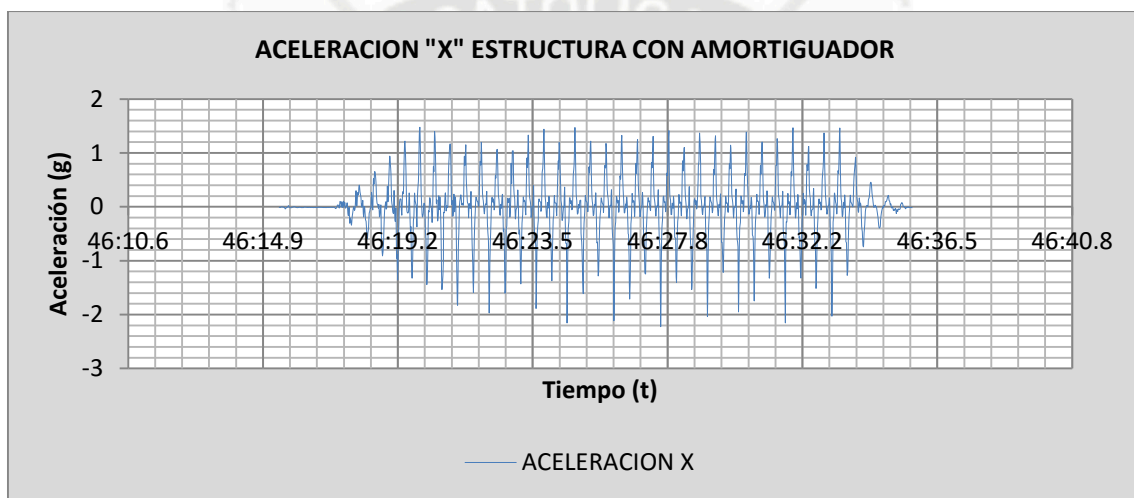


VALOR MAX. DE ACELERACION: 6.855883

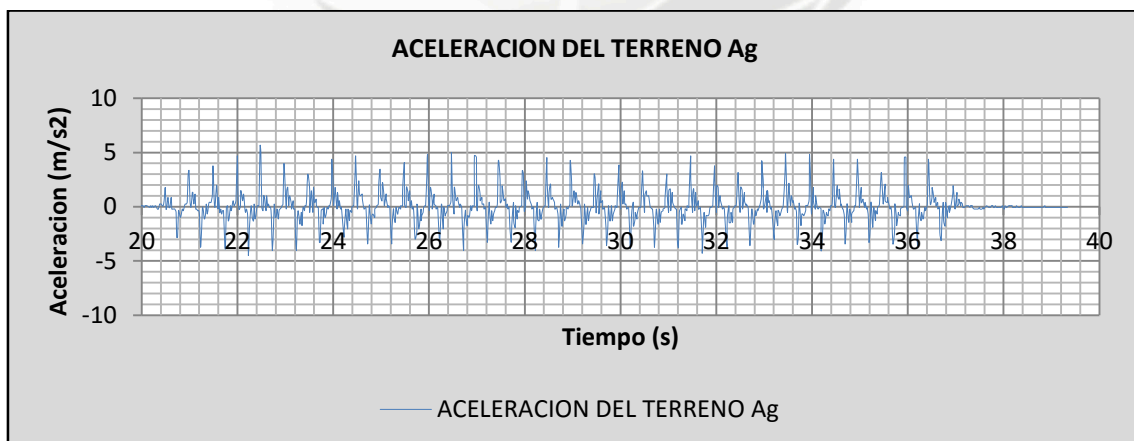
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
9	2	12.57	0.5	0.009	5.610307	0.57189674



VALOR MAX. DE ACELERACION: 2.225250

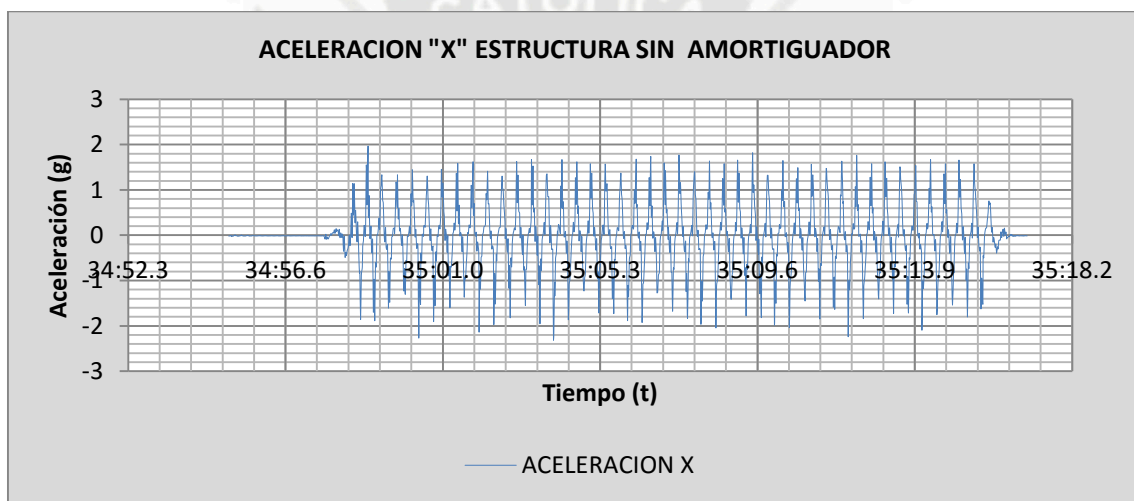


VALOR MAX. DE ACELERACION: 5.610307

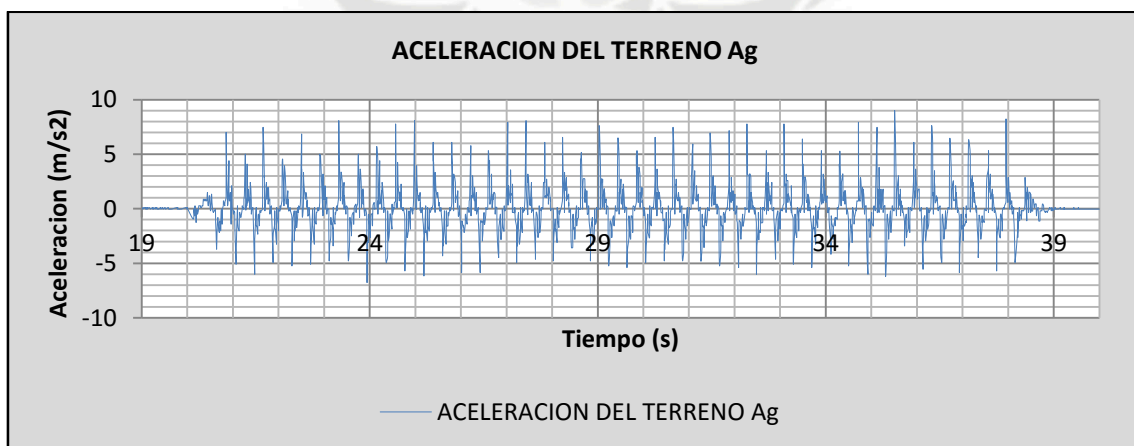
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
9	2.5	15.71	0.4	0.009	9.006039	0.91804679



VALOR MAX. DE ACELERACION: 2.316956

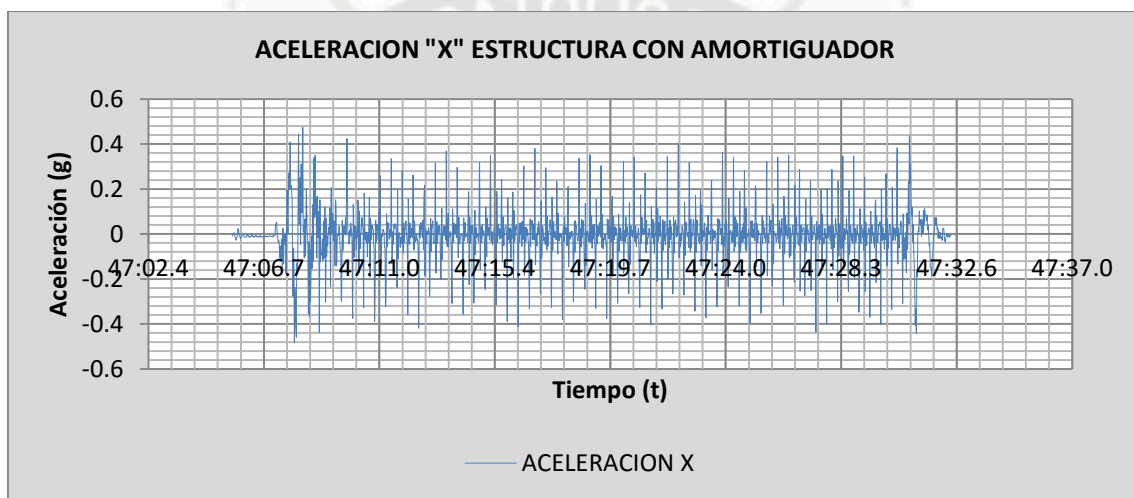


VALOR MAX. DE ACELERACION: 9.006039

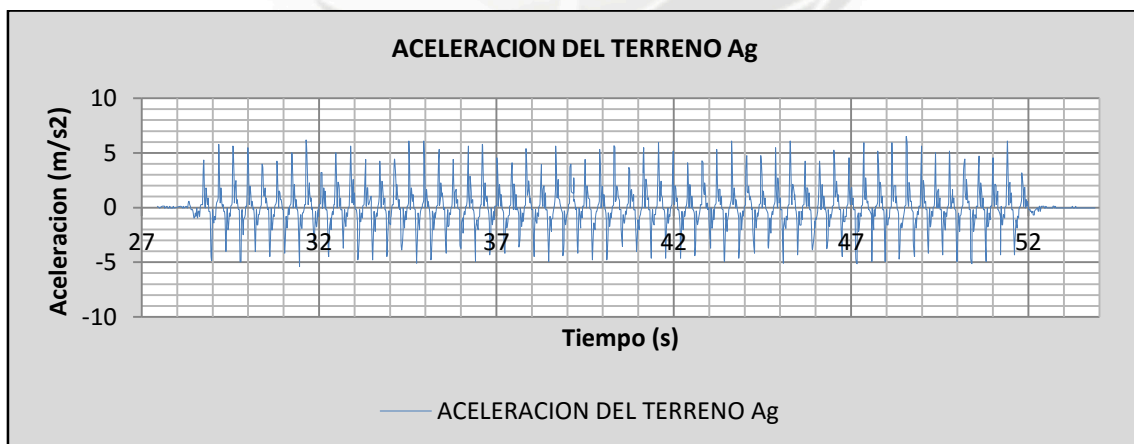
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
9	2.5	15.71	0.4	0.009	6.397344	0.65212473



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.483673

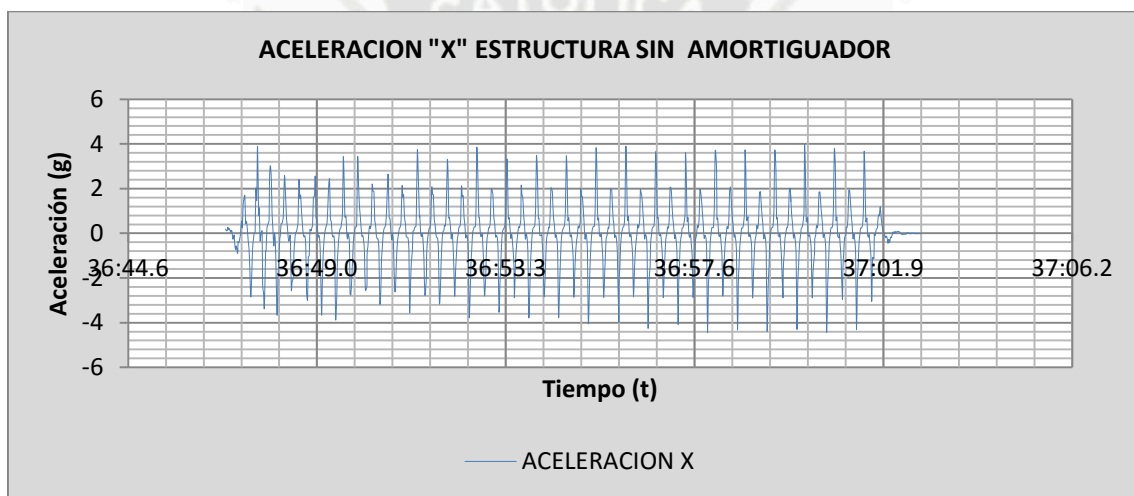


VALOR MAX. DE ACELERACION: 6.397344

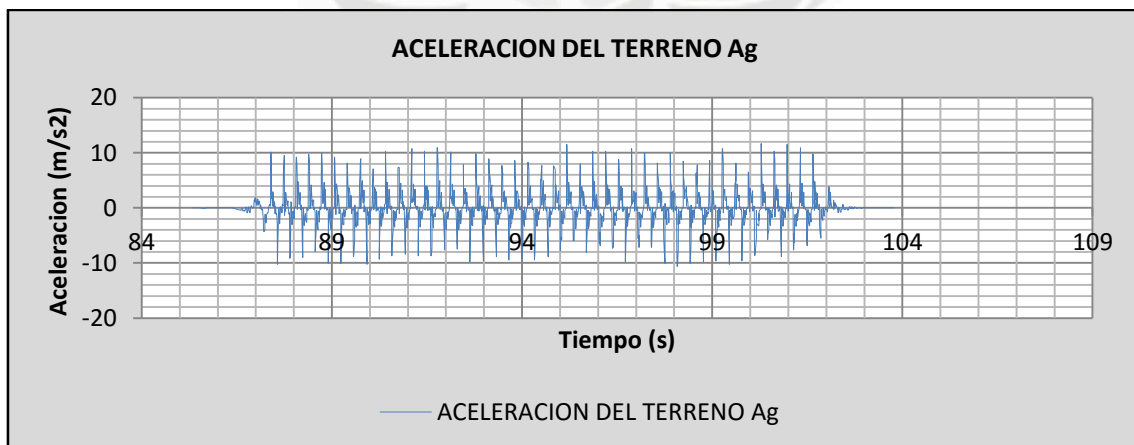
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t ²)	A/g
9	3	18.85	0.33333333	0.009	11.676662	1.1902815



VALOR MAX. DE ACELERACION: 4.450745

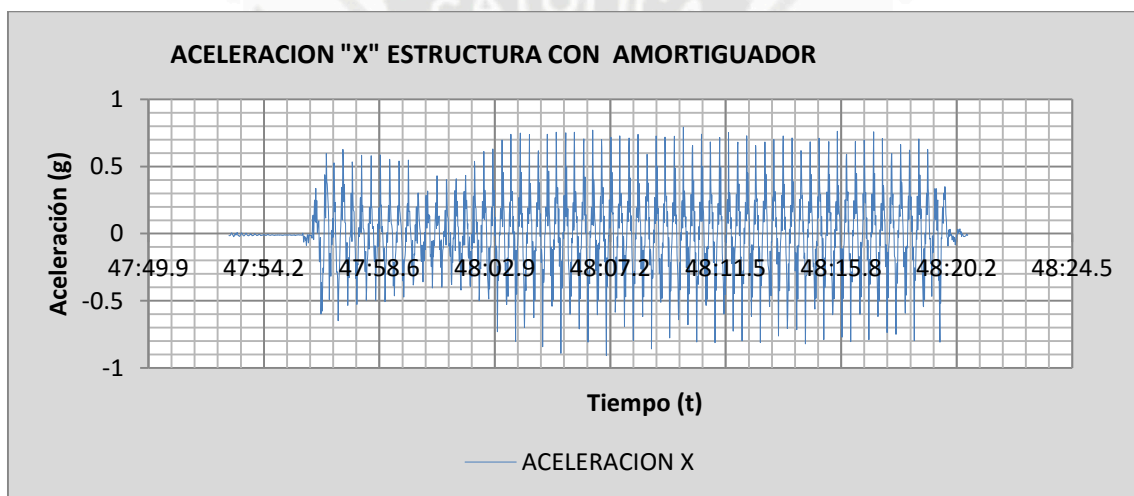


VALOR MAX. DE ACELERACION: 11.676662

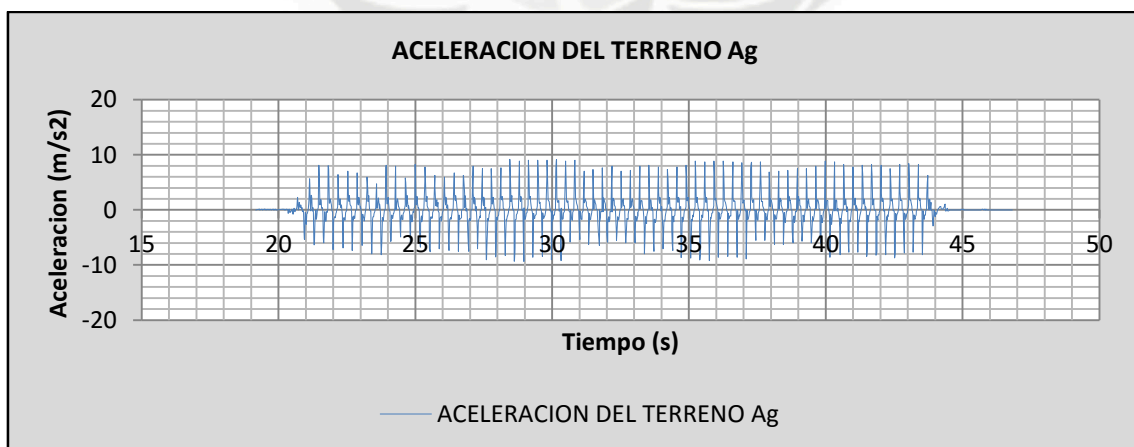
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
9	3	18.85	0.33333333	0.009	9.364174	0.95455392



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.907730

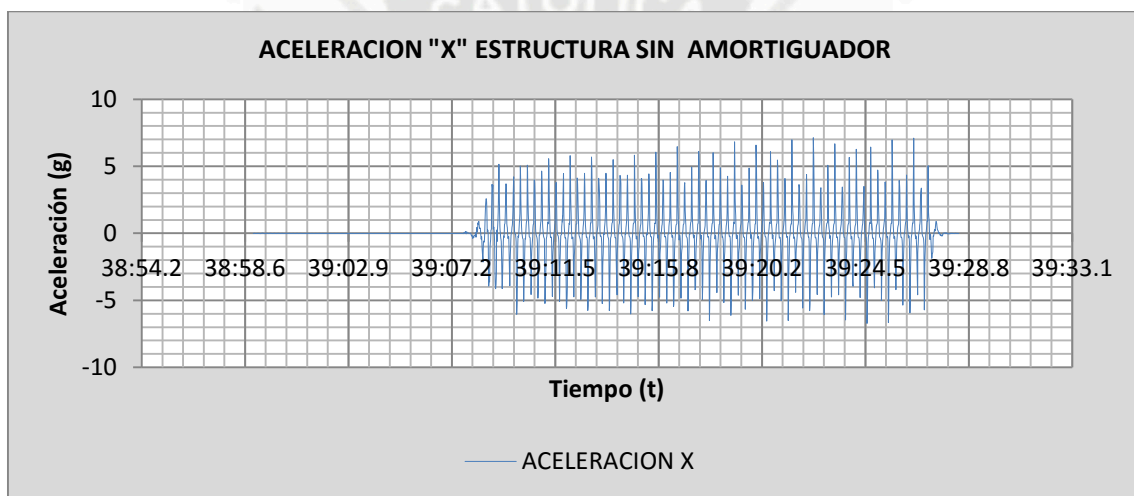


VALOR MAX. DE ACELERACION: 9.364174

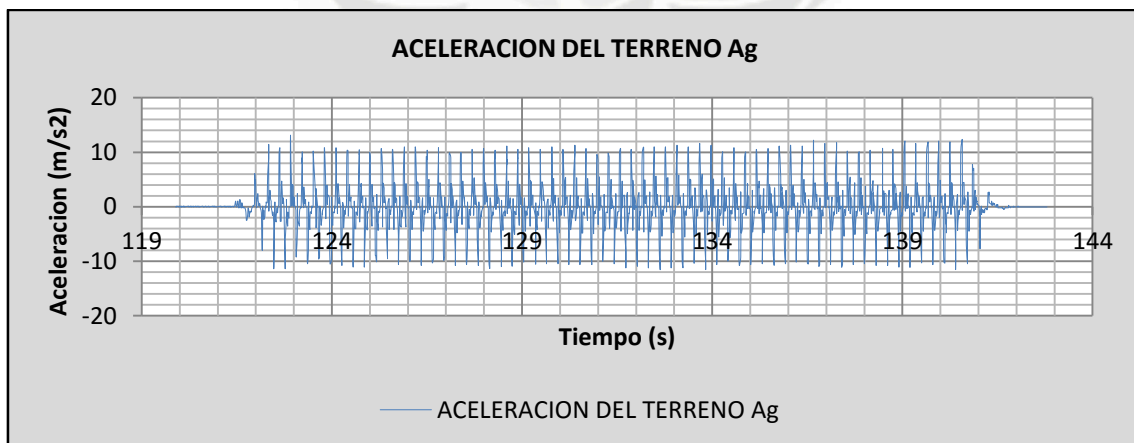
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
9	3.5	21.99	0.28571429	0.009	13.138363	1.33928267



VALOR MAX. DE ACELERACION: 7.129318

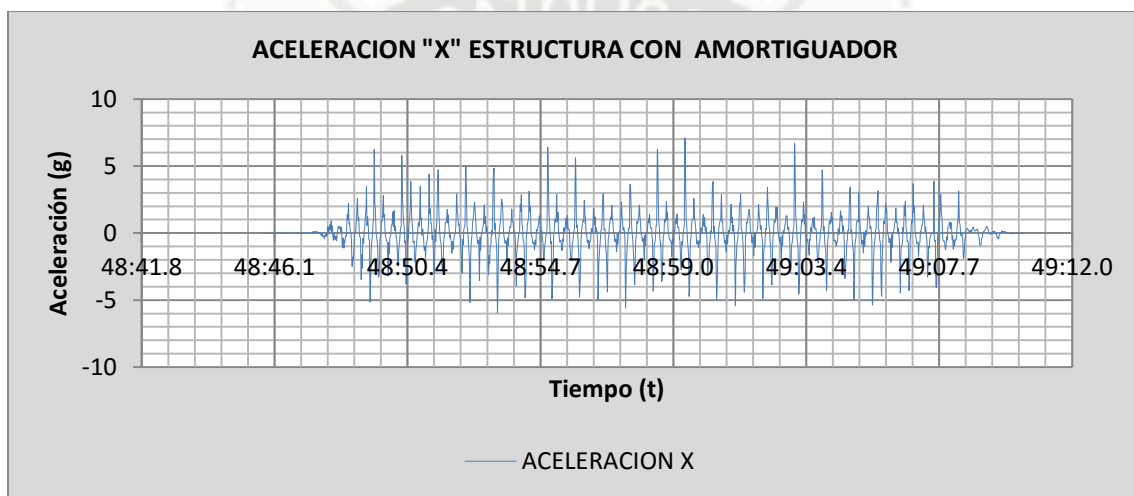


VALOR MAX. DE ACELERACION: 13.138363

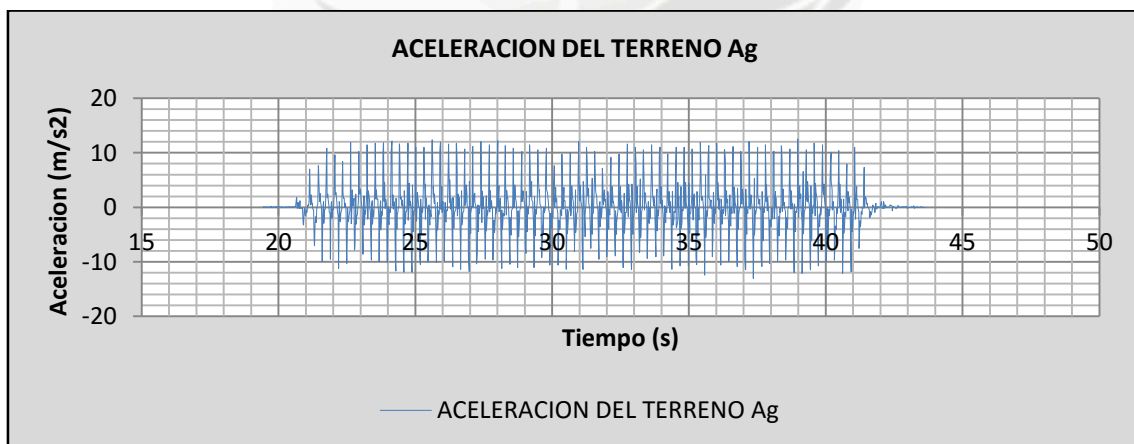
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
9	3.5	21.99	0.28571429	0.009	13.056488	1.3309366



VALOR MAX. DE ACELERACION: 7.107315

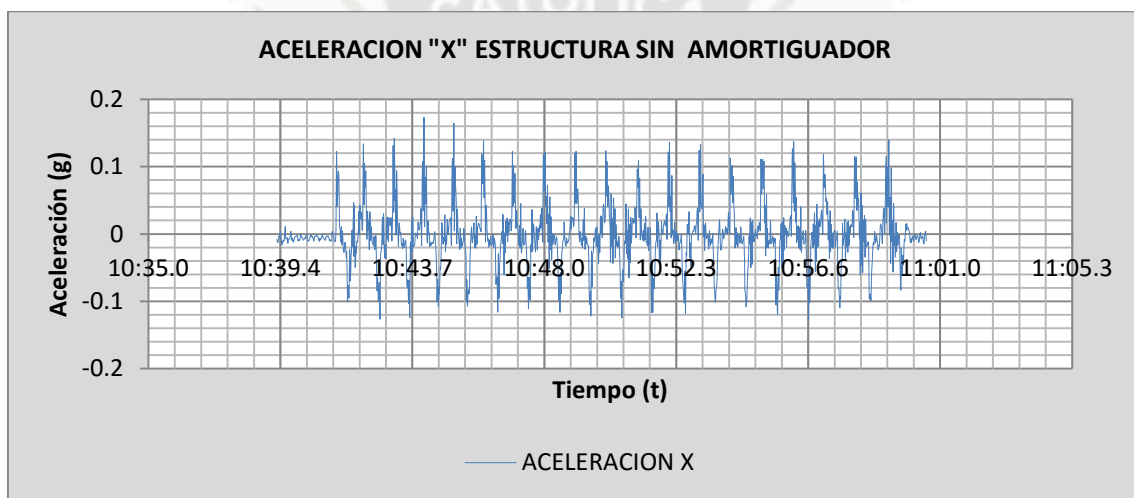


VALOR MAX. DE ACELERACION: 13.056488

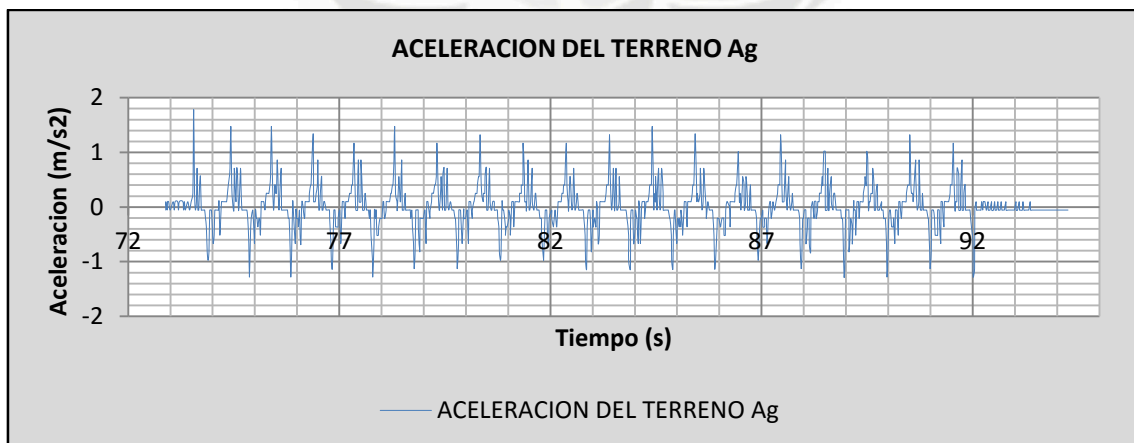
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.1	1	6.28	1	0.0011	1.782584	0.18171092



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.173340

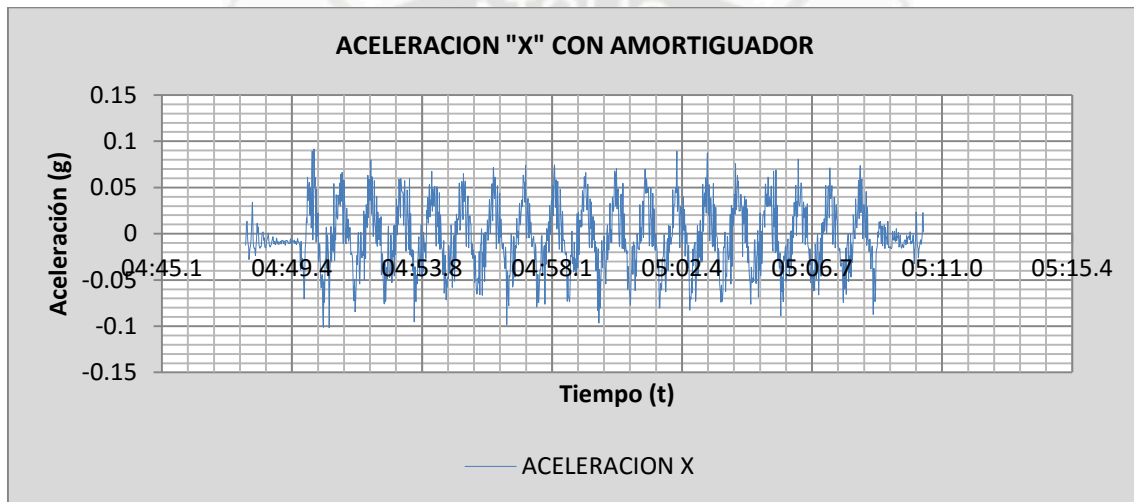


VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.782584

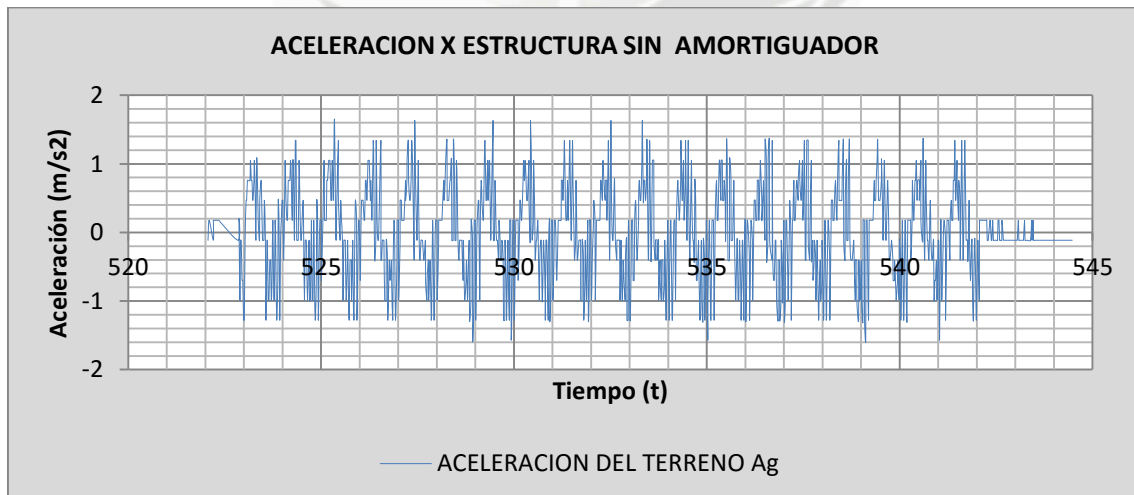
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t ²)	A/g
1.1	1	6.28	1	0.0011	1.632146	0.16637572



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.10169983

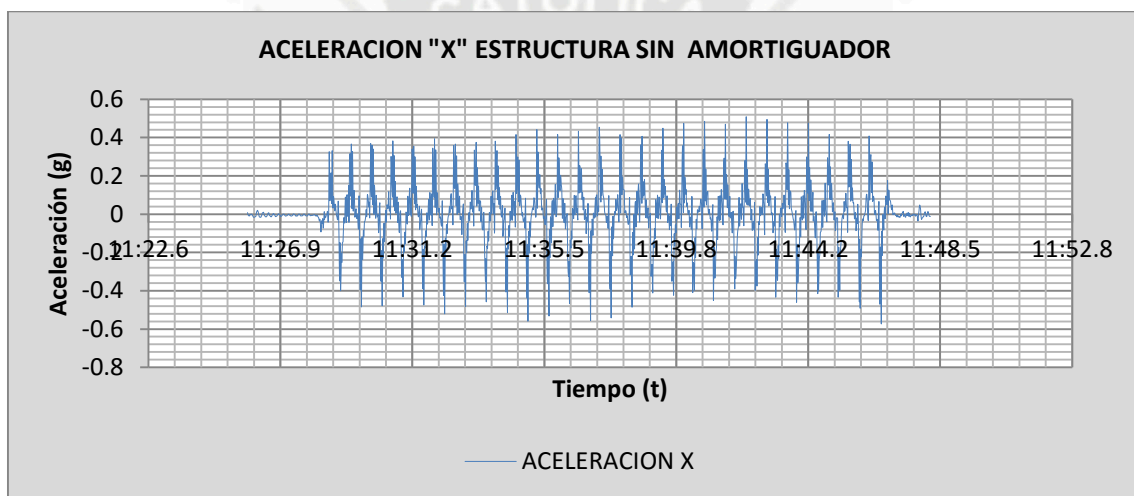


VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.6321458

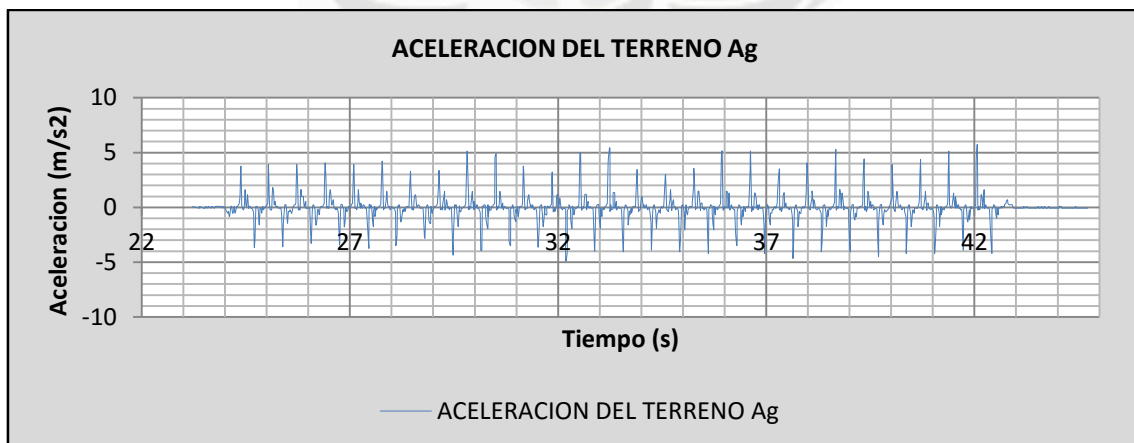
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.1	1.5	9.42	0.66666667	0.0011	5.597519	0.57059321



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.573334

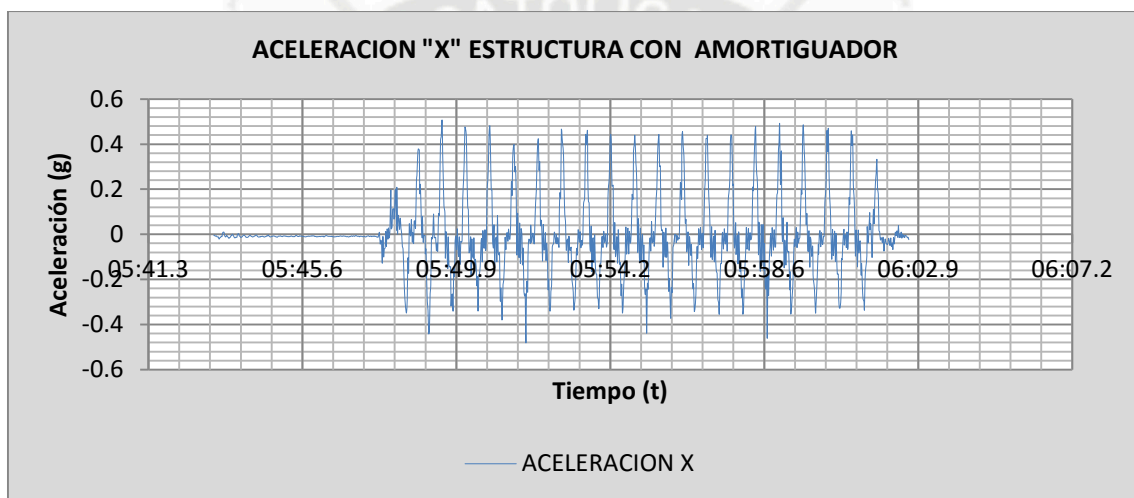


VALOR MAX. DE ACELERACION: 5.597519

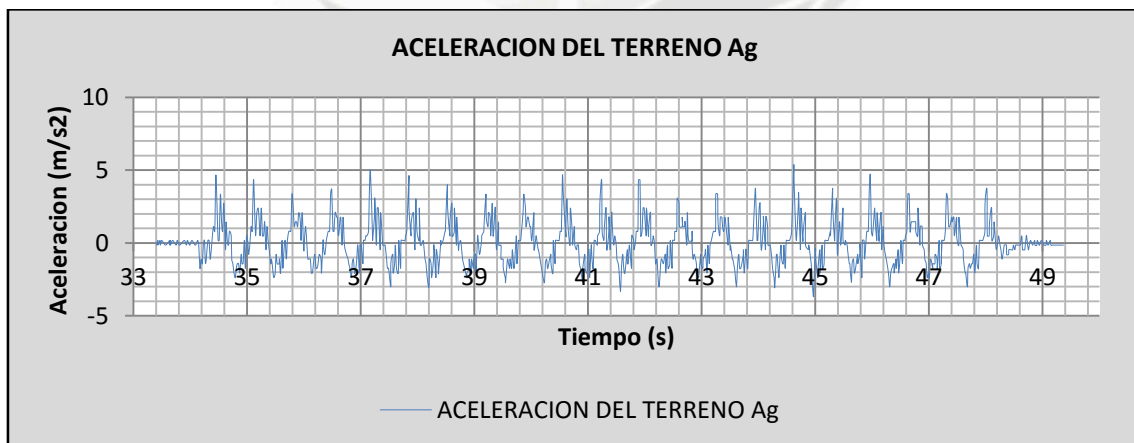
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.1	1.5	9.42	0.66666667	0.0011	5.270146	0.53722177



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.507294

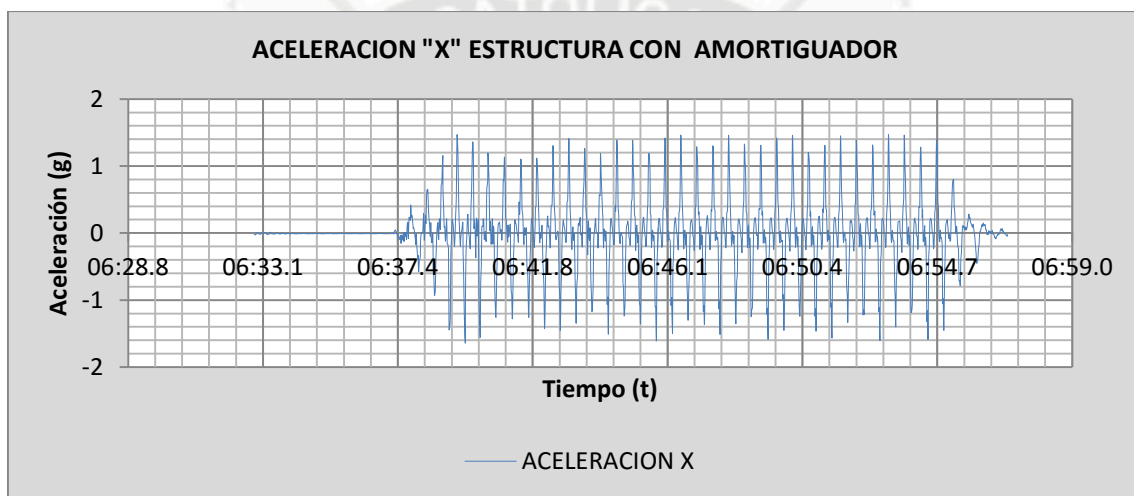


VALOR MAX. DE ACELERACION: 5.270146

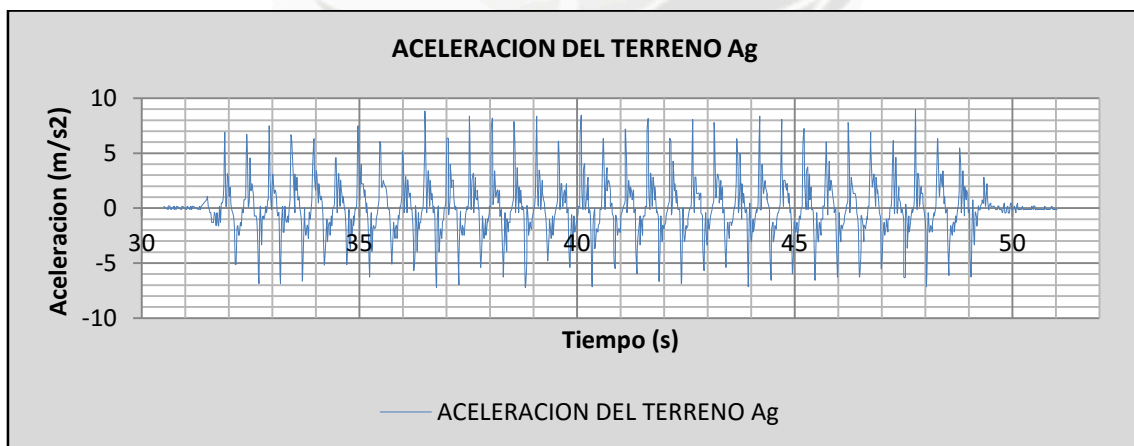
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t ²)	A/g
1.1	2	12.57	0.5	0.0011	8.960155	0.9133695



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.642276

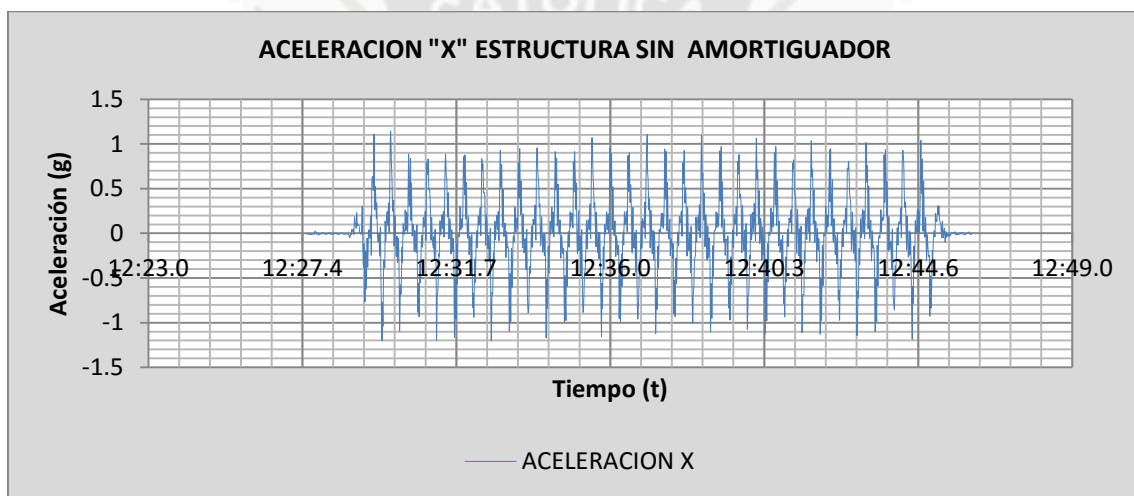


VALOR MAX. DE ACELERACION: 8.960155

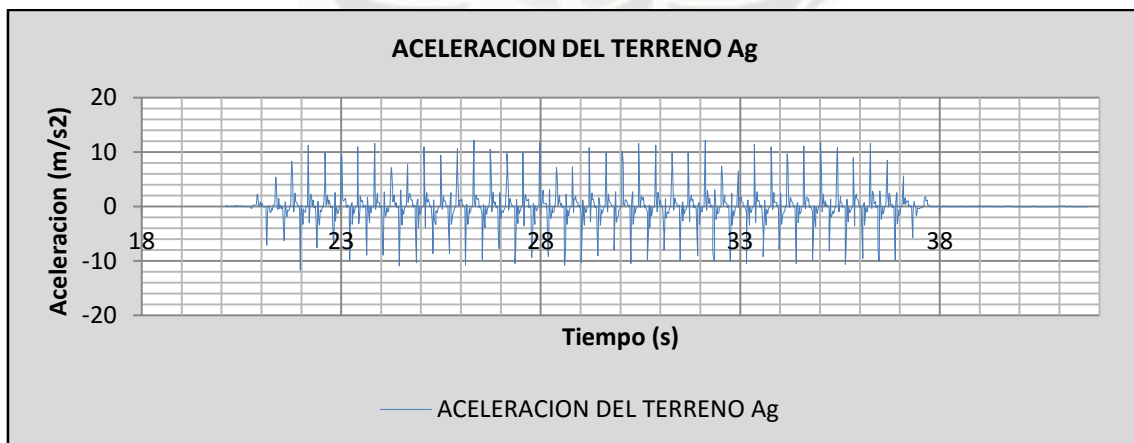
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.1	2.5	15.71	0.4	0.0011	12.203406	1.24397615



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.202957

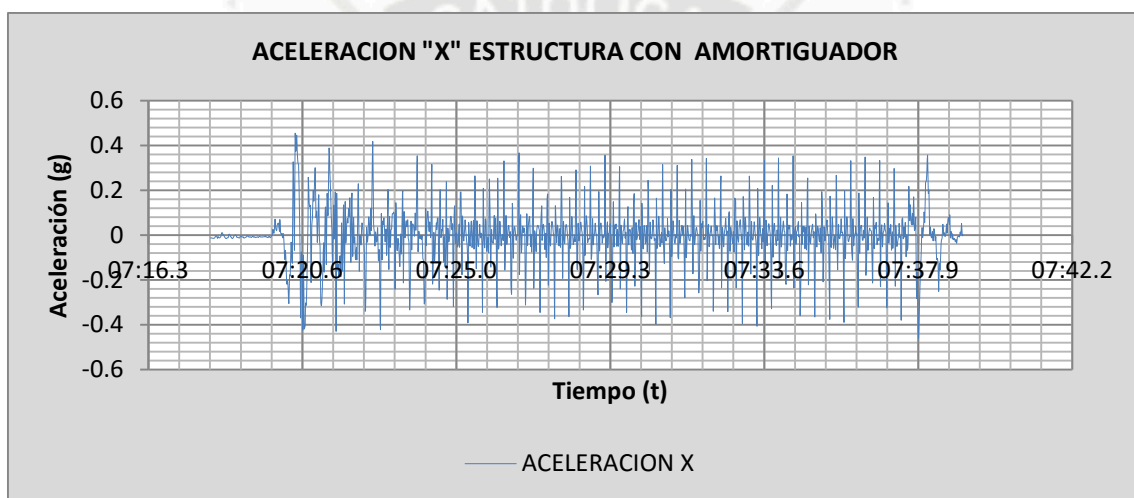


VALOR MAX. DE ACELERACION: 12.203406

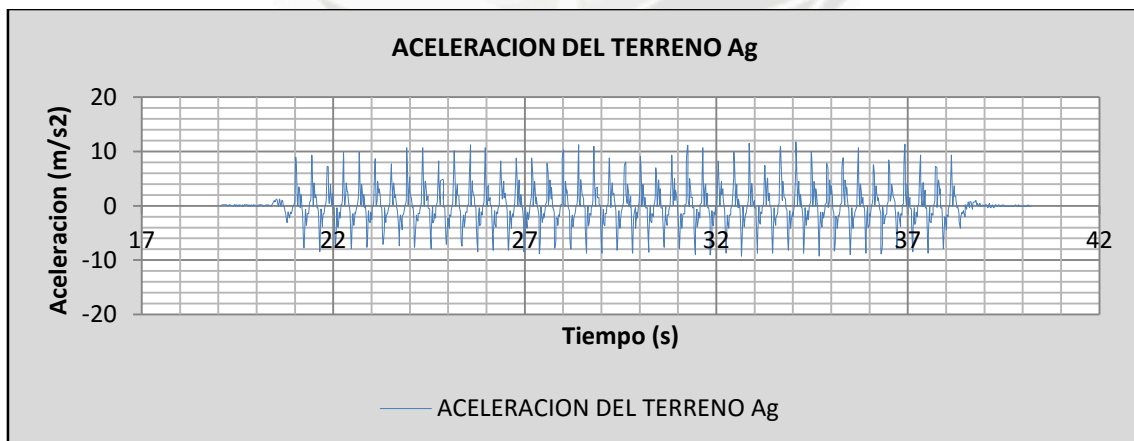
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.1	2.5	15.71	0.4	0.0011	11.745832	1.19733255



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.459885

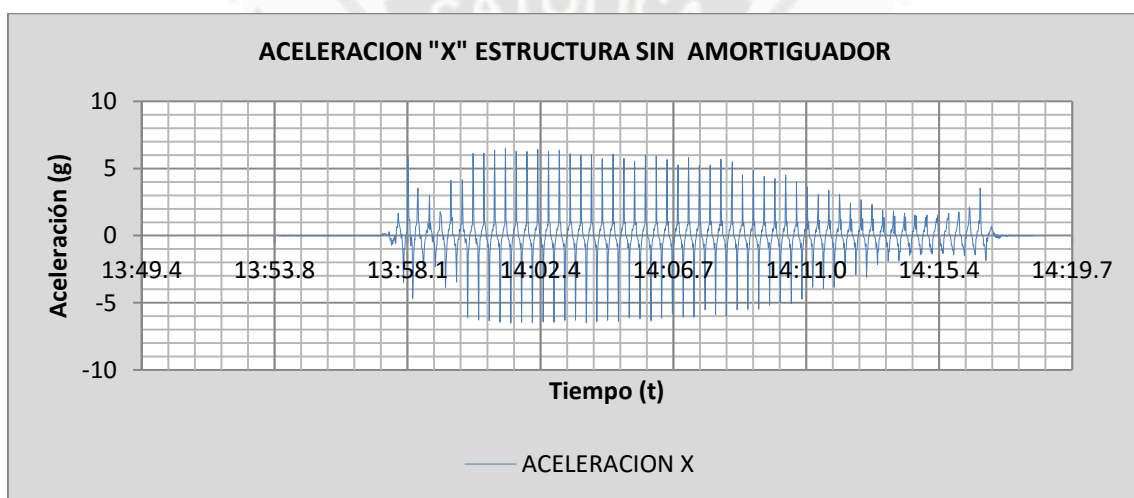


VALOR MAX. DE ACELERACION: 11.745832

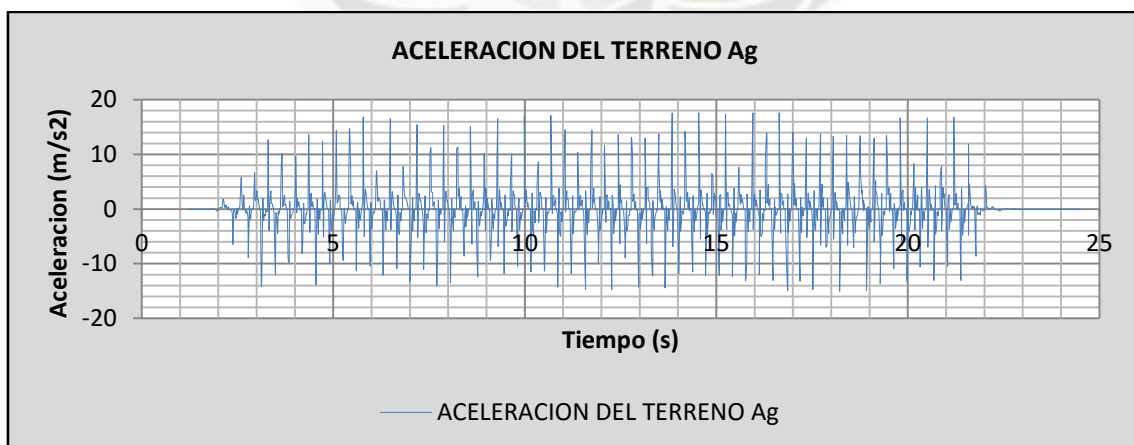
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.1	3	18.85	0.33333333	0.0011	17.585089	1.79256769



VALOR MAX. DE ACCELERACION: 6.523315

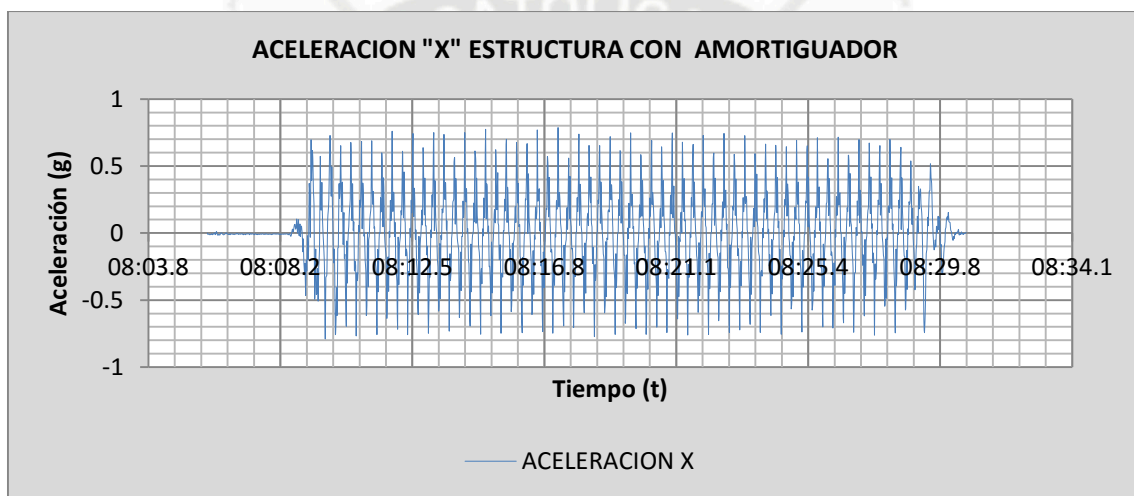


VALOR MAX. DE ACCELERACION: 17.585089

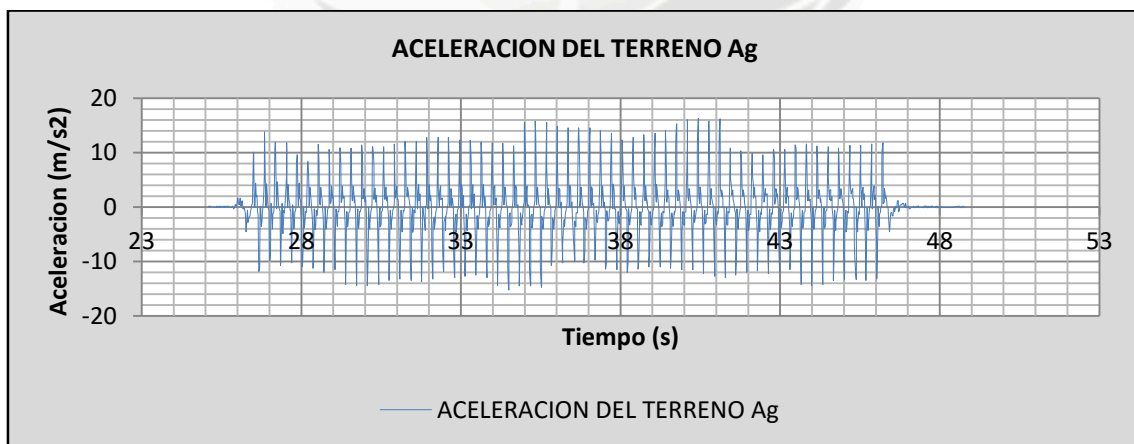
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DEL LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.1	3	18.85	0.33333333	0.0011	16.051255	1.63621354



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.790039

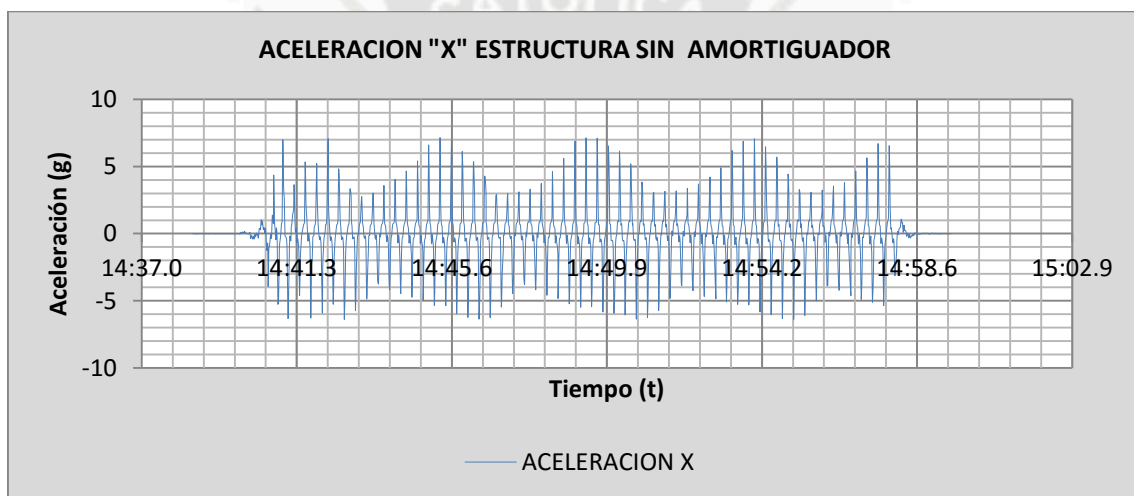


VALOR MAX. DE ACELERACION: 16.051255

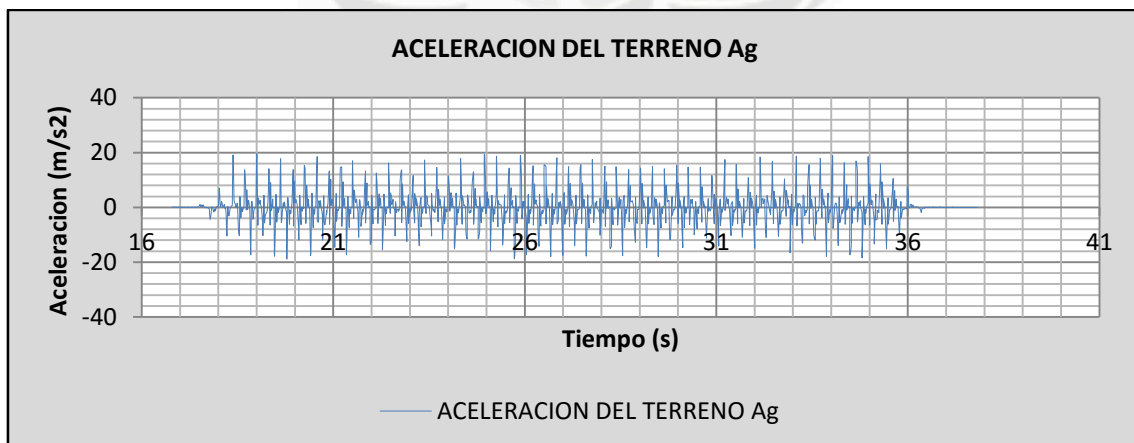
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t ²)	A/g
1.1	3.5	21.99	0.28571429	0.0011	19.587317	1.9966684



VALOR MAX. DE ACELERACION: 7.146393

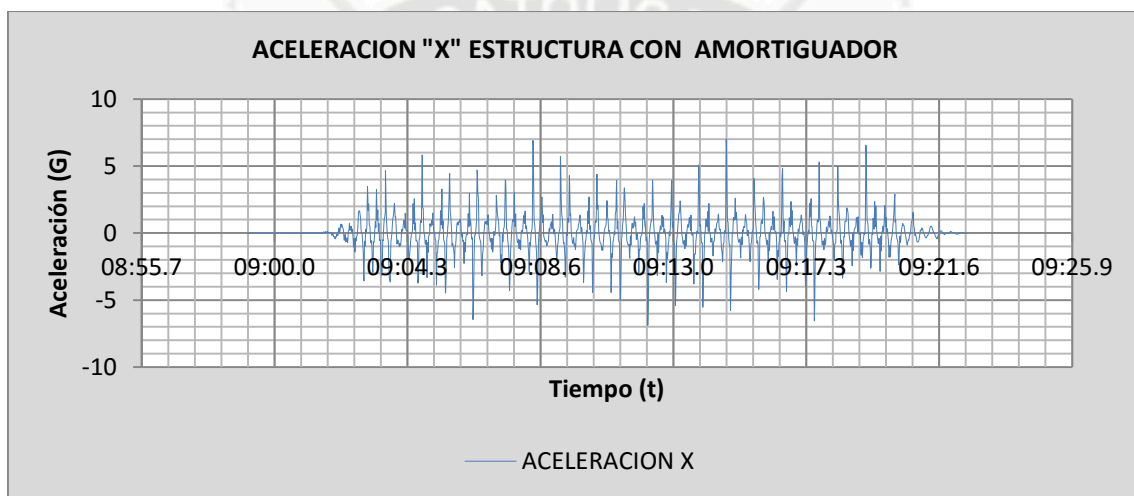


VALOR MAX. DE ACELERACION: 19.587317

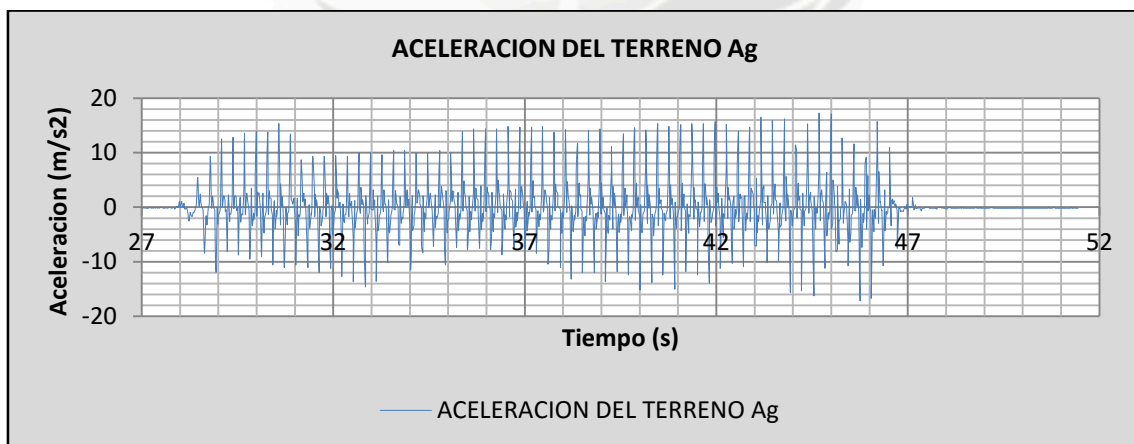
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t ²)	A/g
1.1	3.5	21.99	0.28571429	0.0011	17.287086	1.76219021



VALOR MAX. DE ACELERACION: 7.004105

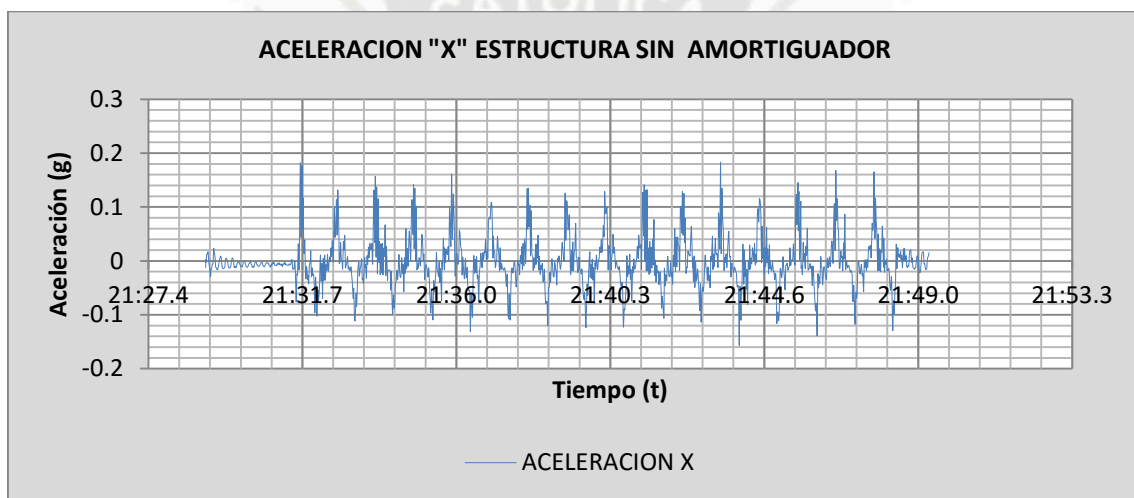


VALOR MAX. DE ACELERACION: 17.287086

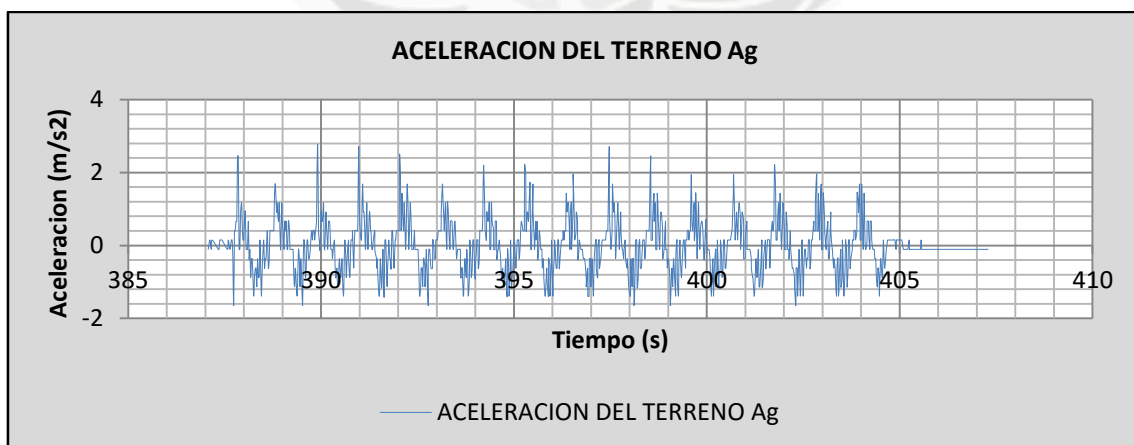
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.5	1	6.28	1	0.0015	2.714526	0.27671009



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.183365

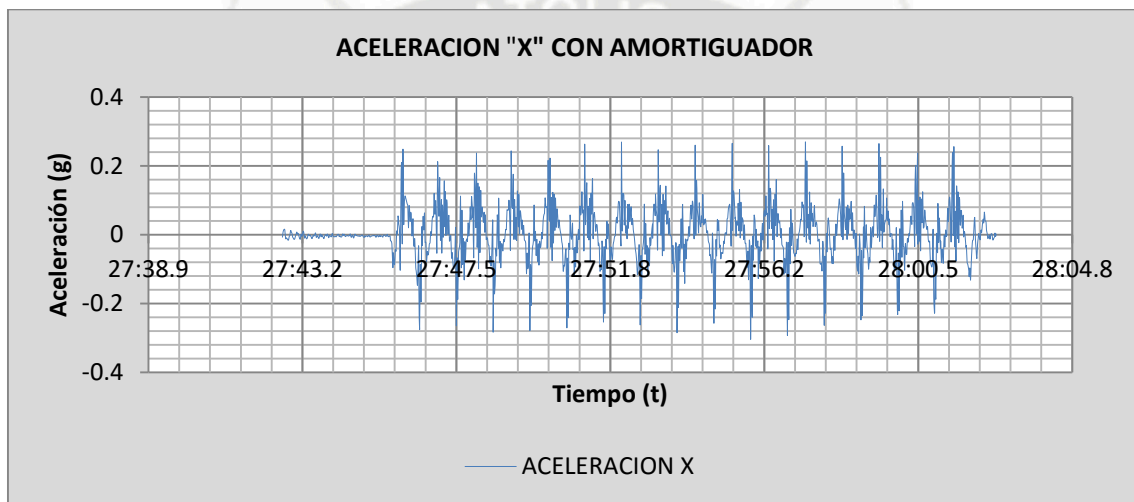


VALOR MAX. DE ACELERACION: 2.714526

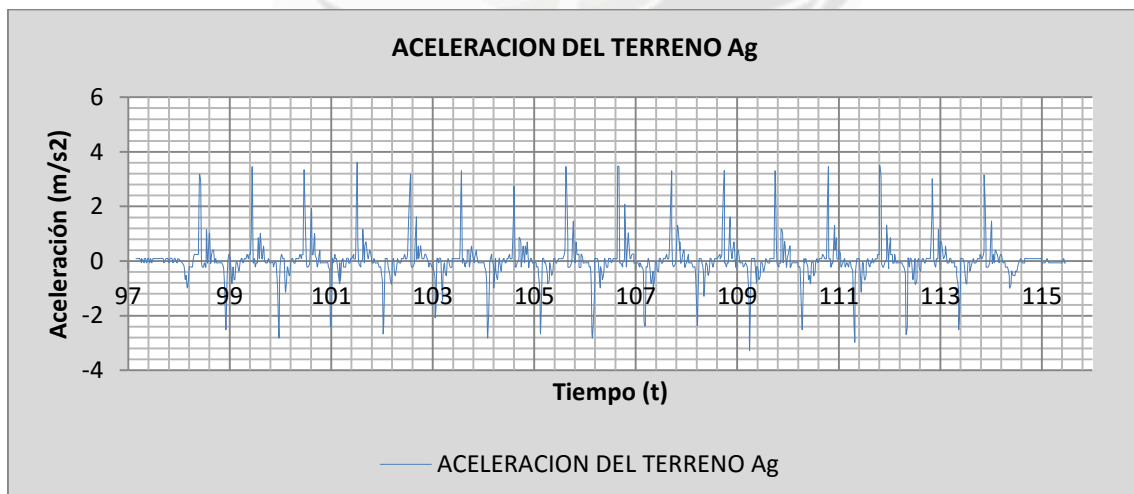
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t ²)	A/g
1.5	1	6.28	1	0.0015	3.612672	0.36826421



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.30383301

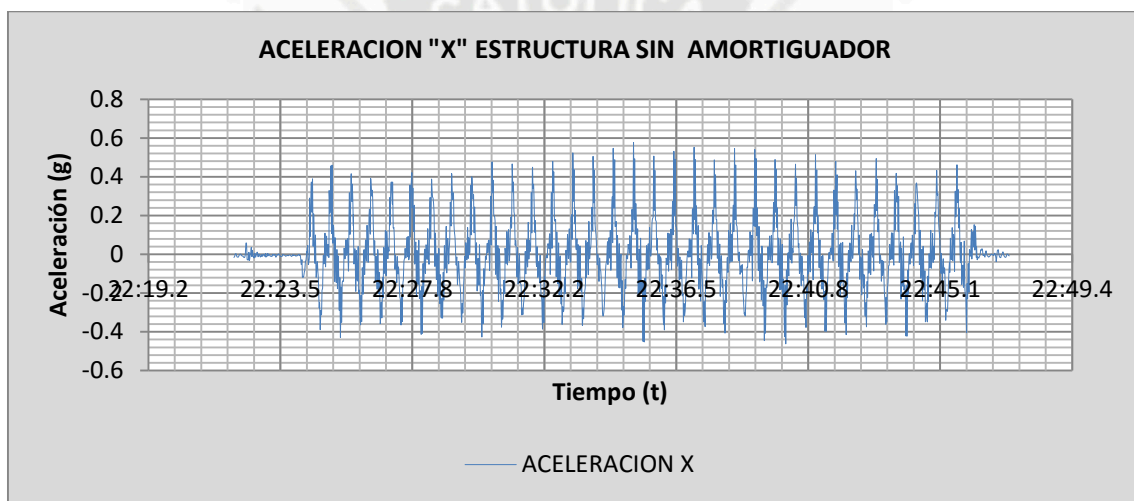


VALOR MAX. DE ACELERACION: 3.6126719

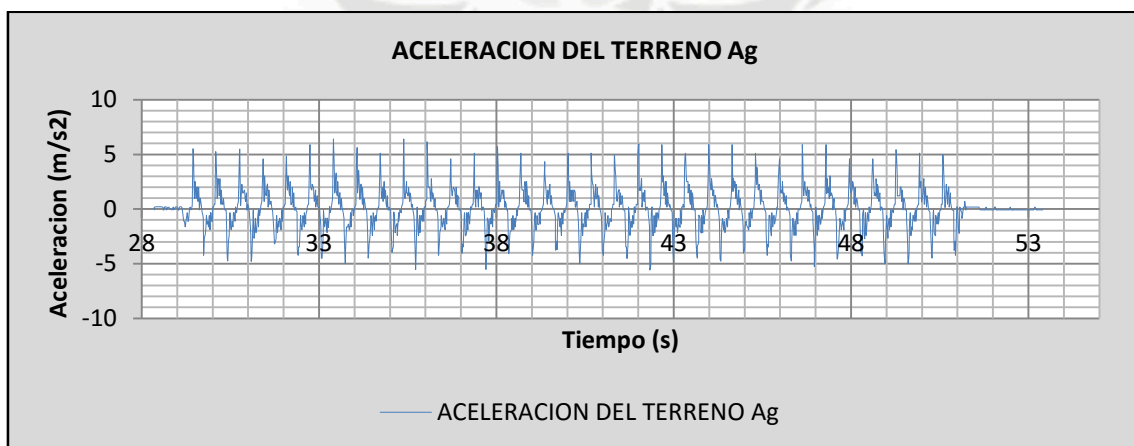
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.5	1.5	9.42	1.5	0.0015	6.410026	0.65341749



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.577255

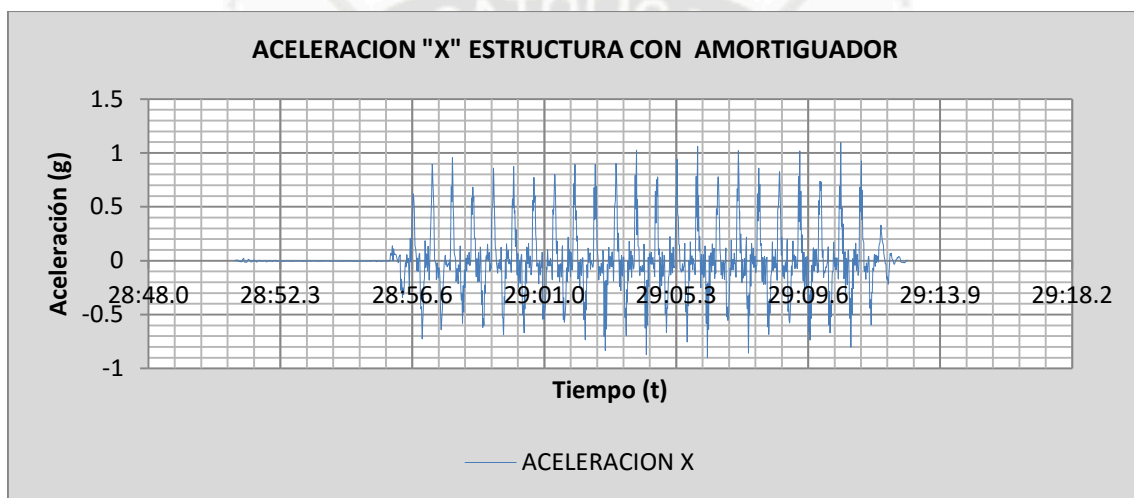


VALOR MAX. DE ACELERACION: 6.410026

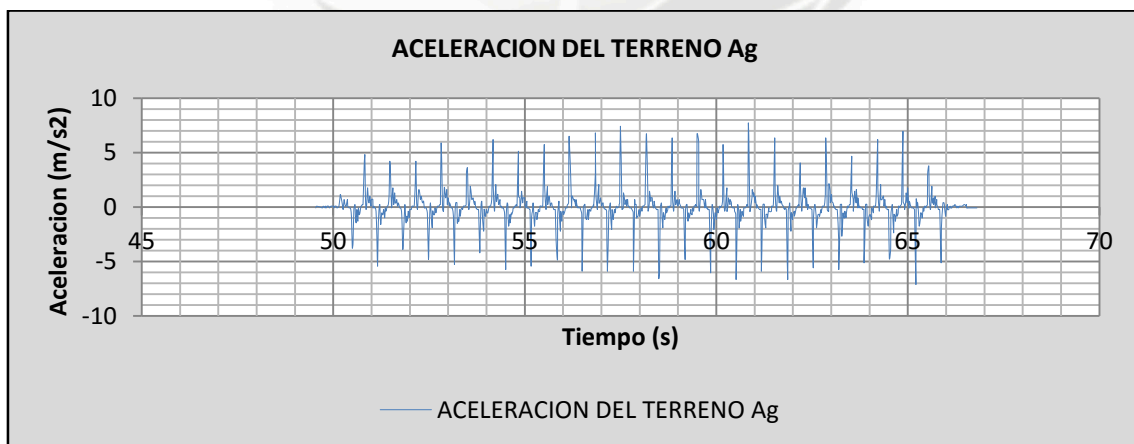
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.5	1.5	9.42	0.66666667	0.0015	7.736974	0.78868236



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.096039

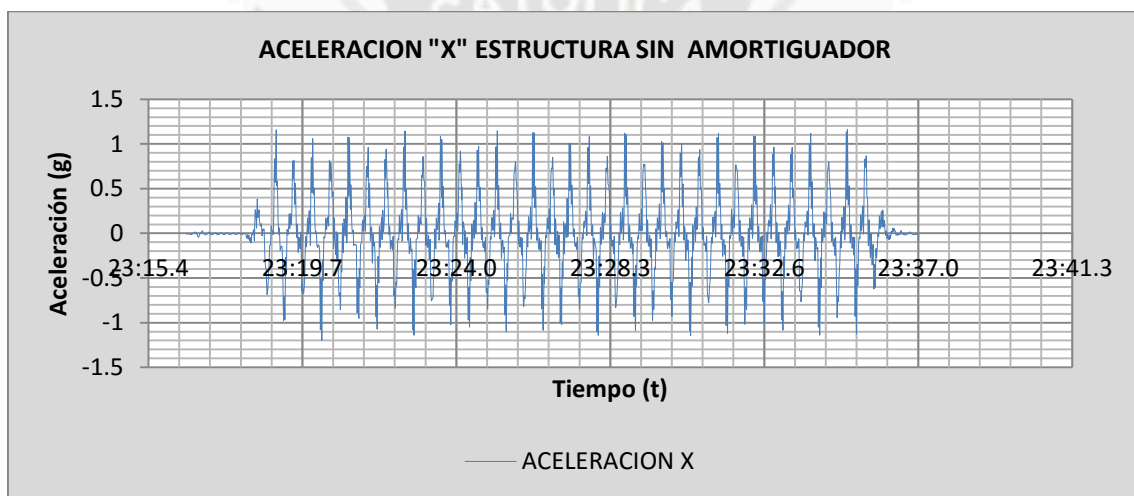


VALOR MAX. DE ACELERACION: 7.736974

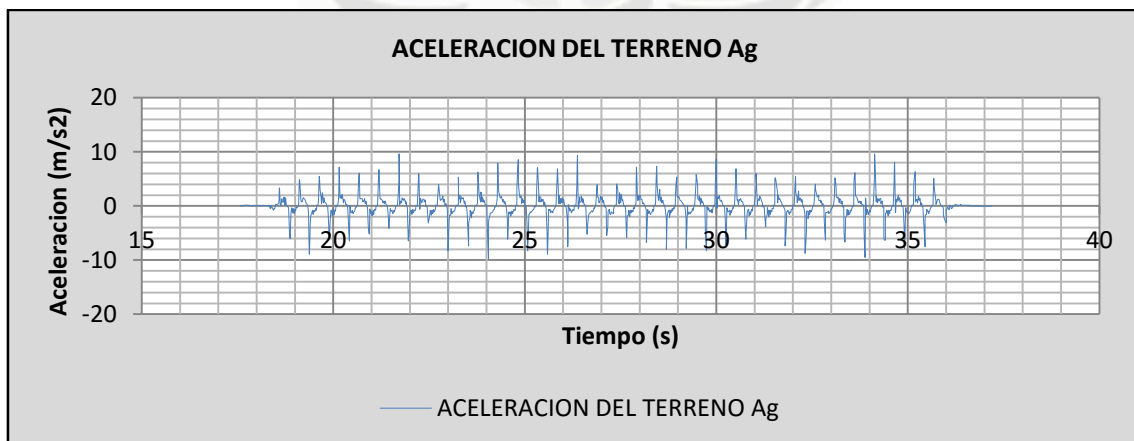
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.5	2	12.57	0.5	0.0015	9.679019	0.98664822



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.198578

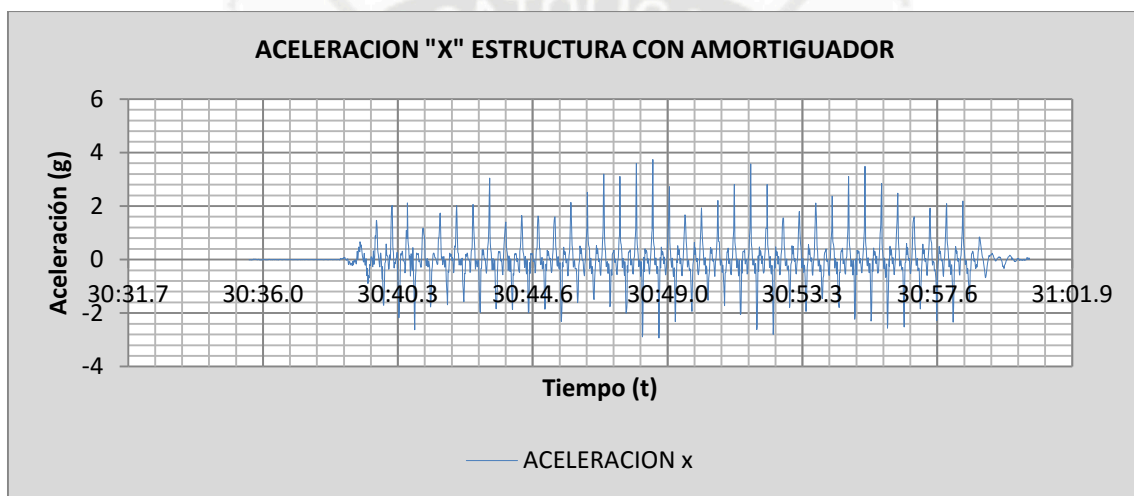


VALOR MAX. DE ACELERACION: 9.679019

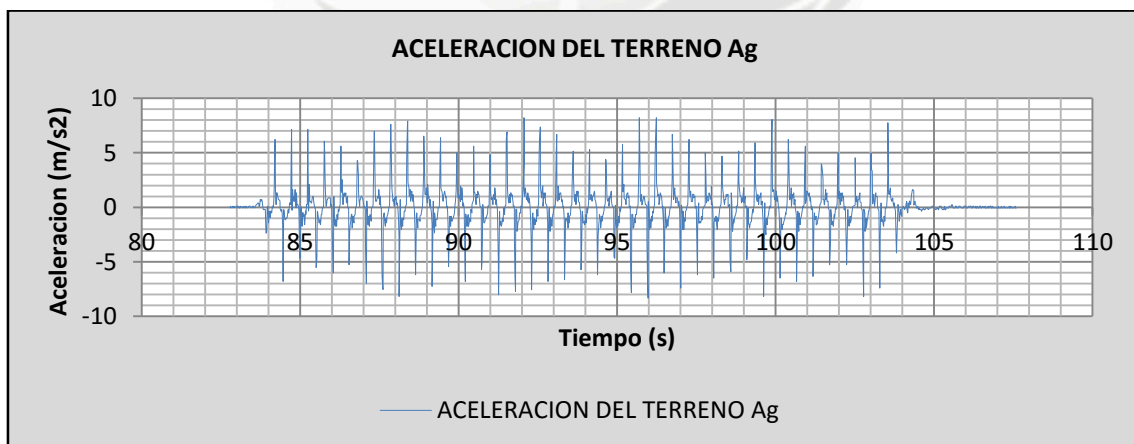
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.5	2	12.57	0.5	0.0015	8.331442	0.84928053



VALOR MAX. DE ACELERACION: 3.734482

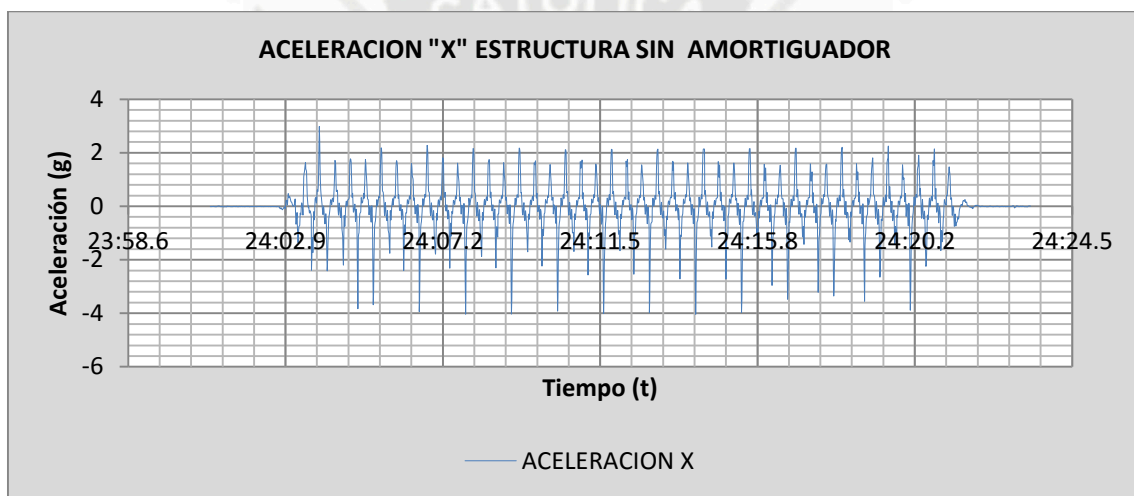


VALOR MAX. DE ACELERACION: 8.331442

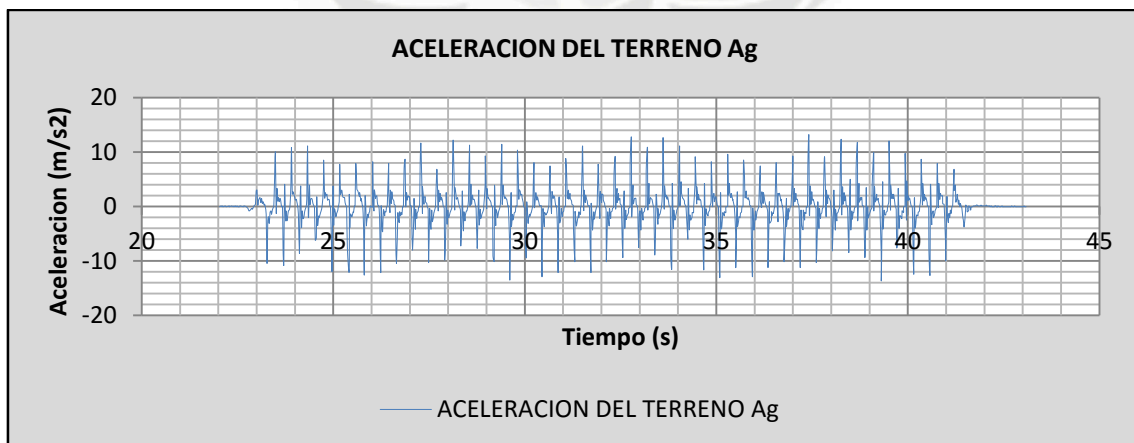
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.5	2.5	15.71	0.4	0.0015	13.517620	1.37794292



VALOR MAX. DE ACELERACION: 4.032867

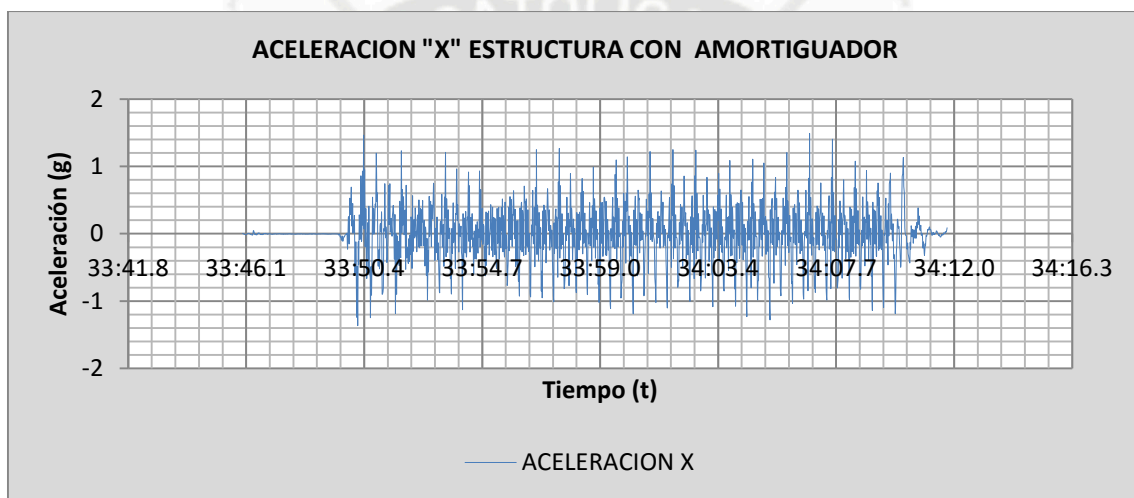


VALOR MAX. DE ACELERACION: 13.517620

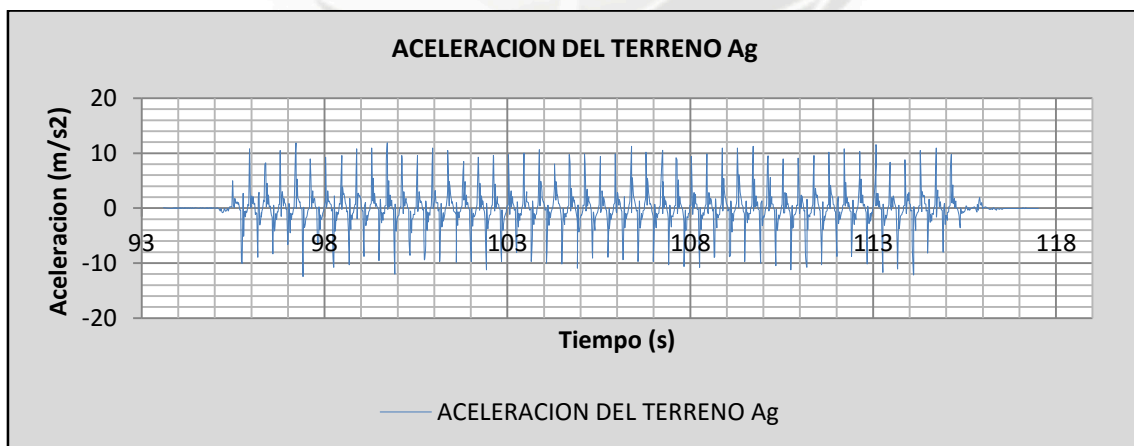
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t ²)	A/g
1.5	2.5	15.71	0.4	0.0015	12.470060	1.271158



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.490891

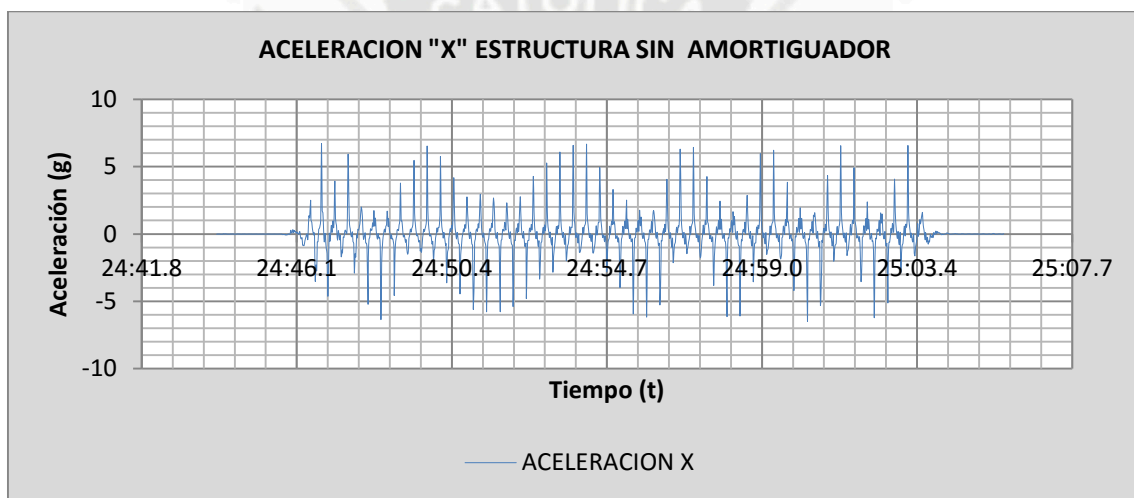


VALOR MAX. DE ACELERACION: 12.470060

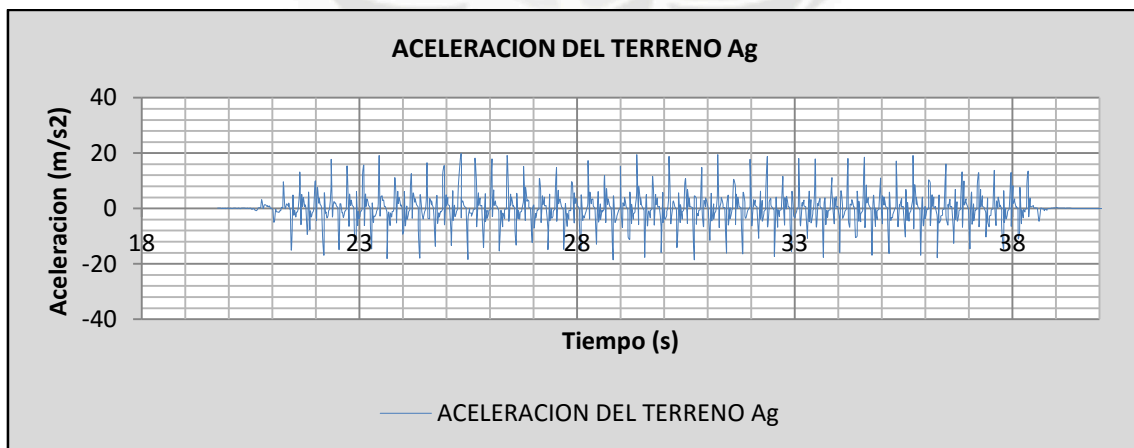
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.5	3	18.85	0.33333333	0.0015	19.625124	2.00052232



VALOR MAX. DE ACELERACION: 6.715408

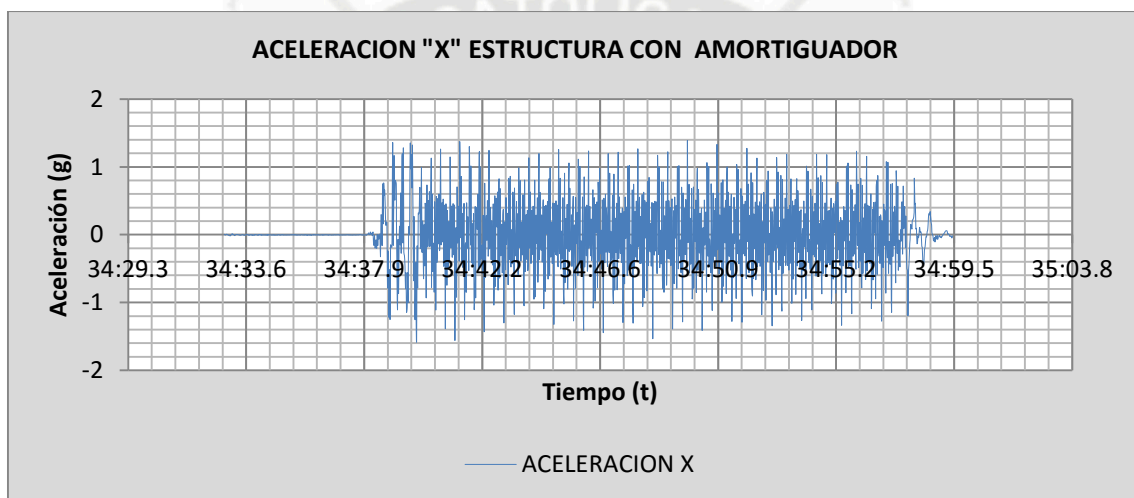


VALOR MAX. DE ACELERACION: 19.625124

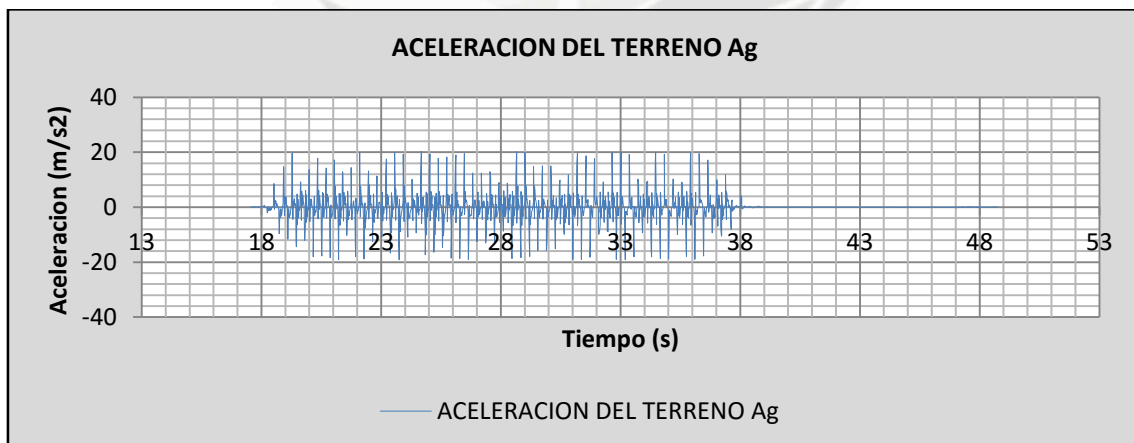
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.5	3	18.85	0.33333333	0.0015	19.925133	2.03110428



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.560257

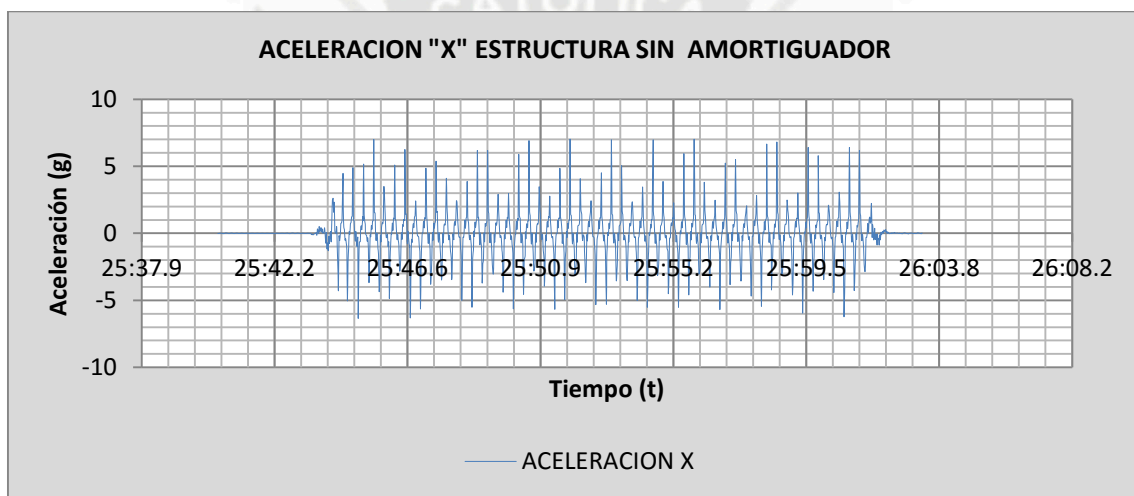


VALOR MAX. DE ACELERACION: 19.925133

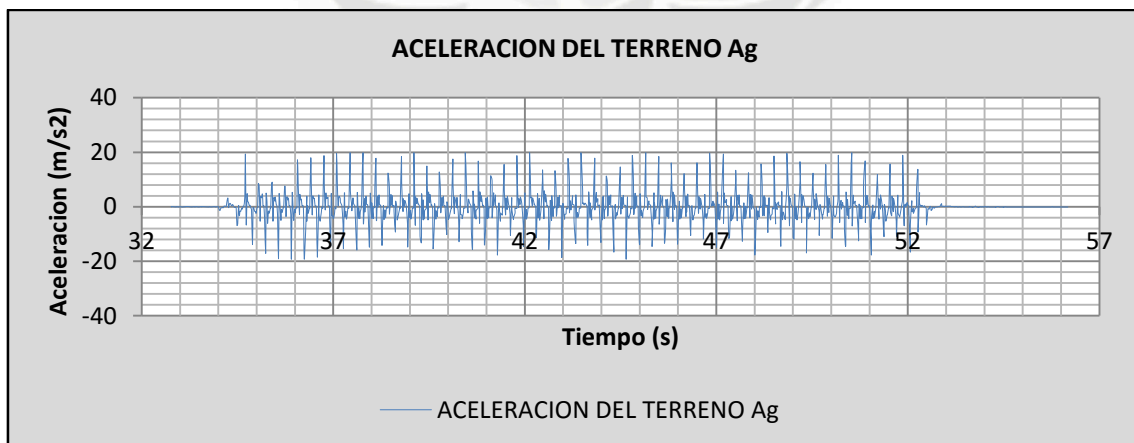
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.5	3.5	21.99	0.28571429	0.0015	19.826510	2.02105097



VALOR MAX. DE ACELERACION: 7.032913

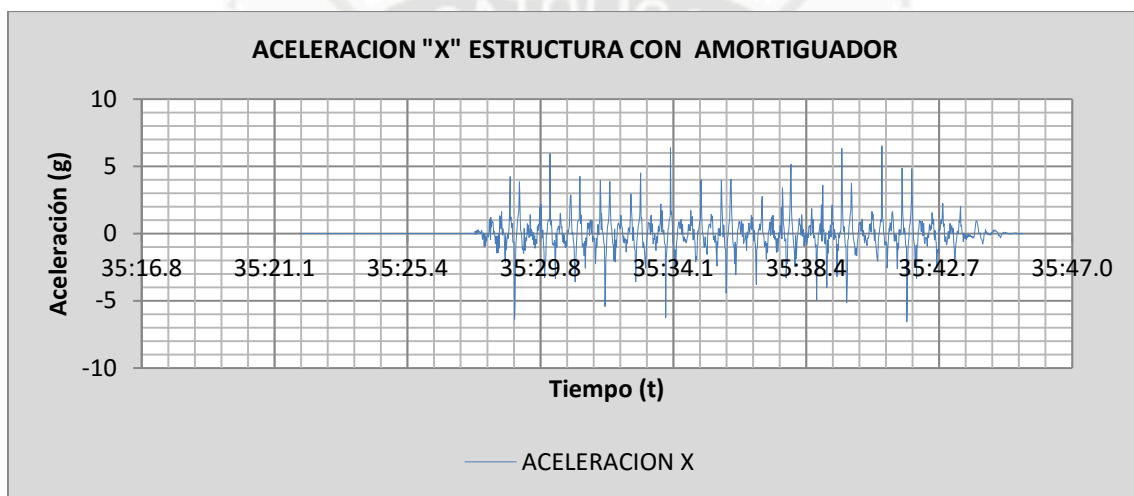


VALOR MAX. DE ACELERACION: 19.826510

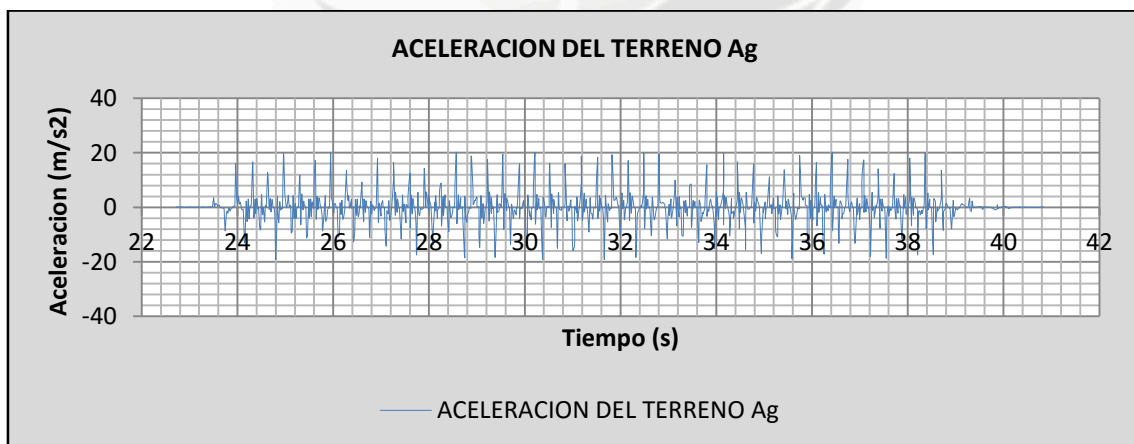
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.5	3.5	21.99	0.28571429	0.0015	19.905882	2.0291419



VALOR MAX. DE ACELERACION: 6.571945

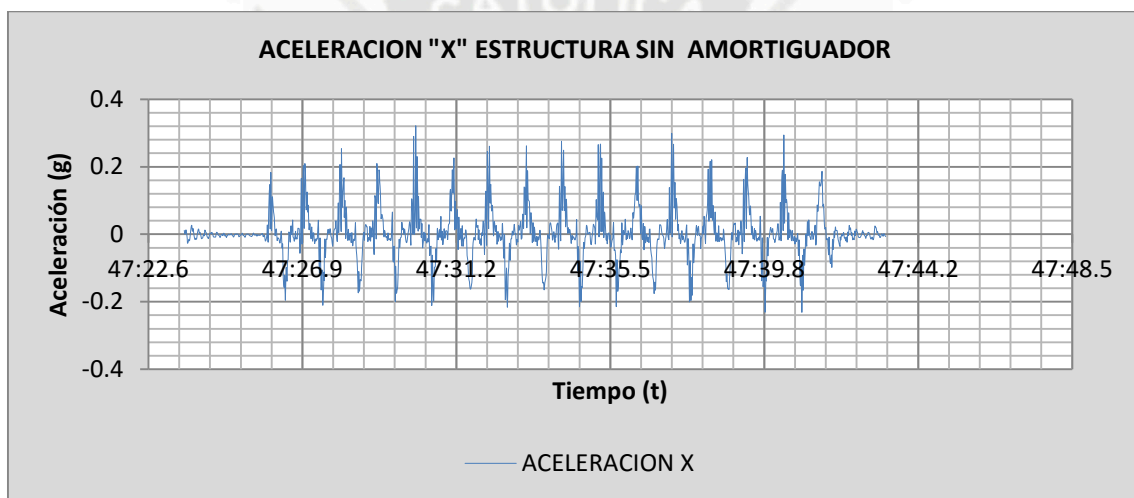


VALOR MAX. DE ACELERACION: 19.905882

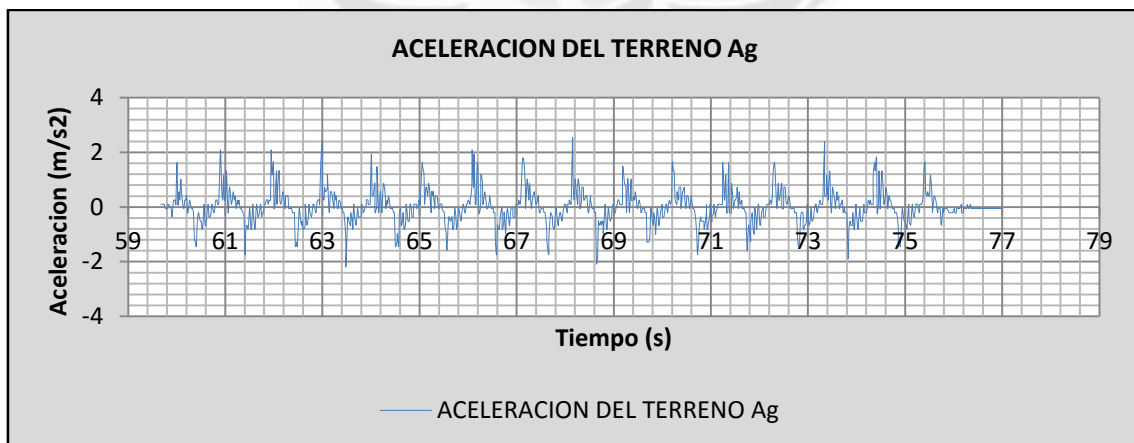
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.7	1	6.28	1	0.0017	2.550470	0.25998675



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.321503

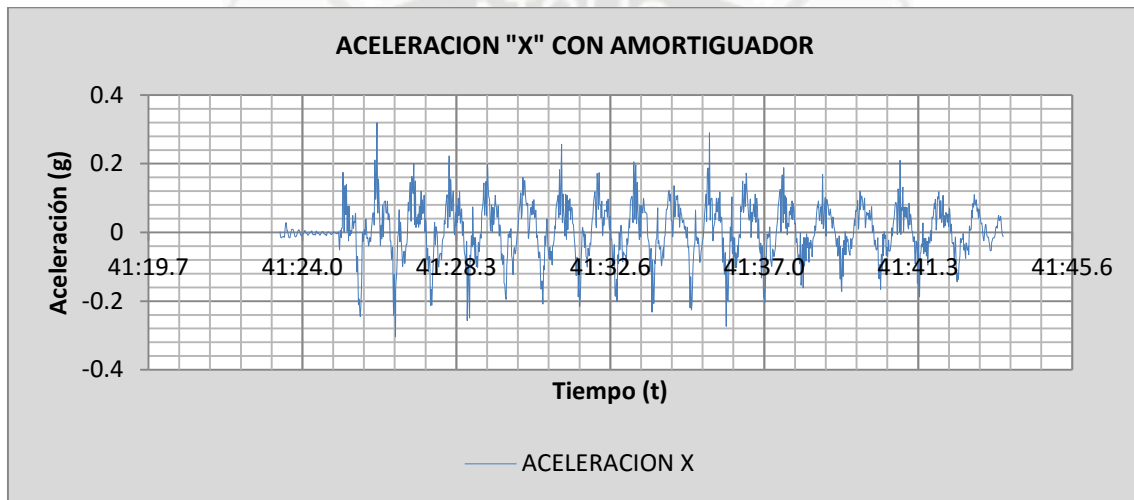


VALOR MAX. DE ACELERACION: 2.550470

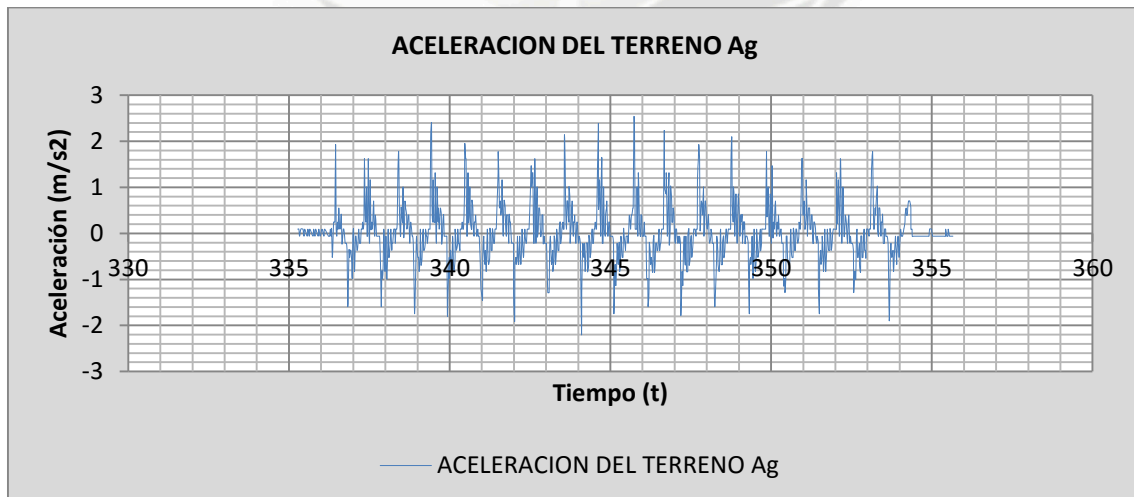
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t ²)	A/g
1.7	1	6.28	1	0.0017	2.542898	0.2592149



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.31941223

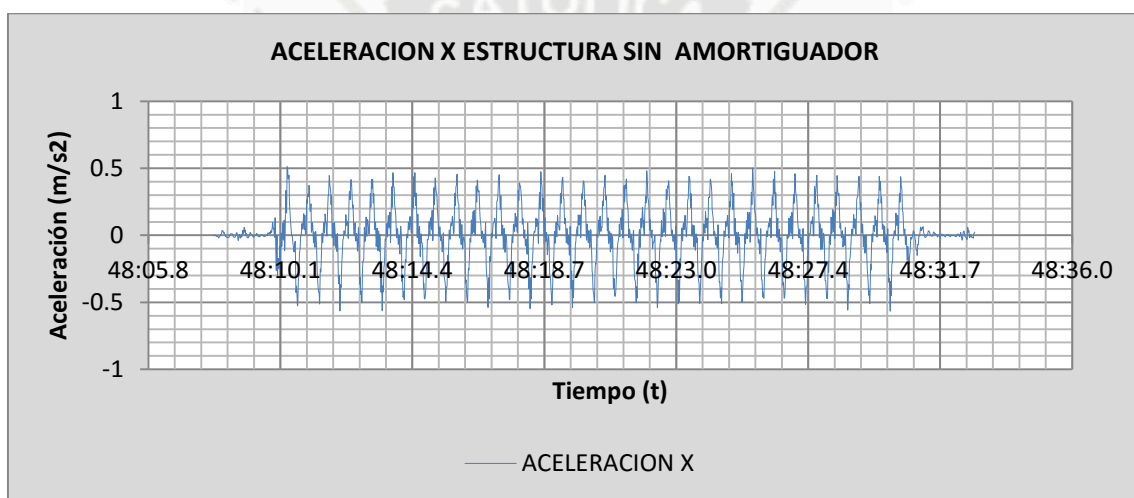


VALOR MAX. DE ACELERACION: 2.5428982

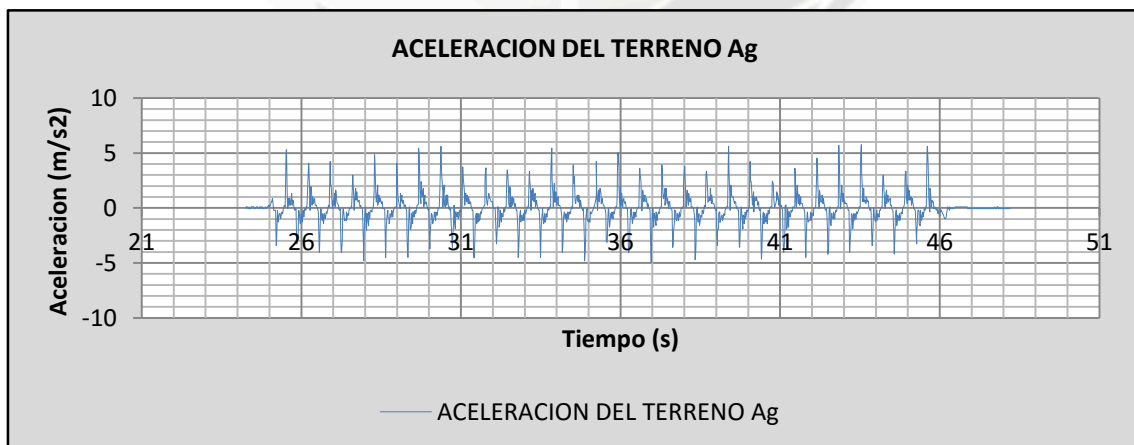
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.7	1.5	9.42	0.66666667	0.0017	5.763017	0.58746351



VALOR MAX. DE ACCELERACION: 0.565796

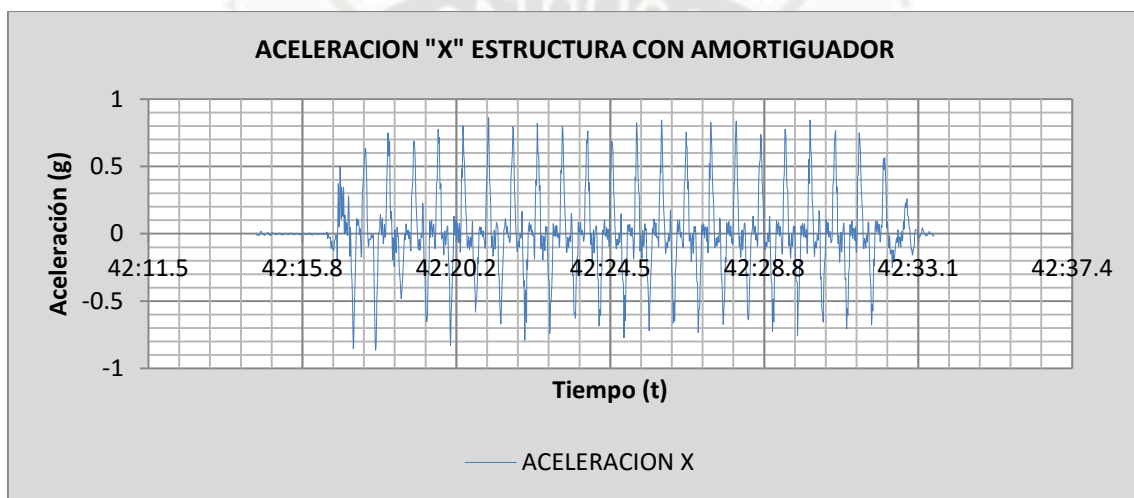


VALOR MAX. DE ACCELERACION: 5.763017

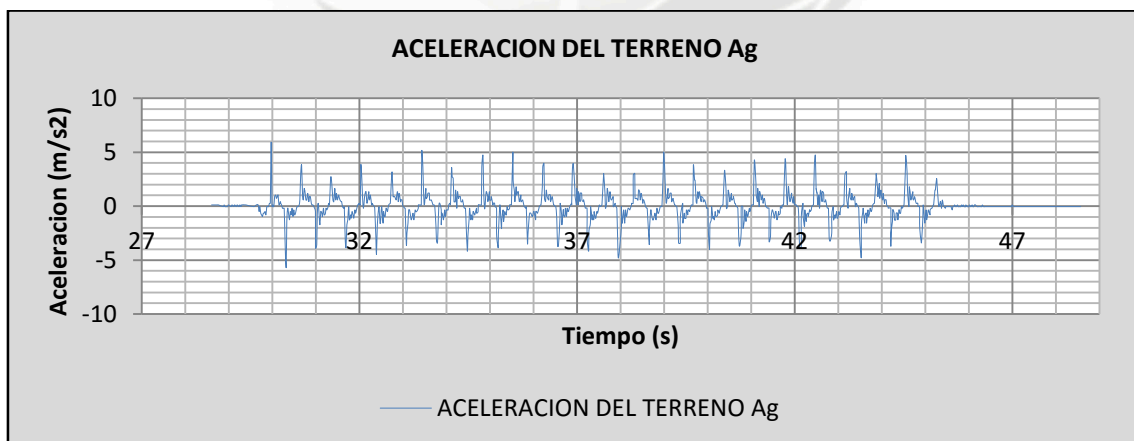
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.7	1.5	9.42	0.66666667	0.0017	5.935786	0.60507505



VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.865067

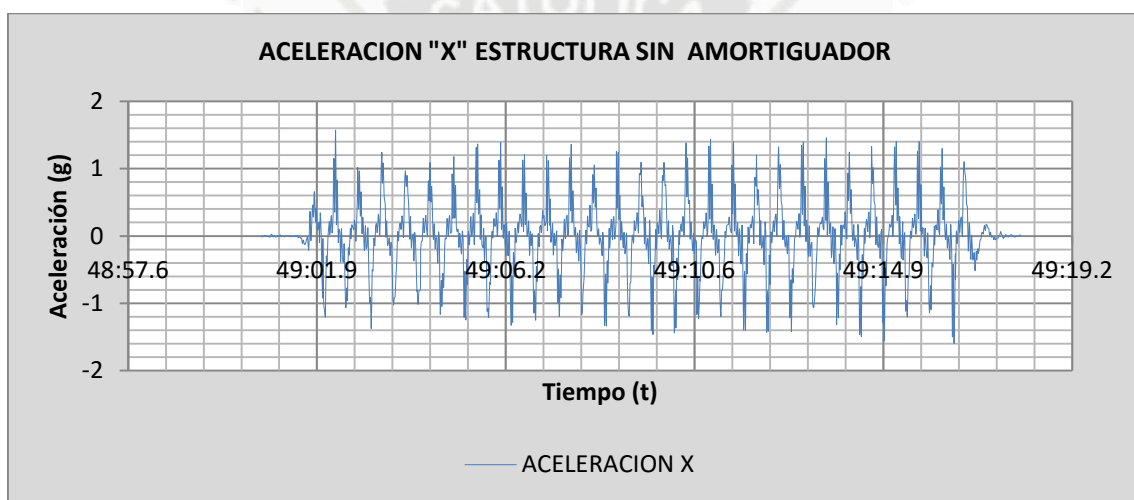


VALOR MAX. DE ACELERACION: 5.935786

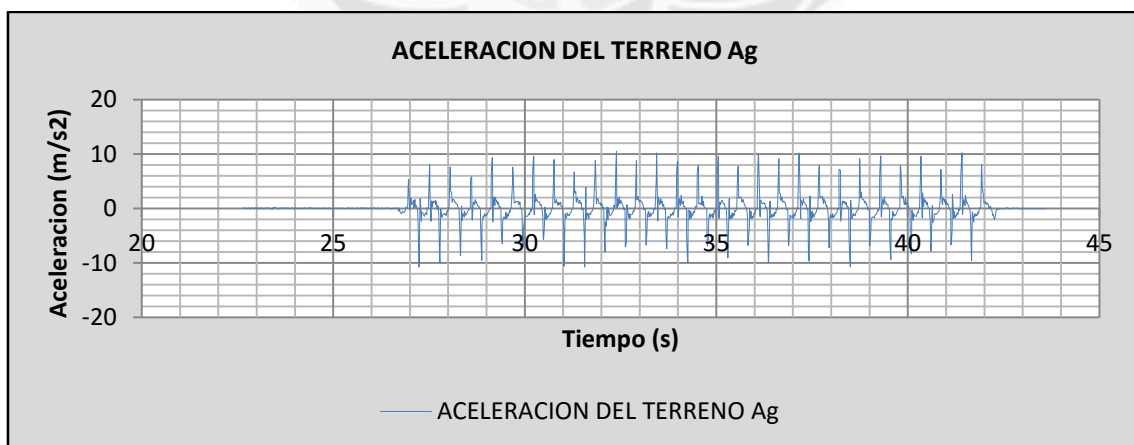
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.7	2	12.57	0.5	0.0017	10.769939	1.09785311



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.596222

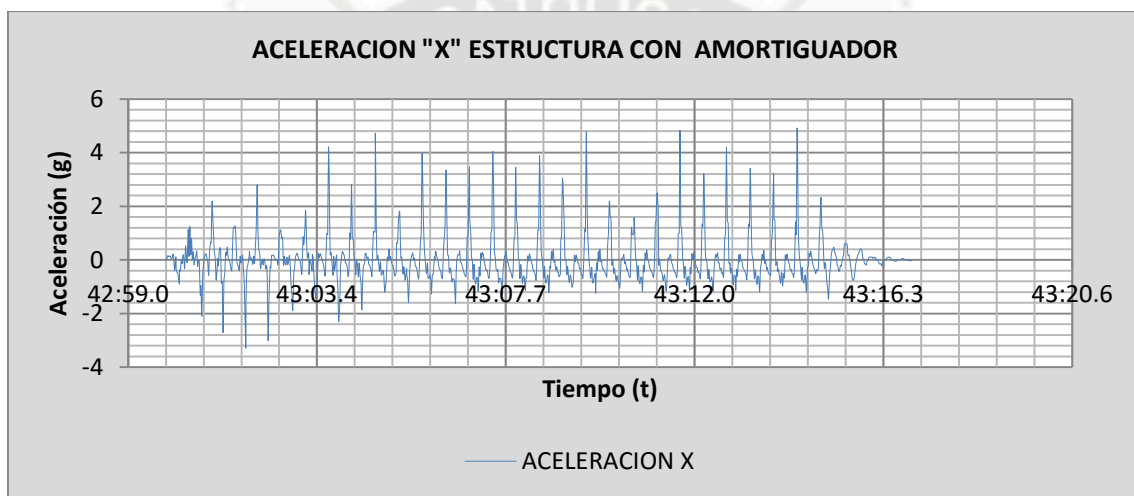


VALOR MAX. DE ACELERACION: 10.769939

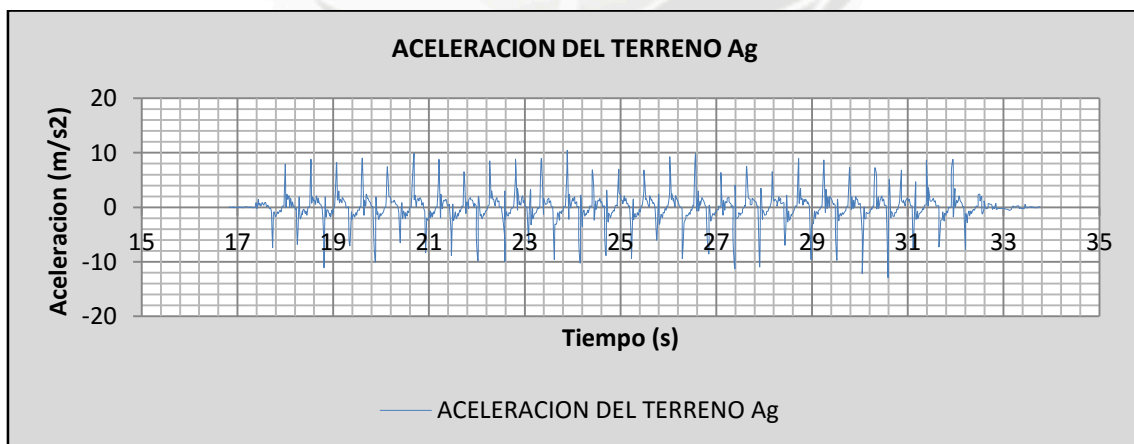
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.7	2	12.57	0.5	0.0017	12.634231	1.28789307



VALOR MAX. DE ACCELERACION: 4.920227

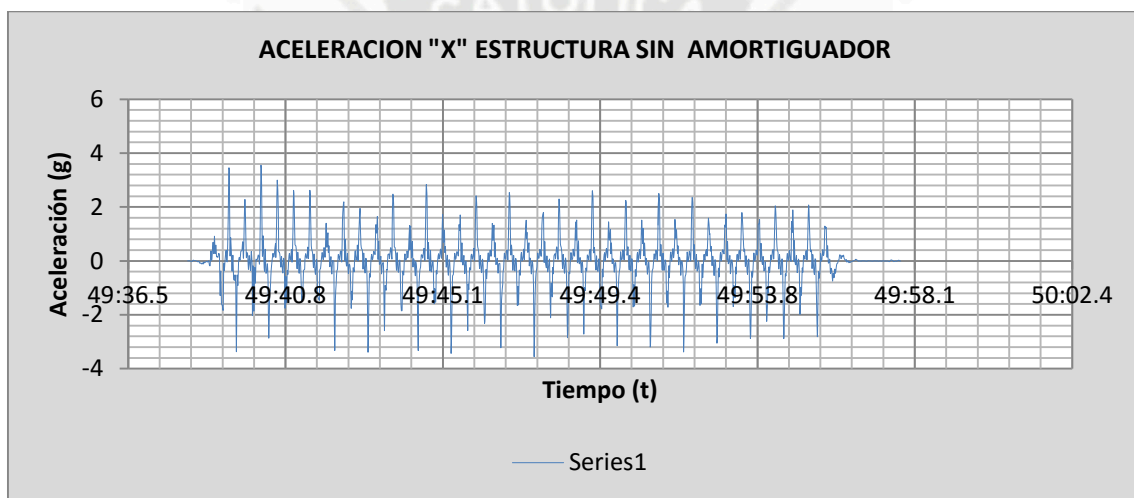


VALOR MAX. DE ACCELERACION: 12.634231

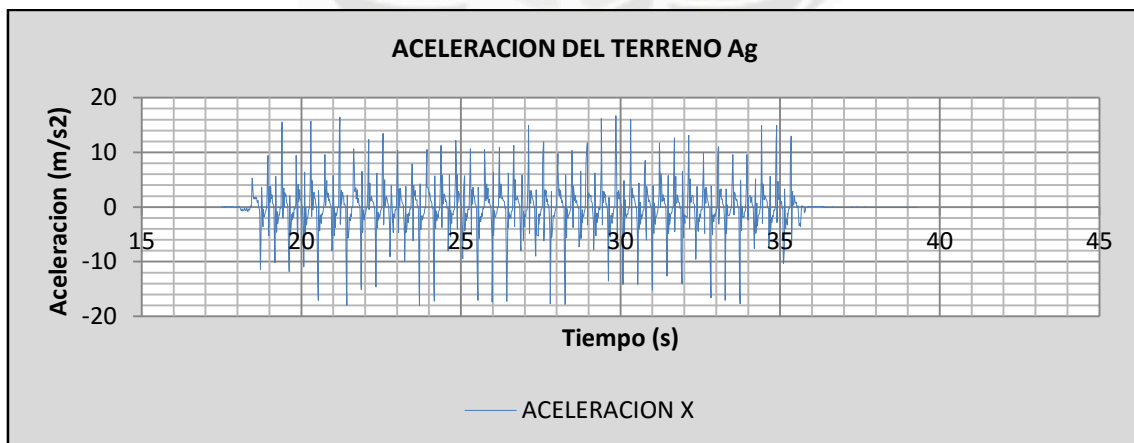
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.7	2.5	15.71	0.4	0.0017	17.991608	1.83400693



VALOR MAX. DE ACELERACION: 3.555161

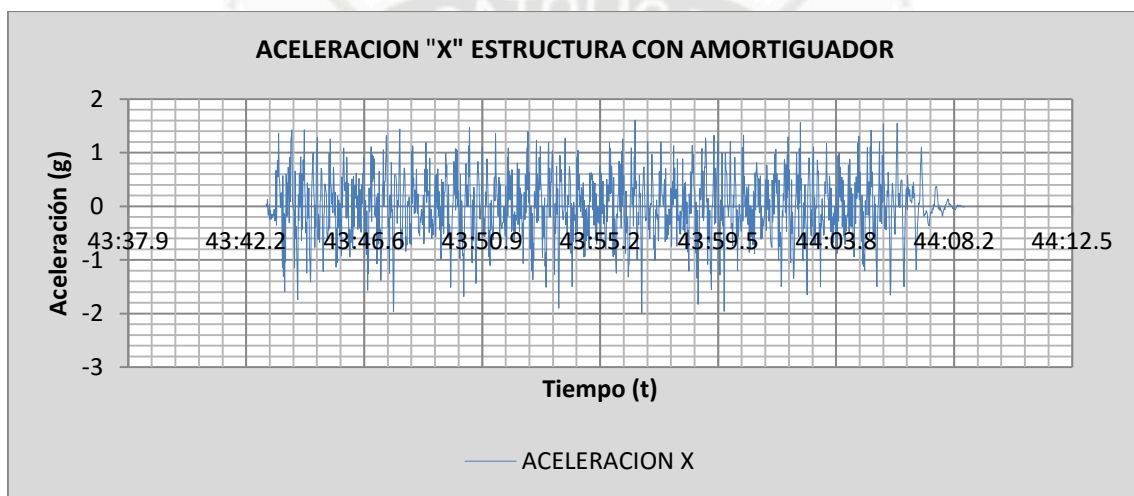


VALOR MAX. DE ACELERACION: 17.991608

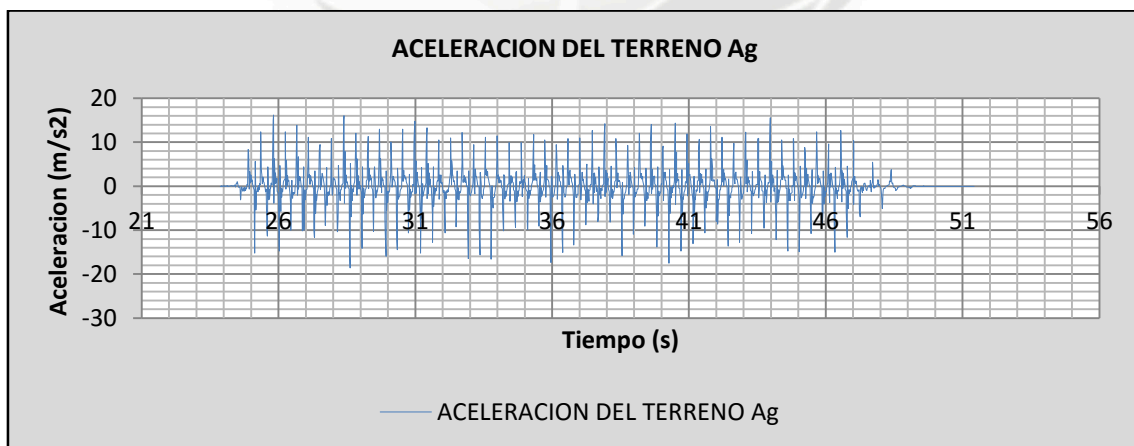
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.7	2.5	15.71	0.4	0.0017	18.593685	1.89538073



VALOR MAX. DE ACCELERACION: 1.982208

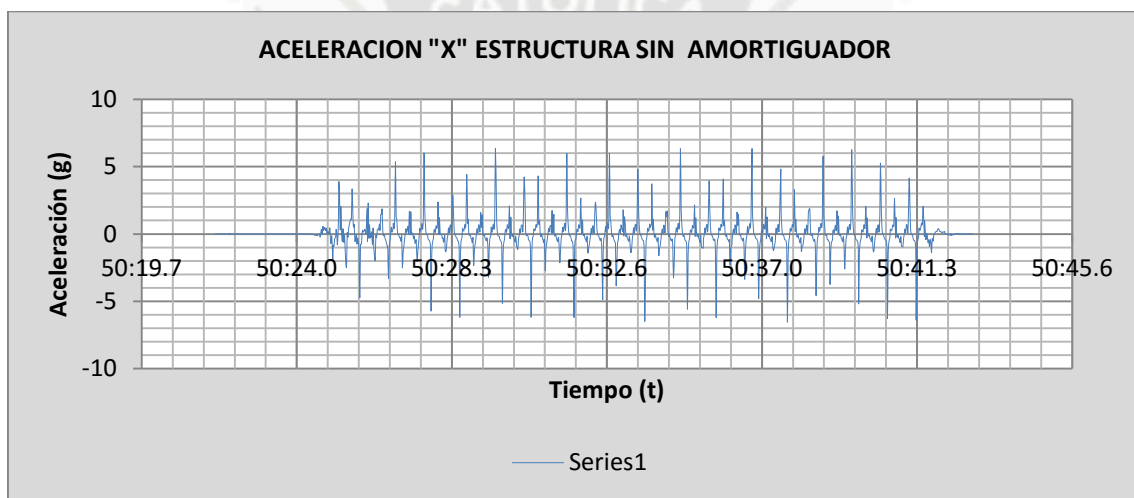


VALOR MAX. DE ACCELERACION: 18.593685

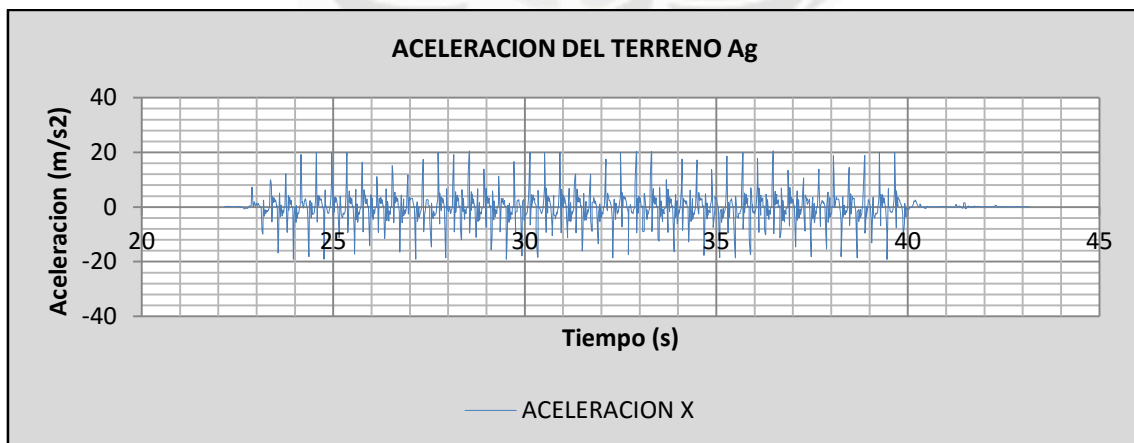
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t ²)	A/g
1.7	3	18.85	0.33333333	0.0017	19.997248	2.03845545



VALOR MAX. DE ACELERACION: 6.543091

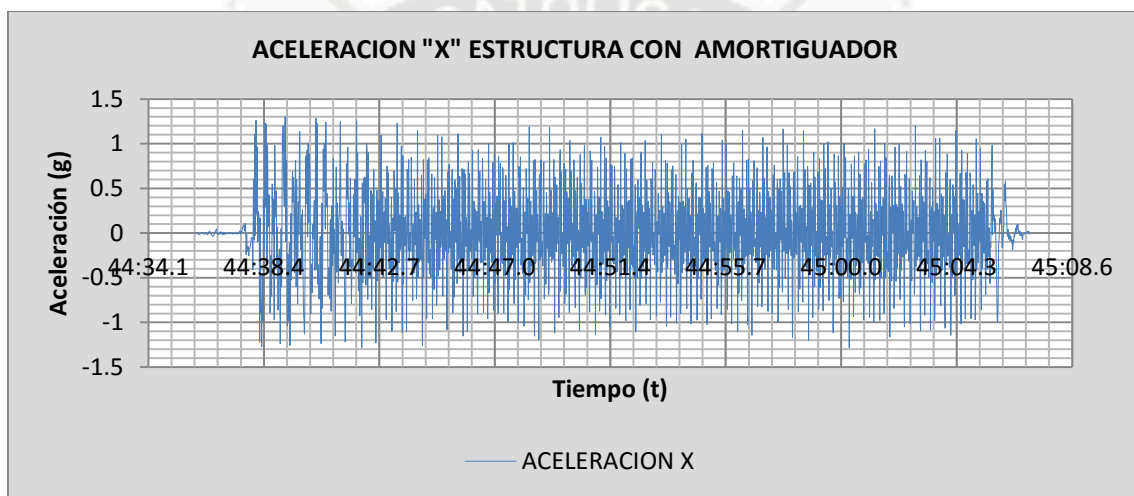


VALOR MAX. DE ACELERACION: 19.997248

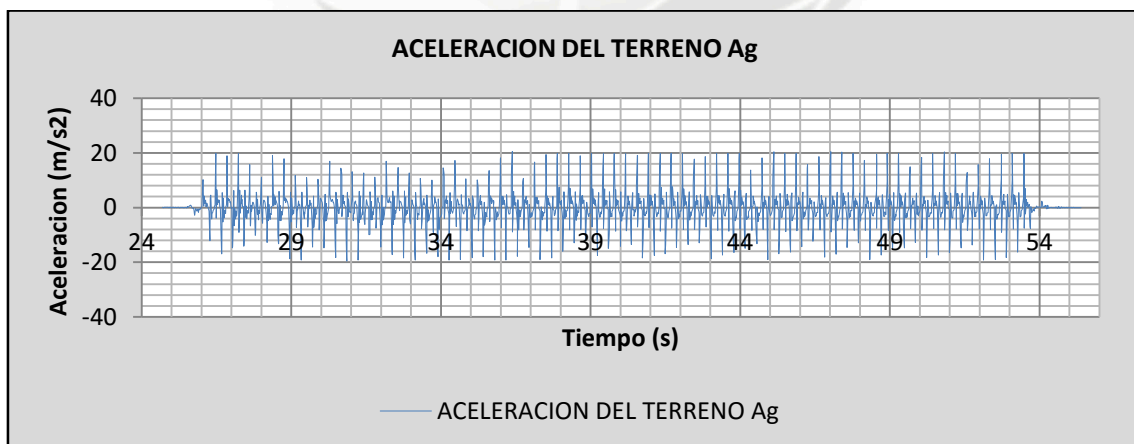
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.7	3	18.85	0.33333333	0.0017	19.863655	2.02483741



VALOR MAX. DE ACELERACION: 1.281982

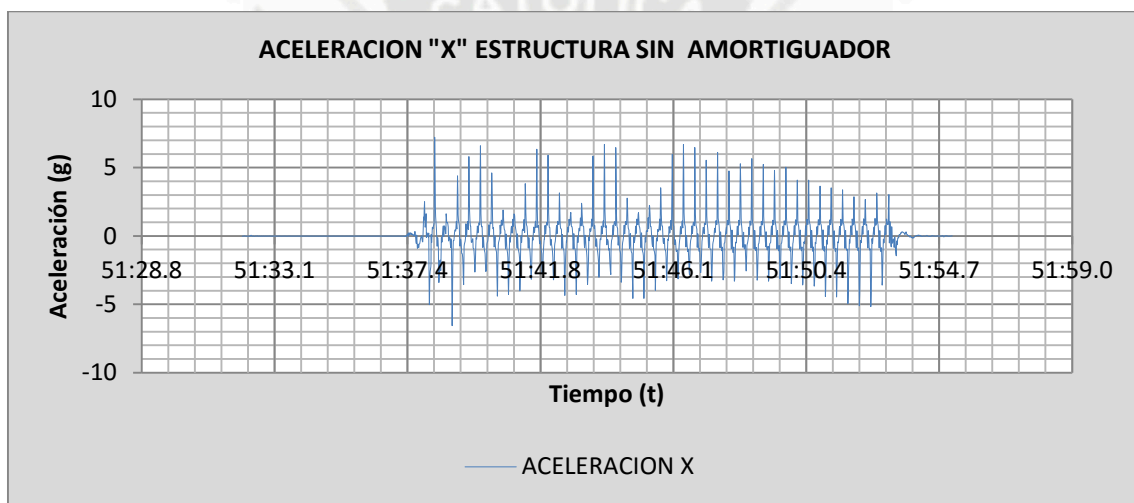


VALOR MAX. DE ACELERACION: 19.863655

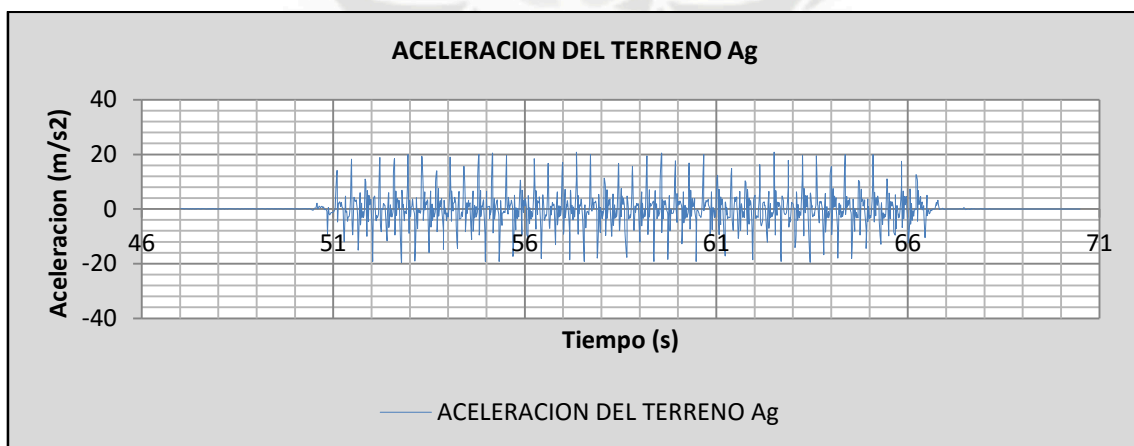
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.7	3.5	21.99	0.28571429	0.0017	19.931389	2.031742



VALOR MAX. DE ACELERACION: 7.228195

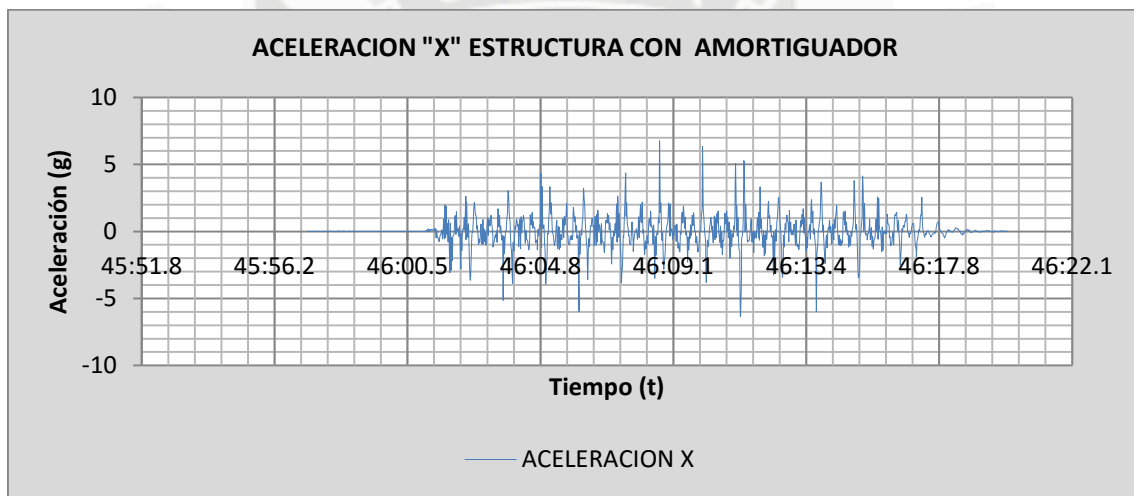


VALOR MAX. DE ACELERACION: 19.931389

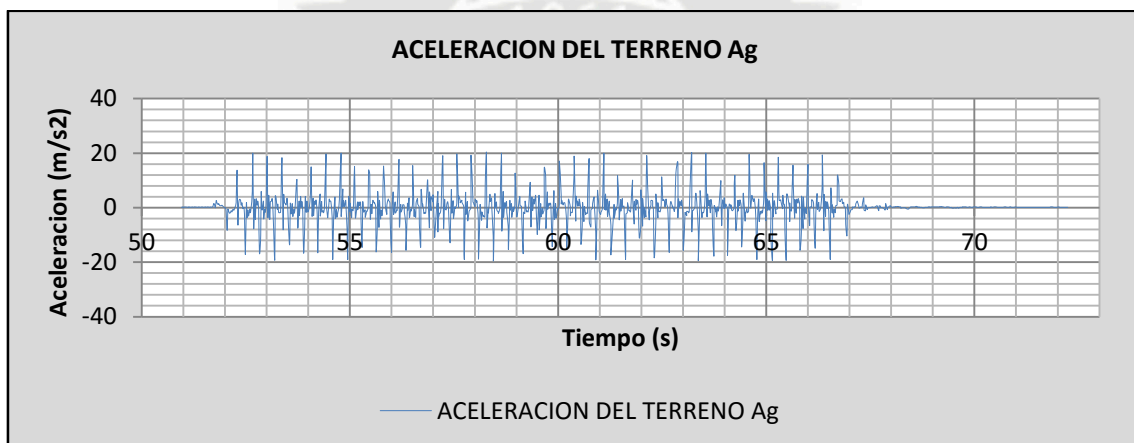
HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	ω (FRECUENCIA NATURAL)	PERIODO (t)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.7	3.5	21.99	0.28571429	0.0017	20.029688	2.04176228



VALOR MAX. DE ACELERACION: 6.754593

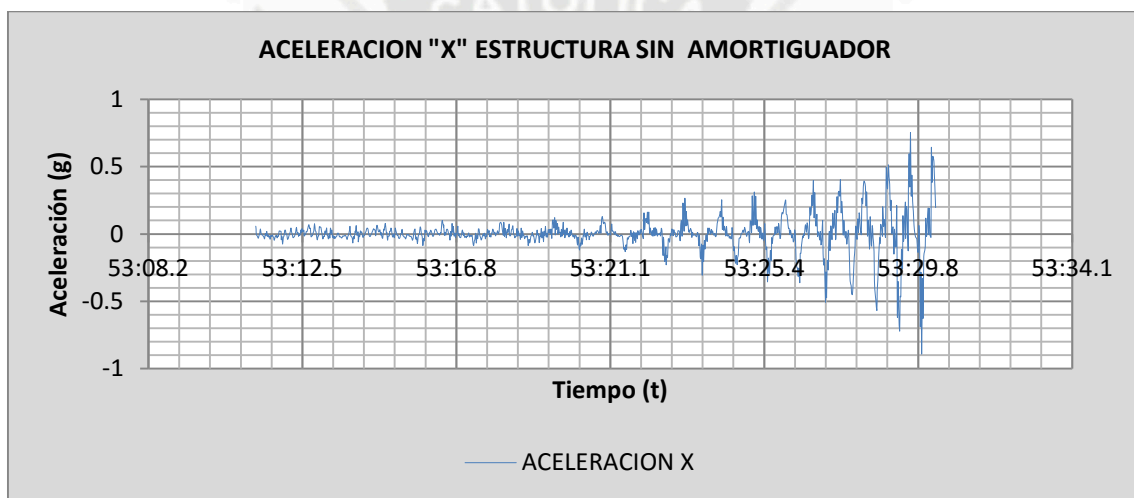


VALOR MAX. DE ACELERACION: 20.029688

HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA SIN AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.7	ALEATORIO	0.0017	0.753830	0.07684301

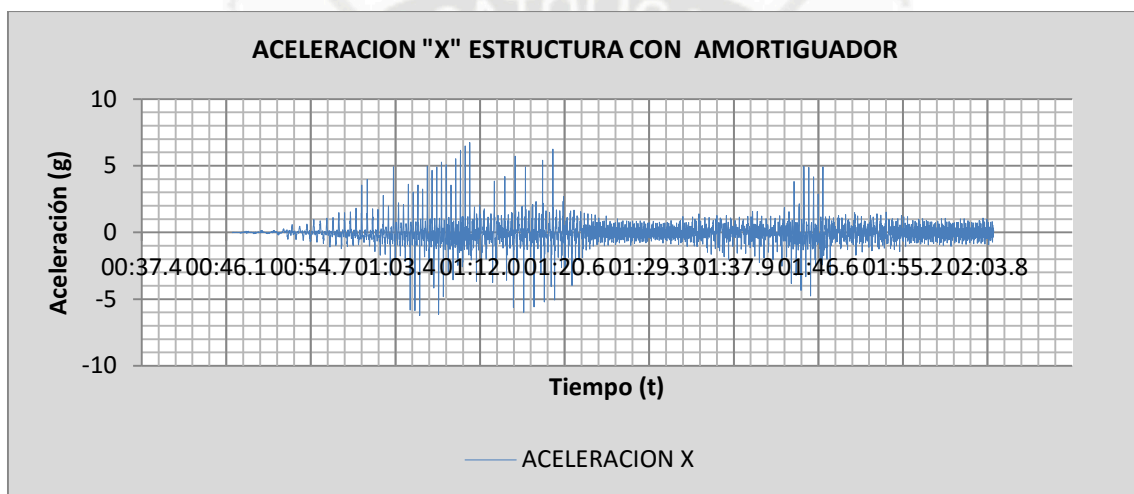


VALOR MAX. DE ACELERACION: 0.753830

HOJA DE ENSAYO ESTRUCTURA A ESCALA CON AMORTIGUADOR

DATOS	
TIEMPO DE MEDICION	30 s
MASA DE LA ESTRUCTURA	4.20 Kg

AMPLITUD (mm)	FRECUENCIA (Hz)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (m)	ACELERACION (m/t^2)	A/g
1.7	ALEATORIO	0.0017	6.740540	0.68710903



VALOR MAX. DE ACELERACION: 6.740540



PROGRAMACIÓN MATLAB

PROGRAMA EN MATLAB PARA EL CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UNA ESTRUCTURA DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD Y SU RESPUESTA A EXCITACIONES DINÁMICAS ALEATORIAS

```

%% matriz rigideces y masas
clear,clc
disp('===== INGRESAR DATOS =====')
disp(' ')
mas1=input('ingresar valores de masa de cada piso: \n');
mas=diag(mas1);
rig=input('ingresar valores de rigidez para cada piso:\n ');
num=length(rig);
indice=2:(num);
rig1=diag(rig);
rig2=rig(indice);
rig3=diag([rig2,0]);
rig4=-1*diag(rig2,-1);
rig5=-1*diag(rig2,1);
K=rig1+rig3+rig4+rig5;

input('la matriz de masa diagonal es:\n')
disp(mas)
input('la matriz de rigidez es: \n')
disp(K)
%%cálculo de la frecuencia natural mediante la solución del problema
%%característico
input('*****CALCULO DE LAS FECUANCIA NATURALES DE CADA MODO
DE VIBRACION***** \n')
syms W;
sol=K-mas*W; %solución característica
det(sol);
W=double(solve(ans)); %frecuencia natural al cuadrado
w=abs(W.^0.5);
w1=min(w);
fprintf('la frecuencia fundamenta de la estructura es %f rad/s \n',w1)
w=sort(w,'ascend');
period=2*pi./w;
frecuen=period.^-1;

table=[w,period,frecuen];
table=table' ;
disp('w(rad/s) Periodo(s) frecuencia(s^-1)')
disp('-----')
fprintf(' %4.4f \t %4.4f \t %4.4f \n',table)

%% cálculo de las amplitudes de los modos de vibración
W=abs(sort(W, 'ascend'));
for des=1:num;

    for k=1:num;
        j=['a',num2str(k)];
        ja=sym(j);
        A(k)=[ja];
    end

end

A;

```



```

A1=[1,A(2:num)];
A2=[A(2:num)];
ecucarac=(K-mas*W(des))*A1';
A2=solve(ecucarac(1:(num-1)));
for i=2:num
    if num>2
        AMP(i-1,des)=[ double(eval(['A' num2str(2) '.' 'a'
num2str(i)]))];
    else
        AMP(i-1,des)= double (eval(A2));
    end
end
end
AMPLITUD=[ones(1,num);AMP];
Graf=[zeros(1,num);AMPLITUD];
contador=0:1:num;

Y=zeros(1,num+1);
figure();
for k=1:num;

    subplot(1,num,k)
    plot(Graf(:,k),contador,'-ob',Y,contador,':or')
    grid
    title(['Modo de vibración' num2str(k)])
end
%%normalización de los modos de vibración
for k=1:num;
    phi(:,k)=AMPLITUD(:,k)/sqrt(AMPLITUD(:,k)'*mas*AMPLITUD(:,k));
end
%%cálculo para la excitación
E=input('insertar la razón de amortiguamiento: \n');
g=input('insertar el valor de la gravedad(en caso el acelerograma se
encuentre en g): \n');
k=W;
m=1;

At=input('insertar el paso de tiempo: \n');
format long
T=input('insertar el tiempo inicio y el fin de la evaluación: \n');
t=T(1):At:T(2);
accel=input('inserte los valores de la fuerza para cada intervalo de
tiempo:\n');
F=accel*-g;
%% cálculo de algunas características
Cpi=zeros(1,length(W));
u=zeros(1,length(W));
u1=zeros(1,length(W));
for v=1:length(W);
    wn(v)=sqrt(k(v)/m);
    wd(v)=wn(v)*sqrt(1-E^2);
    e(v)=exp(-E*wn(v)*At);
    s(v)=sin(wd(v)*At);
    c(v)=cos(wd(v)*At);
    A(v)=e(v)*(E/(sqrt(1-E^2))*s(v)+c(v));
    B(v)=e(v)*(1/wd(v)*s(v));
    C(v)=1/k(v)*(2*E/(wn(v)*At)+e(v)*((1-2*E^2)/(wd(v)*At)-E/sqrt(1-
E^2))*s(v)-(1+2*E/(wn(v)*At))*c(v));
    D(v)=1/k(v)*(1-2*E/(wn(v)*At)+e(v)*((2*E^2-
1)/(wd(v)*At)*s(v)+2*E/(wn(v)*At)*c(v)));
    A1(v)=-e(v)*(wn(v)/sqrt(1-E^2)*s(v));

```

```

B1(v)=e(v)*(c(v)-E/(sqrt(1-E^2))*s(v));
C1(v)=1/k(v)*(-1/At+e(v)*((wn(v)/sqrt(1-E^2)+E/(At*sqrt(1-
E^2)))*s(v)+1/At*c(v)));
D1(v)=1/(k(v)*At)*(1-e(v)*(E/(sqrt(1-E^2))*s(v)+c(v)));
%%cálculo de la tabla

for n=1:(length(t)-1);
    Cpi(n,v)=C(v)*F(n);
    Dpi(n,v)=(F(n+1))*D(v);
    Cpil(n,v)=C1(v)*F(n);
    Dpil(n,v)=(F(n+1))*D1(v);
end

for n=1:(length(t)-1)
    u1(n+1,v)=A1(v)*u(n,v)+B1(v)*u1(n,v)+Cpil(n,v)+Dpil(n,v);
    u(n+1,v)=A(v)*u(n,v)+B(v)*u1(n,v)+Dpi(n,v)+Cpi(n,v);
end

end

figure();
for k=1:num

    subplot(num,1,k)
    plot(t,u(:,k))
    grid
    xlabel('Time (s)');
    ylabel('Dn (m)');

    title(['modo' num2str(k)])
end
for k=1:num
    Ln(k)=mas1*phi(:,k)
end
Ut=0;
for n=1:length(W)
    Ux=Ln(n)*phi(:,n)*u(:,n)';
    Ut=Ux+Ut;
end
Ut'

figure();
for k=1:num

    subplot(num,1,k)
    plot(t,Ut(k,:))
    grid
    xlabel('Time (s)');
    ylabel('Displacement (m)');

    title(['piso' num2str(k)])
end
desplazamientos=Ut'

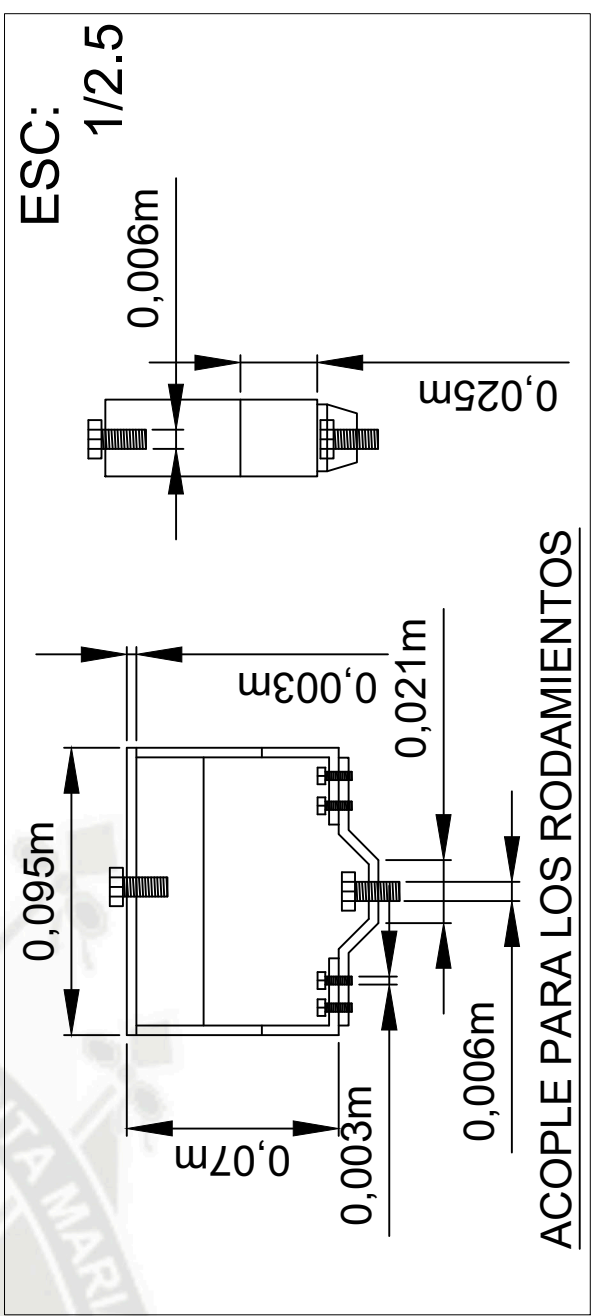
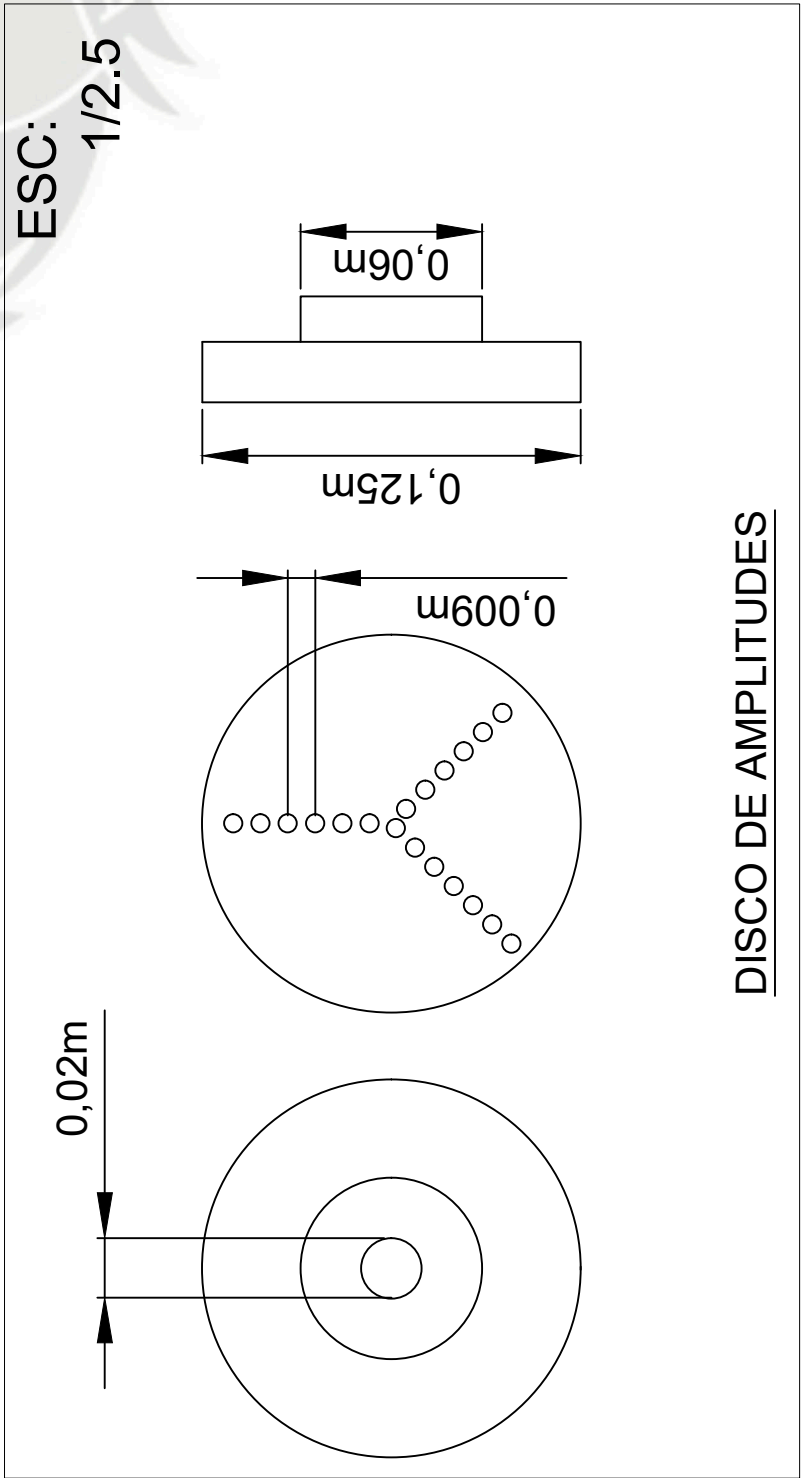
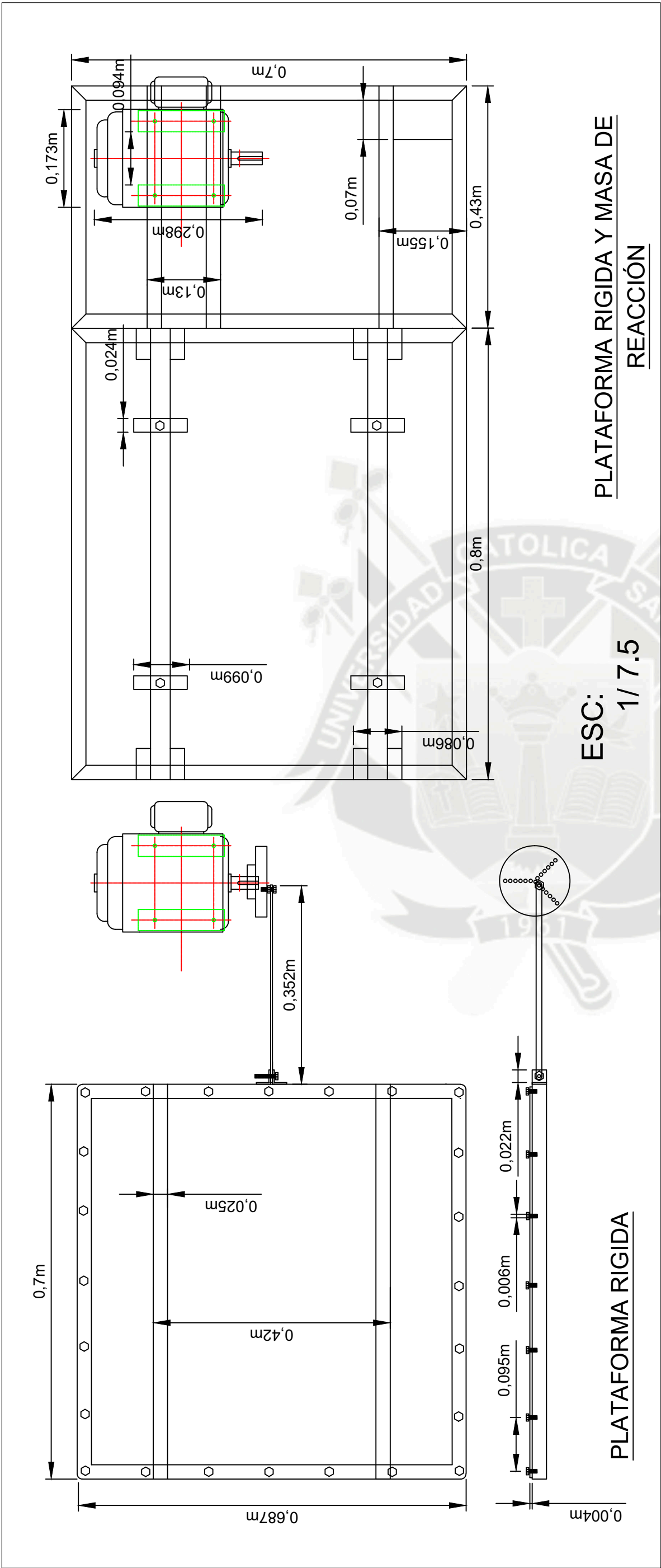
vel=zeros(1,num);(desplazamientos(2:length(t),:)-
desplazamientos(1:(length(t)-1),:))/At];
ac=zeros(1,num);(vel(2:length(t),:)-vel(1:(length(t)-1),:))/At];

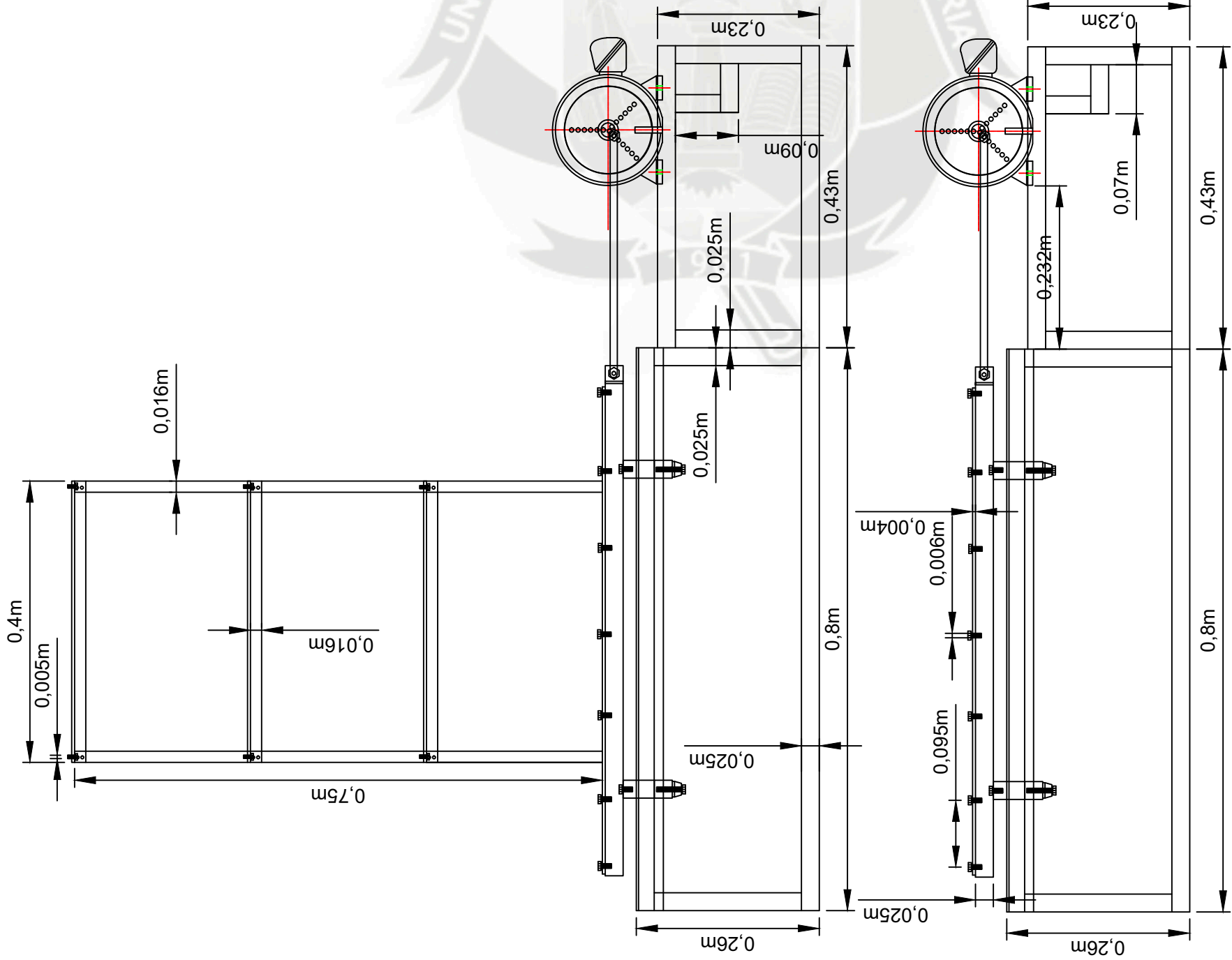
```

```
figure();  
for k=1:num  
  
    subplot(num,1,k)  
    plot(t,ac(:,k))  
    grid  
    xlabel('Time (s)');  
    ylabel('Aceleración (m/s^2)');  
  
    title(['piso' num2str(k)])  
end
```

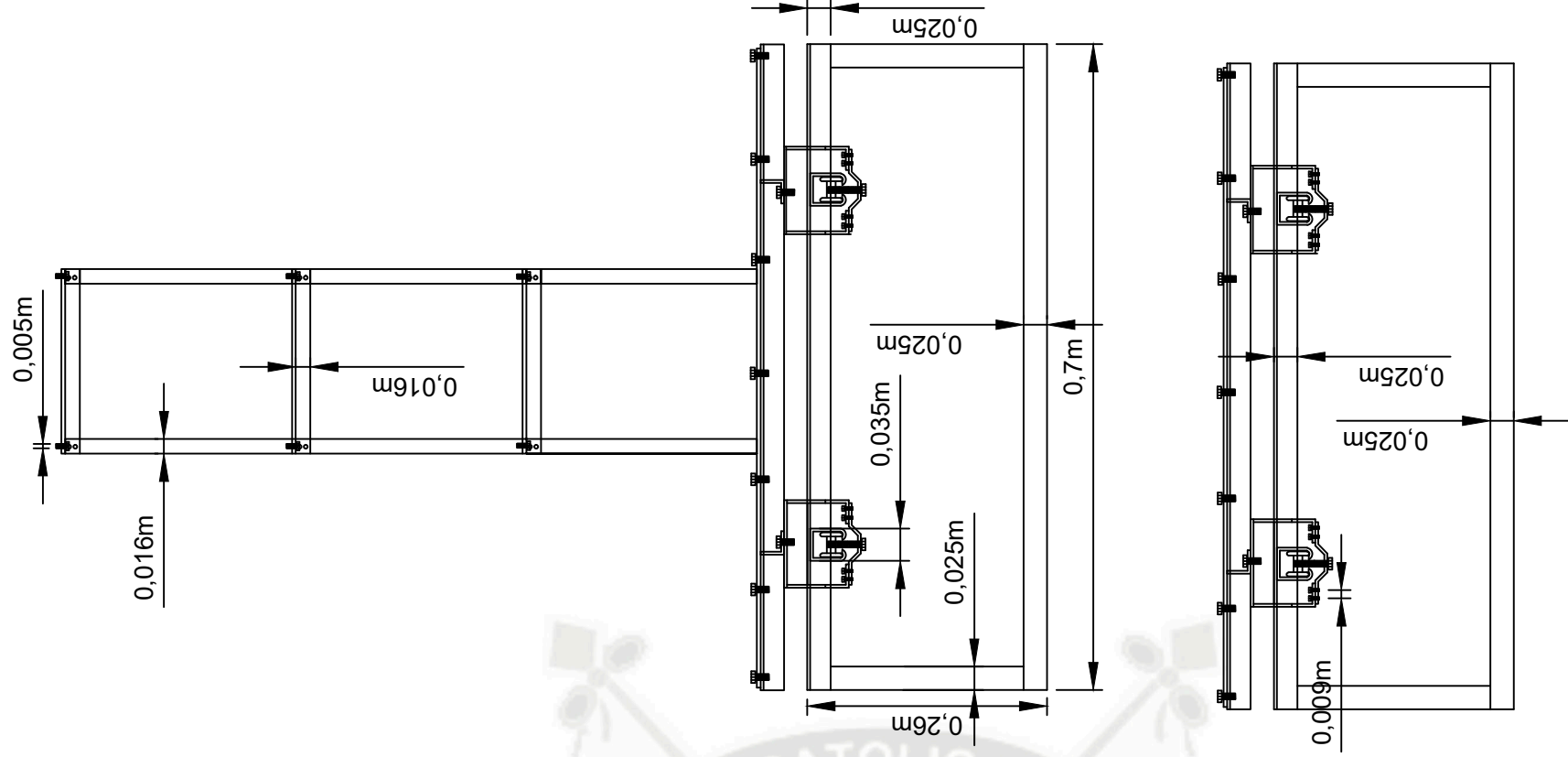








ELEVACIÓN LATERAL

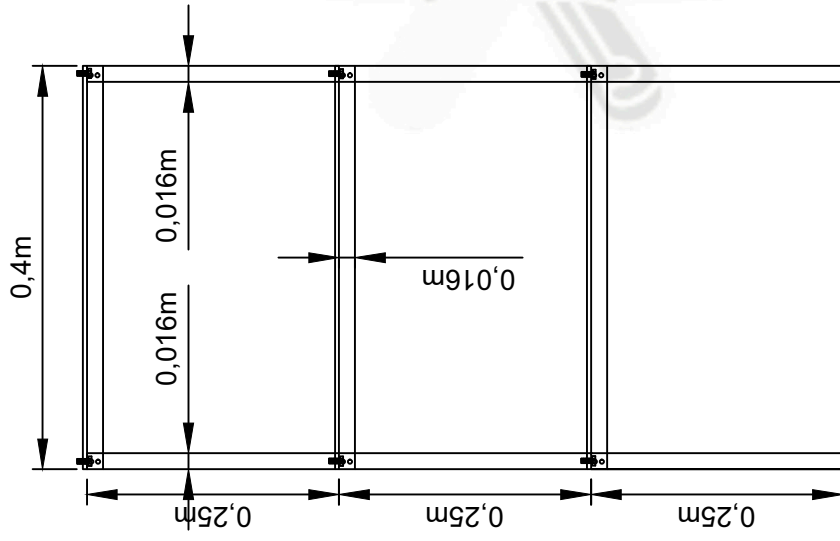


ELEVACIÓN FRONTAL

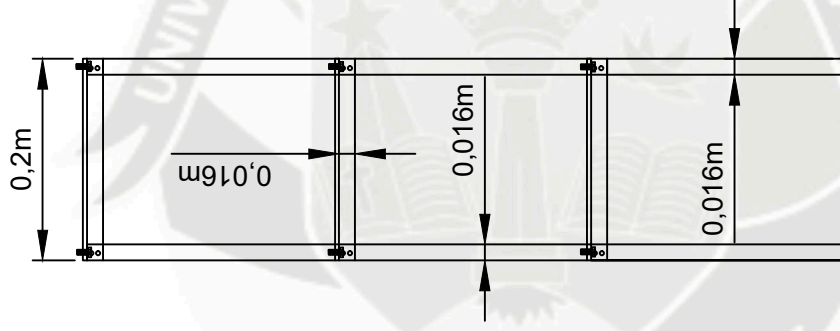


UNIVERSIS DAD ATOLICA DE SANTA MARÍA

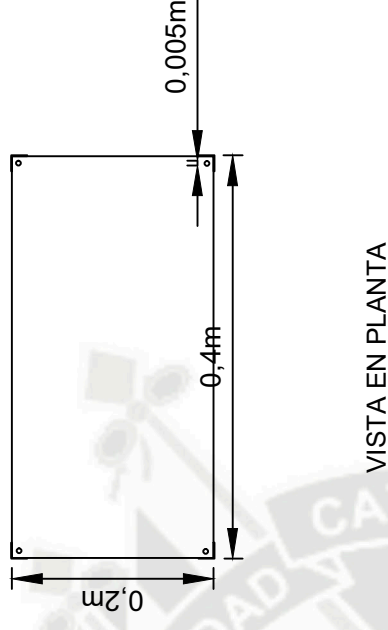
PROYECTO		CONSTRUCCION DE MESA SISIMICA Y MODELO A ESCALA	
PLANO:	MESA SISIMICA Y MODELO A ESCALA	FECHA:	AGOSTO 2018
DISEÑO:	BACH. AGUILAR PACHAO, ABEL	LÁMINA:	E-02
	BACH. CÉSAR VALDIVIA BEGAZO	EDICIÓN:	02 de 03
			1/7.5



ELEVACIÓN LATERAL
MODELO A ESCALA



ELEVACIÓN FRONTAL
MODELO A ESCALA



VISTA EN PLANTA

UNIVERSIDAD ATOLICA DE SANTA MARÍA



PROYECTO: CONSTRUCCION DE MESA SISMICA Y MODELO A ESCALA			
PLANO:	MODELO A ESCALA	FECHA:	LÁMINA:
		AGOSTO, 2016	E-03
		DISEÑO: BACH. AGUILAR PACHAO, ABEL BACH. CESAR VALDIVIA BEGAZO	DISEÑO: 1/7,5 03 de 03