

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO AFECTADO
EN EL SISMO DEL 16 DE ABRIL DE 2016 UBICADO EN LA CIUDAD
DE PORTOVIEJO UTILIZANDO DISIPADORES DE ENERGÍA DE
FLUIDO VISCOSO**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MENCION ESTRUCTURAS**

PAÚL SEBASTIÁN AGUILAR ROSERO

paul.aguilar@epn.edu.ec

SANDRA GABRIELA ARIAS CABRERA

sandra.arias@epn.edu.ec

DIRECTOR: Ing. M. Sc. EDGAR DAVID MORA MARTÍNEZ

edgar.mora@epn.edu.ec

Quito, julio 2019

DECLARACIÓN

Nosotros, Paúl Sebastián Aguilar Rosero y Sandra Gabriela Arias Cabrera, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normativa institucional vigente.

PAÚL S. AGUILAR ROSERO

SANDRA G. ARIAS CABRERA

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Paúl Sebastián Aguilar Rosero y Sandra Gabriela Arias Gabriela, bajo mi supervisión.

Ing. M. Sc. EDGAR DAVID MORA MARTÍNEZ
DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTO

A mi familia, a mi compañera Sandra Gabriela Arias y a mi tutor de tesis el Ing. M. Sc. Edgar David Mora. Sin ellos este proyecto no hubiera sido posible.

Paúl Sebastián Aguilar Rosero

AGRADECIMIENTO

A Dios y a mi familia, por ser el pilar fundamental en mi vida. A mi compañero Paúl Sebastián Aguilar y a mi tutor de tesis Ing. M. Sc. Edgar David Mora, por quienes ha sido posible la realización de este proyecto.

Sandra Gabriela Arias Cabrera

DEDICATORIA

Una vez que se ha entregado el alma todo sigue con absoluta certeza, aún en pleno caos. Desde un inicio no es sino el caos, el fluido que respiramos por las branquias. Al poeta de letras inmortales, a Hermann Hesse.

Paúl Sebastián Aguilar Rosero

DEDICATORIA

A mi padre José Gabriel, a mi madre Sandra Edith, a mi hermana Grace Viviana, a mi sobrino José Emiliano y a Jonathan Henry, a quienes amo.

Sandra Gabriela Arias Cabrera

CONTENIDO

1. Introducción	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo general	3
1.2.2. Objetivos específicos	3
1.3. Descripción del edificio a reforzar	3
1.3.1. Configuración estructural	4
1.3.2. Daños causados por el sismo	6
1.4. Justificación	8
1.5. Alcance	9
2. Marco teórico	10
2.1. Tipos de fallas geológicas	10
2.2. Aislamiento y disipación sísmica a nivel histórico	12
2.2.1. Ejemplos de uso de disipadores de energía	14
2.3. Metodologías de reforzamiento sísmico	18
2.3.1. Muros de corte	22
2.3.2. Aislamiento en la base	22
2.3.3. Disipadores de energía	23
2.3.4. Criterios de selección para el reforzamiento con aisladores o disipadores	24
2.4. Tipos de disipadores sísmicos	25
2.4.1. Tipos de sistemas pasivos de disipación de energía	26
2.5. Sistemas amortiguados	29
2.5.1. Ecuaciones que describen a los sistemas amortiguados	29
2.5.2. Decaimiento logarítmico	32
2.5.3. Respuesta de un sistema sometido a una aceleración basal	33
2.5.4. Espectros de respuesta	34
2.6. Sistemas de varios grados de libertad	35
2.7. Funcionamiento de los disipadores de energía de fluido viscoso	38

2.7.1. Esquema de un disipador de fluido viscoso	39
2.7.2. Configuraciones para Sistemas de disipación	40
2.7.3. Principio básico de funcionamiento	41
2.7.4. Modelo matemático de un disipador de energía de fluido viscoso	43
2.7.5. Determinación del amortiguamiento y rigidez de un disipador .	45
2.8. Descripción del análisis tiempo historia	47
3. Modelo computacional de la estructura	49
3.1. Definición de materiales	49
3.2. Definición de secciones	50
3.3. Consideraciones de modelado	53
3.3.1. Carga sísmica reactiva	54
3.3.2. Carga muerta y viva por piso	54
3.3.3. Diafragmas	54
3.4. Espectro de respuesta	55
3.4.1. Tipo de suelo	55
3.4.2. Zonificación sísmica y factor de zona	55
3.4.3. Coeficientes de perfil de suelo	55
3.4.4. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	56
3.4.5. Límites del espectro	57
3.4.6. Coeficiente de importancia	57
3.4.7. Coeficientes de irregularidad	57
3.4.8. Espectro de respuesta objetivo	58
3.5. Resultados	58
3.5.1. Desplazamiento y períodos de vibración	58
3.5.2. Masa de la estructura	59
4. Análisis tiempo historia de la estructura original	60
4.1. Registros sísmicos	60
4.2. Tratamiento de acelerogramas	62
4.2.1. Corrección a la línea base o corrección de ceros	62
4.2.2. Filtrado de los acelerogramas	63
4.2.3. Duración significativa utilizando la Intensidad de Arias	65

4.3. Escalamiento sísmico	67
4.4. Funciones para análisis tiempo historia	76
4.4.1. Función Ramp TH	76
4.4.2. Ingreso de sismos escalados	76
4.4.3. Función tipo pulso	77
4.5. Casos de carga	78
4.5.1. Caso de carga por gravedad	78
4.5.2. Casos de carga por sismos	79
4.5.3. Caso de carga por pulso	80
4.6. Caso modal	81
4.6.1. Vectores Ritz	81
4.6.2. Número de modos	81
4.7. Asignación de rótulas plásticas	82
4.8. Resultados	86
4.8.1. Control de la deriva de piso	86
4.8.2. Amortiguamiento de la estructura	87
4.8.3. Desempeño de la estructura	89
4.8.4. Energía disipada por la estructura	90
5. Análisis tiempo historia de la estructura reforzada con disipadores	94
5.1. Predimensionamiento de los disipadores	94
5.1.1. Rigidez	94
5.1.2. Ángulo	95
5.1.3. Amortiguamiento	96
5.1.4. Modelado	97
5.2. Configuración de disipadores	97
5.3. Resultados	101
5.3.1. Curva de histéresis	101
5.3.2. Máximo Stroke	101
5.3.3. Resumen de los Disipadores	102
5.3.4. Control de la deriva de piso	104
5.3.5. Amortiguamiento de la estructura	105

5.3.6. Desempeño de la estructura con disipadores	106
5.3.7. Propuesta de encamisado de columnas	107
5.3.8. Energía disipada por la estructura con disipadores	111
5.4. Comparación de resultados	114
6. Detalles constructivos y estimación de costos de los disipadores	118
6.1. Diseño de la sección diagonal del disipador	118
6.2. Diseño de la placa de conexión Gusset	122
6.3. Estimación de costo de los disipadores	129
7. Conclusiones y recomendaciones	131
7.1. Conclusiones	131
7.2. Recomendaciones	133
Referencias Bibliográficas	135
Anexos	139

LISTA DE FIGURAS

1.1	Ubicación de la edificación y del epicentro del sismo.	4
1.2	Fachadas del edificio.	4
1.3	Losa nervada y vigas aperaltadas.	5
1.4	Detalles de los daños causados por el sismo.	7
2.1	Tipos de fallas geológicas.	10
2.2	Edificaciones clásicas con técnicas de aislamiento.	13
2.3	Efecto arquitectónico producido por los disipadores.	15
2.4	Edificios con disipadores en la ciudad de México.	16
2.5	Torre Mayor de Ciudad de México.	17
2.6	Edificios con disipadores de fluido viscoso en Lima.	17
2.7	Puente Amolanas en Chile.	18
2.8	Puente de Río-Antirio.	18
2.9	Niveles de desempeño de una estructura según la intensidad sísmica.	19
2.10	Curva de deformación y niveles de desempeño.	21
2.11	Comparación de respuesta sísmica de un edificio con y sin aislamiento basal.	22
2.12	Comparación de respuesta sísmica de un edificio con y sin disipadores de energía.	23
2.13	Disipador Metálico ADAS (Added Damping and Added Stiffness).	26
2.14	Disipador de fricción Pall.	27
2.15	Disipador de Fluido Viscoso.	28
2.16	Disipador Sólido Viscoelástico.	28
2.17	Esquema de un sistema amortiguado libre.	29
2.18	Desplazamiento en función del tiempo según el amortiguamiento.	31
2.19	Sistema sometido a una aceleración arbitraria en la base.	33
2.20	Ejemplo de un espectro de respuesta de pseudo-aceleración determinista y de un probabilista.	35
2.21	Sistema de tres grados de libertad.	36
2.22	Modos de vibración para un sistema con tres grados de libertad.	37
2.23	Esquema de las partes de un disipador.	39

2.24 Formas de disponer los disipadores en un pórtico.	40
2.25 Efectos sobre la aceleración al aumentar el amortiguamiento o al aumentar la rigidez.	42
2.26 Idealización matemática de un disipador.	43
2.27 Fuerza del disipador en términos del coeficiente de velocidad viscosa.	44
3.1 Detalle de columnas.	51
3.2 Esquema de la losa alivianada.	52
3.3 Modelo computacional de la edificación original.	53
3.4 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.	56
4.1 Corrección de la señal APO1 a la línea base.	63
4.2 Filtrado de la señal APO1 luego de haber sido ajustada a la línea base.	65
4.3 Recorte de acelerograma.	66
4.4 Espectros de respuesta de cada acelerograma.	68
4.5 Espectros <i>SRSS</i>	69
4.6 Espectros <i>SRSS</i> · S_1 escalados considerados para el análisis.	71
4.7 Relaciones espectrales.	73
4.8 Espectros <i>SRSS</i> promedio.	74
4.9 Función rampa.	76
4.10 Ingreso sismo IWT012 escalado componente N-S.	77
4.11 Función tipo pulso.	78
4.12 Carga por gravedad con y sin carga viva.	79
4.13 Casos de carga por sismos.	80
4.14 Caso de carga por pulso.	81
4.15 Caso modal.	82
4.16 Definición de rótulas plásticas.	83
4.17 Características para rótulas plásticas en columnas.	84
4.18 Características para rótulas plásticas en vigas.	84
4.19 Características para rótulas plásticas en columnas y vigas.	85
4.20 Decaimiento logarítmico.	88
4.21 Nivel de desempeño de la estructura original para el caso de carga sísmica 1A.	89

4.22 Componentes de disipación de energía de la estructura para el caso de carga sísmica 1A.	91
5.1 Dimensiones de pórticos en donde se colocan los disipadores.	95
5.2 Modelado del disipador.	97
5.3 Configuraciones en diagonal.	98
5.4 Configuraciones en zigzag.	99
5.5 Modelo de la estructura con disipadores implementados.	100
5.6 Curva de Histéresis para el disipador K20.	101
5.7 Máximo stroke del disipador K29.	102
5.8 Decaimiento logarítmico objetivo.	106
5.9 Nivel de desempeño de la estructura con disipadores para el caso de carga sísmica 1A.	107
5.10 Vista global de la estructura con secciones encamisadas.	108
5.11 Secciones de columnas encamisadas.	109
5.12 Formación de rótulas plásticas en modelo reforzado con disipadores y con encamisado de columnas.	110
5.13 Cambio de rótulas plásticas por articulaciones en el modelo.	111
5.14 Componentes de disipación de energía de la estructura reforzada para el caso de carga sísmica 1A.	112
5.15 Comparación de derivas máximas por sismo.	115
5.16 Comparación de aceleraciones máximas por piso.	115
5.17 Comparación de desplazamientos máximos por sismo.	116
6.1 Colocación de disipador en disposición diagonal en pórtico estructural.	119
6.2 Ingreso de datos en RAM Connection.	123
6.3 Modificaciones de los elementos y conexiones.	123
6.4 Placa Gusset 3D.	124
6.5 Parámetros placa Gusset.	128

LISTA DE TABLAS

1.1	Sismos de gran intensidad registrados a lo largo de la historia en la costa ecuatoriana.	1
1.2	Escala Macrosísmica Europea EMS98.	2
2.1	Niveles de amenaza sísmica	20
2.2	Clasificación de los sistemas pasivos de disipación de energía.	26
2.3	Caracterización de un sistema amortiguado según su amortiguamiento.	31
2.4	Valor del coeficiente viscoso en función del amortiguamiento efectivo.	46
3.1	Propiedades mecánicas del hormigón.	49
3.2	Propiedades mecánicas del acero de refuerzo.	49
3.3	Factores para convertir las propiedades de los materiales de valores nominales a valores esperados.	50
3.4	Carga muerta y viva por piso.	54
3.5	Desplazamientos de la estructura original para el modo 1.	58
3.6	Desplazamientos de la estructura original para el modo 2.	59
3.7	Masa por piso de la estructura.	59
4.1	Resumen de registros sísmicos obtenidos.	60
4.2	Comparación de PGA antes y después del escalamiento.	75
4.3	Derivas máximas en la dirección x	86
4.4	Derivas máximas en la dirección y	87
4.5	Decaimiento logarítmico.	89
4.6	Resumen de porcentaje de participación de cada tipo de energía para cada caso de carga sísmica.	92
5.1	Amortiguamiento de los disipadores.	97
5.2	Resumen de propiedades de disipadores.	103
5.3	Derivas máximas en la dirección x	104
5.4	Derivas máximas en la dirección y	105
5.5	Decaimiento logarítmico objetivo.	106
5.6	Rótulas plásticas en estado de prevención de colapso.	110
5.7	Resumen de porcentaje de participación de cada tipo de energía para cada caso de carga sísmica.	113

5.8	Resumen de derivas máximas por sismo.	114
5.9	Resumen de aceleraciones máximas por piso en m/s^2	116
5.10	Resumen de desplazamientos máximos en [cm].	117
6.1	Resumen de tipos de disipadores.	118
6.2	Propiedades de la sección tubular HSS7.50x0.500.	119
6.3	Propiedades de la sección tubular HSS9.625x0.500.	122
6.4	Datos para el diseño de la placa Gusset.	128
6.5	Capacidad de la placa Gusset.	129

RESUMEN

El presente estudio propone el reforzamiento del edificio de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador sede Manabí, afectado por el sismo del 16 de abril de 2016. Para lo cual se optó por el uso de los disipadores de energía de fluido viscoso, siendo una alternativa a los métodos de reforzamiento comúnmente usados en nuestro medio.

Los disipadores son dispositivos mecánicos que disipan energía en forma de calor. Estos dispositivos se ubican en los pórticos de la estructura y su principal función es proveerla de mayor amortiguamiento sin alterar su rigidez ni su período natural de oscilación.

El diseño y evaluación de los disipadores se realizó mediante el *análisis tiempo historia*, el cual es un análisis dinámico que consiste en el estudio de la respuesta de la estructura frente a un conjunto de señales sísmicas; además se llevó a cabo un análisis no lineal, que permite evaluar el desempeño estructural a través de la inserción de rótulas plásticas en cada elemento.

La base del estudio consistió en la obtención de un conjunto de acelerogramas reales, que fueron corregidos, filtrados, recortados y escalados según lo establecido en la ASCE7 (2016) para ser incorporados al modelo computacional y obtener resultados de períodos, masas, desplazamientos, aceleraciones, derivas, amortiguamiento y energía de disipación, que cumplan con la NEC15 (2014c).

Una vez culminados los análisis para la estructura, los resultados arrojaron que el reforzamiento redujo las derivas en un 56 %, las aceleraciones en un 41 % y los desplazamientos en un 51 %. Se comprobó, además, que los disipadores absorben un 81.77 % de la energía sísmica y aumentan el amortiguamiento de la estructura al 15 %.

Para finalizar, el estudio incluye una cotización por parte de la empresa *CDV Ingeniería Antisísmica* de los disipadores diseñados para la estructura, así como planos a detalle de su implementación.

ABSTRACT

The present study proposes the Pontificia Universidad Católica del Ecuador seat Manabí building reinforcement, affected by the April 16, 2016 earthquake. For which it was decided to use the viscous fluid energy dampers, being an alternative to the commonly reinforcement methods used in our environment.

Viscous fluid energy dampers are mechanical devices, which allows energy dissipation in form of heat. These devices are located in the frames of the structure and their main function is to provide grater damping without altering their stiffness or their natural oscillation period.

The design and evaluation of the dampers was done through the *time history analysis*, which is a dynamic analysis consisting of the study of the response of the structure against a set of seismic signals; in addition, a non-linear analysis was carried out, which allows to evaluate the structural performance through the insertion of plastic hinges in each element.

The main matter of the study consisted of obtaining a set of real accelerograms, which where corrected, filtered, trimmed and scaled as established in (ASCE7, 2016) to be incorporated into the computational model and obtain results of periods, masses, displacements, accelerations, drifts, damping and energy dissipation which comply with the NEC15 (2014c).

Once the analyzes for the structure, the results showed that the reinforcement reduced the drifts by 56 %, the accelerations by 41 % and the displacements by 51 %. It was also found that the dampers absorb 81.77 % of the seismic energy and increase the damping of the structure by 15 %.

To conclude, the study includes a price quotation from *CDV Ingeniería Antisísmica* company of the designed dampers for the structure, as well detailed plans of its implementation.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

Ecuador se encuentra ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, por lo que su perfil costanero está expuesto a una intensa actividad sísmica generada por la subducción entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana (MacLeod & Knapp, 2018). Según el mapa de zonas sísmicas presentado en la NEC15 (2014c), las ciudades costeras esperan la mayor aceleración en roca para el sismo de diseño; siendo esta aceleración de $z \geq 0.5g$.

Históricamente se han presentado sismos de gran magnitud en la costa ecuatoriana, la Tabla 1.1 recoge información presentada por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IGEPN) sobre los sismos de mayor intensidad que se han presentado en la zona costera del país.

TABLA 1.1. Sismos de gran intensidad registrados a lo largo de la historia en la costa ecuatoriana.

Epicentro	Fecha	Magnitud
Océano Pacífico	31 de enero de 1906	8.8 M_w
Manabí	19 de mayo de 1964	8.0 M_w
Chone	13 de mayo de 1942	7.8 M_w
Bahía de Caráquez	04 de agosto de 1998	7.1 M_w
Pedernales	16 de abril de 2016	7.8 M_w

Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (2016).

El día sábado 16 de abril a las 18h58 se presentó el evento sísmico más intenso de los últimos años, con una intensidad de 7.8 M_w y una profundidad de 20 km con epicentro en la ciudad de Pedernales (Singaicho et al., 2016). Este sismo, junto con la serie de réplicas que le sucedieron, causaron daños considerables en la zona epicentral, así como también en zonas aledañas costeras: Bahía de Caráquez, Manta y Portoviejo.

El *Informe Sísmico Especial Número 12* presentado por el IGEPN muestra información sobre la intensidad del evento en distintas zonas afectadas. La intensidad se mide según la escala Macrosísmica Europea (EMS98), que tiene 12 niveles de intensidad. Según esta escala, el cantón de Perdernalles fue el más afectado con una estimación de intensidad de 9 EMS, lo que se interpreta como un sismo destructor, lo que significa que se presentaron daños considerables y colapso de edificaciones vulnerables. Por otra parte, la ciudad de Portoviejo fue afectada con una intensidad de 7 EMS, es decir una intensidad de sismo dañino, lo que se vio reflejado en daños moderados en las estructuras como fisuras en la mampostería, grietas en losas y fracturas en recubrimientos de paredes y pisos.

TABLA 1.2. Escala Macrosísmica Europea EMS98.

Intensidad	Descripción del sismo
1	No sentido
2	Apenas sentido
3	Débil
4	Ampliamente observado
5	Fuerte
6	Levemente dañino
7	Dañino
8	Gravemente dañino
9	Destructor
10	Muy destructor
11	Devastador
12	Completamente devastador

Fuente: Escala Macrosísmica Europea (Grünthal, 2008).

Si bien muchas edificaciones colapsaron o quedaron con daños irreparables, otras, afortunadamente, son aptas para ser rehabilitadas y reforzadas. Este estudio se centra en la propuesta de reforzamiento de una edificación ubicada en Portoviejo afectada con una intensidad de 7 EMS.

En suma, el sismo del 16 de abril fue un evento trascendental, debido al daño que ha dejado a su paso, así como por su magnitud considerable y sus réplicas que llegaron hasta una intensidad de 5 M_w (Alvarado et al., 2016).

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

Proponer un modelo de reforzamiento estructural no convencional para el edificio de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador sede Manabí, utilizando un sistema de disipadores de energía de fluido viscoso, para ofrecer una alternativa que permita la restauración integral de la capacidad estructural y la serviciabilidad.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a) Prediseñar los elementos de reforzamiento del edificio con las consideraciones técnicas apropiadas que recomiendan las normas vigentes.
- b) Elaborar un modelo en ETABS® de la edificación sin reforzamiento y otro de la edificación reforzada con el sistema de disipadores, y comparar resultados.
- c) Describir las ventajas y desventajas del uso del nuevo sistema de reforzamiento.
- d) Estimar el costo del reforzamiento estructural utilizando disipadores de energía de fluido viscoso.

1.3. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO A REFORZAR

La estructura a reforzar corresponde al edificio de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador sede Manabí, ubicada en la ciudad de Portoviejo, exactamente en las coordenadas $1^{\circ}20.2'S$ $80^{\circ}28'6.9"W$, que funciona como centro de educación. El sismo del 16 de abril de 2016 tuvo su epicentro en Pedernales, con coordenadas $0^{\circ}22'15.6"N$ $79^{\circ}56'24"W$. Por lo que la distancia entre el epicentro a la estructura fue de aproximadamente 167.43 km.

FIGURA 1.1. Ubicación de la edificación y del epicentro del sismo.



Fuente: Google Maps (2018).

1.3.1. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

La edificación consta de tres niveles, los dos primeros comparten la misma geometría en planta, mientras que el tercero presenta un área menor. La losa del primer y segundo nivel tiene un área de aproximadamente 758.20 m^2 , y la losa del tercer nivel un área de aproximadamente 667.80 m^2 .

FIGURA 1.2. Fachadas del edificio.



(a) Fachada frontal.

(b) Fachada posterior.

Fuente: Fotos cortesía del Ing. Edgar David Mora.

En el Anexo 1, se puede encontrar los planos de las plantas, así como la distribución de columnas y vigas.

La estructura del edificio está formado por un sistema de pórticos con vigas peraltadas y losas nervadas en ambas direcciones (ver Figura 1.3). Las columnas son todas de 40 cm por 60 cm, sin embargo, se las ha clasificado en dos tipos: columnas tipo C1 y columnas tipo C2, debido a que tienen una cunatía de acero distinta. Todas las vigas tienen dimensiones de 40 cm por 60 cm, y la losa alivianada tiene una altura total de 30 cm y una loseta de 5 cm. Los esquemas de las secciones con su respectivo armado se lo realizará de manera detallada en el Capítulo 3, donde se desarrollará el modelo computacional de la estructura.

La estructura muestra ciertas irregularidades desde el momento mismo de su construcción. Una de ellas es la ausencia de una columna en el eje 4H, y en el eje 6C, también se ve la falta de una viga desde el eje 4H hasta el eje 4I; lo que produce una ruptura en la continuidad del sistema de columnas y vigas.

La estructura original presenta también irregularidad en planta y en elevación. Según el apartado sobre *irregularidades y coeficientes de configuración estructural* presentado en la NEC15, la estructura tiene un coeficiente de retroceso excesivo en las esquinas y un coeficiente de irregularidad geométrica en elevación.

El coeficiente de irregularidad en planta es $\phi_p = 0.9$, ya que la longitud de la esquina es mayor al 15 % de la longitud total del edificio; y el coeficiente de irregularidad en elevación es $\phi_e = 0.9$, debido a que el sistema de pisos no es continuo: la tercera planta es de menor área que las dos primeras.

FIGURA 1.3. Losa nervada y vigas aperaltadas.



Fuente: Fotos cortesía del Ing. Edgar David Mora.

Otro factor importante a tomar en cuenta es el de importancia, que se encuentra descrito en el apartado sobre *categoría de edificio y coeficiente de importancia* de la NEC15, tomando un valor de $I = 1.3$ para estructuras de *ocupación especial*, como lo es este centro educativo.

Los factores de irregularidad en planta y en elevación, y el factor de importancia serán utilizados en el Capítulo 3 para la obtención del espectro de diseño de la estructura.

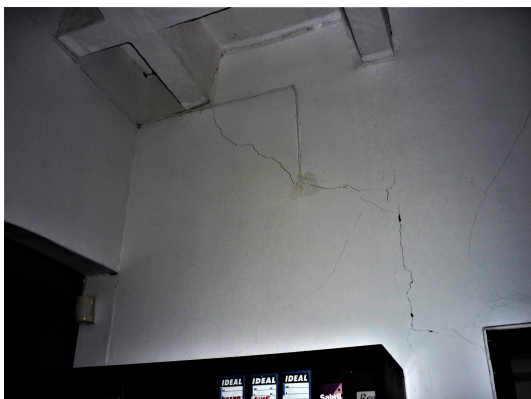
1.3.2. DAÑOS CAUSADOS POR EL SISMO

Los daños ocasionados por el sismo (ver Figura 1.4) sobre el edificio fueron principalmente: fisuras en elementos de mampostería, separación de mampostería de las columnas y las vigas, fracturas de baldosas que recubrían paredes y pisos, y grietas en los nervios de las losas.

Las fisuras en mampostería y en baldosas muestran una inclinación de aproximadamente 45° , lo que indica una falla a corte inducida por los desplazamientos horizontales en los pórticos. Por otra parte, en menor medida, se observa desprendimiento de hormigón en las zonas del alivianamiento de la losa y pequeñas fisuras en las baldosas del piso.

Si bien se advierte pequeñas fisuras en vigas y columnas, el sistema estructural permaneció incólume, lo que significa que los pórticos no sufrieron ningún daño que comprometiera su integridad y su función.

FIGURA 1.4. Detalles de los daños causados por el sismo.



(a) Fisura en mampostería.



(b) Separación de mampostería.



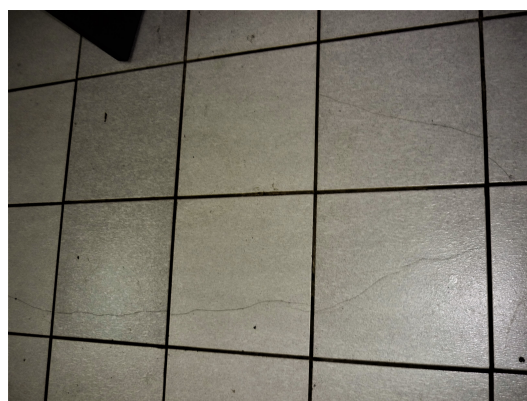
(c) Fisura en baldosa de pared.



(d) Fisura en nervio de losa.



(e) Desprendimiento de hormigón.



(f) Fisuras en baldosa de piso.

Fuente: Fotos cortesía del Ing. Edgar David Mora.

En conclusión, y según los niveles de desempeño establecidos en la ASCE41 (2017), el sismo dejó a la estructura en estado de *ocupación inmediata*, con un daño que no compromete la integridad y la rigidez estructural. Esto vuelve apto al edificio para el reforzamiento, ya sea aplicando métodos convencionales como mu-

ros de corte, o métodos de disipación sísmica como sistemas de disipadores de energía de fluido viscoso.

1.4. JUSTIFICACIÓN

El uso de disipadores de energía de fluido viscoso ha incursionado en la ingeniería sísmica solamente en las últimas décadas, logrando gran aceptación debido a la formación de un sistema estructural resistente a cargas laterales, que absorbe un gran porcentaje de la energía producida por un sismo (Christopoulos & Filiatrault, 2006).

Este proyecto está enfocado en mostrar las ventajas del uso de este tipo de disipadores como reforzamiento de un edificio afectado por el pasado sismo del 16 de abril de 2016. El sistema de construcción tradicional que posee la edificación lo vuelve vulnerable al colapso debido a la poca disipación de energía, sin embargo al ser reforzado con disipadores, esta edificación podrá reducir en gran porcentaje sus derivas de entrepiso (Carranza & Calderón, 2015), y cumplir con la norma ecuatoriana de construcción, que en su capítulo de Peligro Sísmico, diseño sismo resistente, especifica que la deriva máxima permisible para estructuras de hormigón armado, metálicas y de madera es de 0.02 (NEC15, 2014c).

Los disipadores de energía de fluido viscoso forman parte de la clasificación de los disipadores pasivos (disipadores sólidos visco-elásticos, disipadores elastoméricos, disipadores de fricción y disipadores metálicos), los cuales son adecuados tanto para reforzar estructuras vulnerables existentes, como para diseñar nuevas. El comportamiento de los disipadores de fluido viscoso, se basa en la relación directa entre la fuerza de resistencia y la velocidad relativa aplicada al sistema (Beer et al., 2015). El porcentaje de reducción de aceleración y desplazamientos es dependiente de las propiedades dinámicas de los disipadores, así como de su configuración espacial en la estructura (Pardo, 2007).

El desarrollo de este proyecto es útil para la carrera de Ingeniería Civil, pues el tema no se encuentra incluido en su malla curricular y podrá ser una fuente de consulta para proyectos relacionados con la ingeniería sísmica y el reforzamiento estructural.

1.5. ALCANCE

El proyecto abarcará la modelación de la estructura con y sin disipadores de energía de fluido viscoso, cada modelo representará la distribución espacial de la masa a través de la estructura, explicará el comportamiento histerético no lineal de los elementos, contemplando sus rendimientos significativos y la pérdida de resistencia y rigidez; de tal manera que demuestren estar ligados a la estructura afectada. La estructura se asumirá con una base fija, una rigidez constante, un amortiguamiento del 5 %, y una fuente de masa igual a la carga muerta, tal como se especifica en el Capítulo 12, Sección 12.7.2 de la ASCE7 (2016). Para llevar a cabo la modelación se utilizará el paquete computacional ETABS y se realizará el análisis tiempo-historia.

Para realizar el análisis tiempo-historia en dos direcciones, se considerará el registro sísmico obtenido del evento real, que aconteció el 16 de abril de 2016, se utilizarán 9 registros más, obtenidos de eventos con magnitudes, distancia epicentral y mecanismos de origen consistentes con el sismo en cuestión y un registro sísmico simulado para completar el número total de 11 registros requeridos. Estos registros sísmicos serán escalados al espectro de diseño, que contempla la Norma Ecuatoriana de Construcción, en el capítulo de cargas sísmicas, diseño sismo resistente, y en el que son participes diversos factores que representan la zona del sismo en cuestión. Se comprobarán los resultados con la NEC15, la normas americanas ASCE 41-17 y ASCE 7-16; en donde se espera que al comparar resultados, las derivas de entrepiso sean reducidas en un 70 % y la energía absorbida sea de hasta un 80 % en el edificio reforzado (Carranza & Calderón, 2015).

Se realizará un análisis de los costos de adquisición de los disipadores de energía de fluido viscoso, así como los costos de implementación en la estructura, para describir el costo-beneficio del sistema de reforzamiento, y finalmente se presentará el detalle de planos constructivos.

CAPÍTULO 2

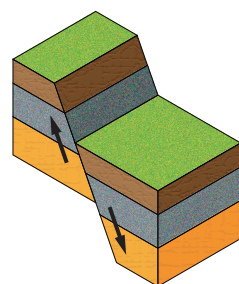
MARCO TEÓRICO

2.1. TIPOS DE FALLAS GEOLÓGICAS

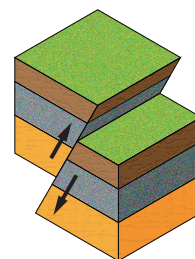
Desde el punto de vista geológico, una falla se considera como la fractura que separa a dos bloques de suelo o de corteza terrestre. Para simplificar su estudio, se asume que la fractura es un plano por el cual se deslizan los bloques. Las principales fallas geológicas de la corteza terrestre están asociadas a los límites de las placas continentales; se dice que una falla es activa cuando los bloques se mueven con el paso del tiempo, lo que puede desencadenar sismos y tsunamis de gran intensidad en zonas cercanas a la falla.

Dependiendo del tipo de movimiento entre un bloque de corteza terrestre respecto a otro se puede determinar el tipo de falla. De manera general se puede decir que una falla puede ser de tipo normal, inversa, de rumbo o de rotación (Mattauer, 1973).

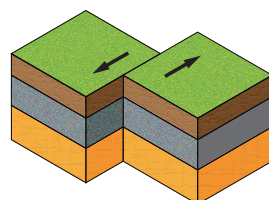
FIGURA 2.1. Tipos de fallas geológicas.



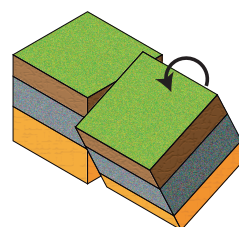
(a) Falla normal.



(b) Falla inversa.



(c) Falla de rumbo.



(d) Falla de rotación.

Fuente: Anguita & Moreno (1991).

Elaborado por: Los autores.

Las fallas normales se producen en zonas donde las cortezas se están separando debido a fuerzas de tensión lo que se ve reflejado en el hundimiento de un bloque respecto de otro; en contraste, las fallas inversas (conocidas también como fallas *reverse* o *thrust*) se producen en zonas donde las cortezas se están comprimiendo, ocasionando que un bloque se deslice sobre el otro.

La falla de rumbo, también conocida como falla de transformación o de desgarre, se da cuando las placas se desplazan horizontalmente a lo largo del plano de falla. Por otro lado, la falla de rotación se produce cuando una placa rota pero no se traslada respecto a la otra.

La tipología de cada falla presentada aquí es una simplificación del comportamiento real entre placas. Las fallas reales presentan características más complejas de lo que sugieren los diagramas. Usualmente una falla suele ser una combinación de tipologías, por ejemplo, se puede tener una falla inversa actuando conjuntamente con una falla de rumbo. Y con frecuencia en un bloque de corteza no sólo se puede encontrar un plano de falla, sino un conjunto de fracturas producidas por una variedad de movimientos; a este conjunto se lo conoce como zona de fallas. No obstante, entre las placas continentales se suele presentar un tipo de falla predominante y en términos de ésta se cataloga el tipo de falla (Agueda et al., 1997).

La falla presente entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana es de tipo inversa, ya que la placa de Nazca se hunde bajo la placa Sudamericana. A este efecto se lo conoce como subducción de placas, que es precisamente el hundimiento de una placa oceánica bajo una placa terrestre, provocando que esta última se levante. Puede entenderse este fenómeno si se hace una analogía con una cuña que se introduce bajo un bloque para levantarlo (Vicente, 2009).

Como se mencionó al inicio de este apartado, las fallas activas son fuentes de gran actividad sísmica. El desplazamiento y roce entre placas genera una acumulación de energía potencial elástica que más tarde se libera en forma de vibración y movimientos relativos del suelo. El sismo que acaeció el 16 de abril de 2016 en la costa ecuatoriana fue precisamente originado de esta forma, por la subducción entre la

placa de Nazca y la Sudamericana, por lo que decimos que este sismo es un *sismo de subducción* (Alvarado et al., 2016).

Es importante conocer el tipo de falla que origina un sismo, puesto que así se los podrá clasificar y llevar una base de datos organizada. Esto permite comparar sismos ocurridos en lugares distantes pero que comparten el mismo tipo de falla.

Se ha enfatizado en este apartado sobre los sismos de origen tectónico. No obstante, es relevante mencionar que un sismo no sólo puede tener su origen en la actividad entre placas tectónicas; también pueden surgir de actividad volcánica o de forma artificial. Los sismos de origen volcánico, que son inducidos por la salida del magma, suelen ser casi imperceptibles, exceptuando grandes eventos históricos como, por ejemplo, la erupción del volcán Krakatoa en 1883 que provocó fuertes movimientos de suelo. Los sismos artificiales son los provocados por actividades humanas, un ejemplo de ello es la detonación de La Bomba del Zar sobre el territorio de Nueva Zembla en 1961, causando la propagación de ondas sísmicas de importante magnitud. Fuera de estos eventos memorables, son las fallas tectónicas las principales fuentes de sismos a nivel mundial (Ibañez & Carmoma, 1997).

2.2. AISLAMIENTO Y DISIPACIÓN SÍSMICA A NIVEL HISTÓRICO

Desde tiempos antiguos el ser humano ha estado expuesto a las dificultades que han ocasionado los terremotos y la imposibilidad de evitarlos, por lo que ha debido preocuparse por proteger su vida, a través del mejoramiento de sus construcciones (Kirikov, 1992).

Estudios recientes indican que estos eventos catastróficos jugaron un papel catalizador en la evolución arquitectónica e ingenieril, en períodos prehistóricos y en los más recientes, permitiendo desarrollar nuevas técnicas de construcción para lograr edificaciones duraderas y que tengan estilos modernos (Stiros, 1995).

Entre las técnicas de construcción ensayadas en tiempos antiguos, para reducir los desastres producidos por terremotos y poniendo especial atención a aquellas

edificaciones simbólicas, se realizaron mecanismos de aislamiento sísmico, con el objetivo de aislar las construcciones de los movimientos del terreno ocasionados por sismos; entre ellas se destacaron tres técnicas:

- a) Uso de capas de piedra cortadas y alisadas que se colocaron sin mortero.
- b) Uso de madera como apoyo.
- c) Uso de capas de arena, piedras y otros materiales entre el suelo y las paredes.

Entre las principales edificaciones en las que se utilizaron estas técnicas, se encuentra la Tumba de Ciro el Grande que data del año 528 a.C. en Persia, que se aprecia en la Figura 2.2a y es considerada como la estructura con aislamiento sísmico más antigua conocida que cumple con principios de construcción sismorresistente: simetría, bajo centro de gravedad y dimensiones apropiadas (Genatios & Lafuente, 2016). Esta técnica también se destaca en el Partenón, Figura 2.2b, en donde los griegos utilizaron como capas de cimientos a algas marinas, que mostraron durabilidad excepcional, inclusive mayor que la madera. Esta capa genera un comportamiento elástico en la base y un desplazamiento que permite aislamiento sísmico (Genatios & Lafuente, 2016).

FIGURA 2.2. Edificaciones clásicas con técnicas de aislamiento.



(a) Tumba de Ciro el Grande.



(b) Partenón de Atenas.

Fuente: Genatios & Lafuente (2016).

Según Kirikov (1992), en su libro *History of Earthquake Resistant Construction*. Existen tres métodos de proteger las construcciones contra eventos sísmicos:

- a) Hacer las construcciones lo suficientemente fuertes y elásticas, para que pueda soportar las cargas sísmicas sin daños estructurales.

- b) Proporcionar protección pasiva con la ayuda de varios dispositivos de aislamiento sísmico, utilizados para separar el edificio de su base y eliminar movimientos sísmicos transmitidos al edificio.
- c) Proporcionar protección activa, en donde el edificio está equipado con su propio dispositivo, controlado por un programa que elimine total o parcialmente las cargas sísmicas con la ayuda de mecanismos bajo su control.

El objetivo de salvaguardar vidas humanas y plasmarlo en la construcción de edificaciones más seguras no ha cambiado con el transcurso de los años, es así que la incorporación y el uso de sistemas de protección pasivos como aisladores y disipadores no es una idea reciente, sin embargo constituye una innovación en el campo de la ingeniería sísmica (Genatios & Lafuente, 2016). Al utilizar estos dispositivos se intenta reducir los daños en elementos estructurales y no estructurales, además de lograr una recuperación inmediata de las capacidades y evitar el colapso de las estructuras.

2.2.1. EJEMPLOS DE USO DE DISIPADORES DE ENERGÍA

2.2.1.1. Readecuación sísmica de un edificio en San Francisco, Estados Unidos

Esta fue la primera vez que se utilizaron dispositivos de disipación de energía en el campo de la ingeniería sísmica en Estados Unidos. Ya que en la década de los 90, el gobierno americano abolió la restricción de uso de disipadores de energía, que hasta el momento era únicamente de uso militar, permitiendo que se apliquen en el campo de la construcción (Pardo, 2007).

Este edificio bancario construido en 1967 en San Francisco, California, resultó dañado con el sismo de Loma Prieta en 1989, tras la evaluación se lo consideró vulnerable al colapso. El edificio consta de dos plantas y dos subsuelos, de hormigón armado con mal confinamiento, columnas cortas, sin refuerzo cortante y efecto de torsión en planta, tras el sismo se visibilizó grietas en las columnas cortas, agrietamiento a 45° en paredes, fallas por torsión y falla de vigas (Genatios & Lafuente, 2016).

Los propietarios decidieron rehabilitar la estructura con objetivos de desempeño fuera del alcance de las normas de la época, por lo que se reforzó la estructura con marcos de acero con riostras diagonales que se acoplaban a la estructura original y dispositivos de disipación de energía (tipo ADAS), colocados en dos ejes perimetrales de la estructura. De esta manera, se logró proveer rigidez, resistencia adicional y reducción de la respuesta torsional del edificio. Arquitectónicamente se dejaron los dispositivos a la vista para generar un enfoque innovador, Figura 2.3 (Genatios & Lafuente, 2016).

FIGURA 2.3. Efecto arquitectónico producido por los disipadores.



Fuente: Genatios & Lafuente (2016).

2.2.1.2. Edificio Izazaga, Ciudad de México

En México ya existía experiencia con estas técnicas antes de los dispositivos ADAS en EEUU. Después del sismo de septiembre de 1985, se observaron daños estructurales en el edificio Izazaga, Figura 2.4a, construido en los años 70, de hormigón armado, con 12 pisos y un subsuelo; tuvo una primera rehabilitación con la adición de nuevos muros que aumentaron la rigidez y la resistencia. Sin embargo, volvió a sufrir afectaciones luego de dos sismos siguientes en 1986 y 1989; por lo que se decidió la colocación de dispositivos ADAS que cumplan con las Normas Técnicas vigentes en 1987. Los dispositivos se colocaron en pórticos de la estructura original y rigidizados con elementos de acero diagonales (Genatios & Lafuente, 2016).

2.2.1.3. Edificio Corporativo 3M, Ciudad de México

En 1990, después de varias prácticas de rehabilitación de edificios, se inició con el diseño de las primeras estructuras con disipadores de energía como parte del sistema estructural. Tal es el caso de disipadores viscoelásticos en la construcción del edificio corporativo de la empresa 3M, en la ciudad de México, de cinco pisos y tres subsuelos, fue el primer edificio diseñado y construido con este tipo de disipadores, Figura 2.4b (Genatios & Lafuente, 2016).

FIGURA 2.4. Edificios con disipadores en la ciudad de México.



(a) Edificio Izazaga en Ciudad de México.



(b) Edificio corporativo de 3M.

Fuente: Genatios & Lafuente (2016).

2.2.1.4. Torre Mayor, Ciudad de México

A partir del año 2000 se utilizaron disipadores de fluido viscoso, tipo Taylor, en la construcción de la Torre Mayor de la ciudad de México. Es el edificio más alto en latinoamérica de 57 pisos y 225 m de altura, ubicado en la Avenida Paseo de la Reforma, Figura 2.5a. Es una torre hotel con oficinas, comercios y restaurantes, tiene 13 niveles de estacionamientos y un helipuerto (Genatios & Lafuente, 2016).

Su construcción es de acero y hormigón armado y fue concluida en 2003. El diseño sísmico de la estructura busca lograr un desempeño operacional para un sismo de $8.2 M_w$, empleando 96 disipadores de energía de fluido viscoso, Figura 2.5b (Beer et al., 2015).

FIGURA 2.5. Torre Mayor de Ciudad de México.



(a) Vista en elevación.



(b) Detalle de disipadores.

Fuente: Genatios & Lafuente (2016).

2.2.1.5. Aeropuerto Jorge Chávez y Edificio Reducto, Lima

El aeropuerto Jorge Chávez fue reforzado en 2006, usando disipadores de energía de fluido viscoso tipo Taylor, convirtiéndose en el primer edificio en usar estos dispositivos en Perú, Figura 2.6a. Desde el 2010 se han realizado varios proyectos de protección sísmica como el Centro Empresarial Reducto, con la utilización de este tipo de disipadores Figura 2.6b (Genatios & Lafuente, 2016).

FIGURA 2.6. Edificios con disipadores de fluido viscoso en Lima.



(a) Aeropuerto Jorge Chávez.

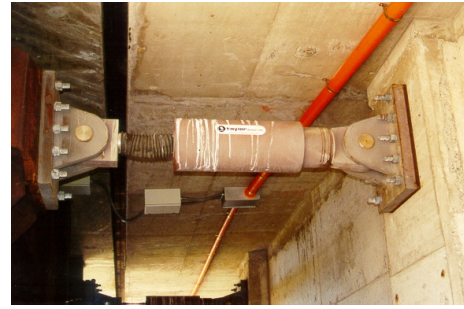


(b) Edificio Reducto.

Fuente: CDV Ingeniería antisísmica (cdvperu.com).

2.2.1.6. Puente Amolanas, Chile

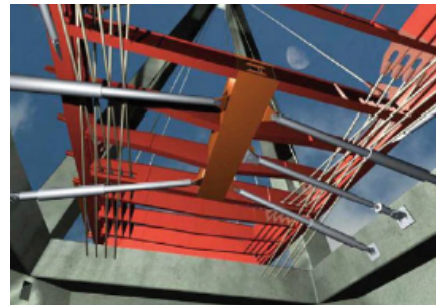
Es un puente recto de 268 m de longitud, con una altura de 100.6 m, que lo convierte en el puente vial más alto de Chile, Figura 2.7a, en el cual se colocaron disipadores de energía de fluido viscoso tipo Taylor (Taylor Devices Inc.) (Genatios & Lafuente, 2016).

FIGURA 2.7. Puente Amolanas en Chile.**(a)** Vista general del puente.**(b)** Detalle de disipador de fluido viscoso.

Fuente: Genatios & Lafuente (2016), (Abarca et al., 2011).

2.2.1.7. Puente de Río-Antirio, Grecia

El puente Río-Antirio, Figura 2.8a, se encuentra en una región sísmica muy activa del Golfo de Corinto, posee una longitud total de 2252 m. Sus estructuras están diseñadas para resistir eventos sísmicos que generan aceleraciones en el suelo de hasta $0.48g$ mediante el uso de disipadores de fluido viscoso y otros dispositivos sísmicos, Figura 2.8b (Beer et al., 2015).

FIGURA 2.8. Puente de Río-Antirio.**(a)** Vista general del puente.**(b)** Disipadores sísmicos.

Fuente: Beer et al. (2015).

2.3. METODOLOGÍAS DE REFORZAMIENTO SÍSMICO

Las estructuras según su importancia se dividen en edificaciones esenciales, estructuras de ocupación especial y estructuras regulares. Las estructuras esenciales son edificios vitales en la sociedad como hospitales, clínicas o establecimientos que atienden emergencias. Las estructuras de ocupación especial corresponden a

edificaciones que albergan una gran cantidad de personas como por ejemplo centros educativos, museos, centros de convenciones o centros deportivos. Todas las estructuras que no clasifican dentro de las categorías anteriores comprenden las estructuras regulares, como por ejemplo residencias, bodegas o estacionamientos (NEC15, 2014c).

La importancia de cada estructura determina el sismo de diseño y el nivel de desempeño que mostrará la estructura ante un sismo.

FIGURA 2.9. Niveles de desempeño de una estructura según la intensidad sísmica.

		Desempeño de la estructura				
		Plenamente Operativo	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Colapso Inminente	
Intensidad del sismo de diseño	Frecuente	●	○	○	○	○ Criterio no Aplicable
	Ocasional	●	●	○	○	● Estructuras Regulares
	Severo	●	●	●	○	● Estructuras de Ocupación Especial
	Muy severo	○	●	●	●	● Estructuras Esenciales

Fuente: Sección de comentarios C2 de la ASCE41 (2017).

Elaborado por: Los autores.

En vista de que a no todas la estructuras se las puede dotar de protección sísmica de alto desempeño (debido principalmente a factores económicos), se da mayor prioridad y cuidado a las estructuras esenciales. La Figura 2.9 muestra un diagrama de triple entrada en donde se detalla el nivel de desempeño que debe mostrar una estructura dada ante sismos de distintas magnitudes. (e.g.) Una estructura de

ocupación especial luego de un sismo severo debe quedar en estado de ocupación inmediata.

La intensidad del sismo de diseño está dado en función de la tasa de retorno y la probabilidad de excedencia, la cual indica la probabilidad de que un sismo con una intensidad dada ocurra en un tiempo determinado (ver Tabla 2.1).

TABLA 2.1. Niveles de amenaza sísmica

Sismo	Probabilidad de excedencia	Período de retorno
Frecuente	50 %	72 años
Ocasional	20 %	225 años
Severo	10 %	475 años
Muy Severo	2 %	2500 años

Fuente: NEC15 (2014c).

Los niveles de desempeño son indicadores del daño estructural luego de que un edificio se vea afectado por un sismo. Es necesario realizar una inspección de la estructura afectada para poder clasificar el nivel de desempeño en alguna de estas cuatro categorías establecidas por la ASCE41 (2017):

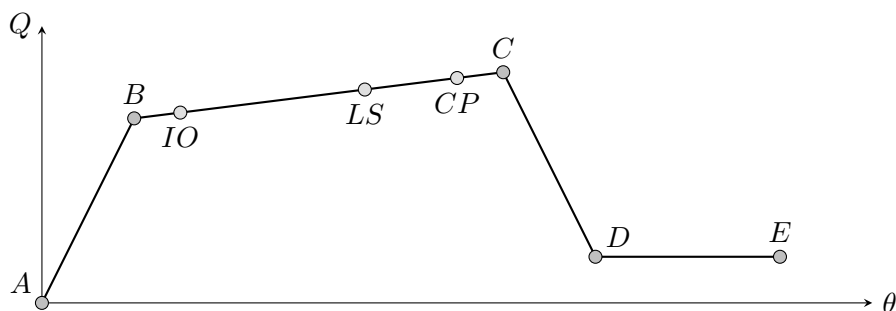
- a) Plenamente operativo (OP): No se presenta ningún daño en los componentes estructurales ni en los no estructurales; las instalaciones permanecen intactas y la estructura ilesa.
- b) Ocupación inmediata (IO): Daño estructural leve que no compromete la funcionalidad del sistema resistente a cargas laterales. La estructura trabaja en el rango lineal, no presenta deformaciones permanentes y la rigidez permanece indemne. Los elementos afectados son de naturaleza no estructural como mampostería, recubrimientos en paredes o en pisos. Es posible aplicar un reforzamiento estructural en estos casos.
- c) Seguridad de vida (LS): El daño estructural en este nivel es considerable, pero deja un margen de resistencia previa al colapso total o parcial. Muchos componentes como vigas o columnas se encuentran severamente afectados. Es

necesaria una evaluación exhaustiva para determinar si es viable un reforzamiento o si es preferible la demolición.

- d) Prevención de colapso (CP): Estado en el cual el edificio se encuentra en el umbral previo al colapso. El sistema resistente a cargas laterales queda inutilizado y el sistema a cargas gravitacionales se ve gravemente comprometido. Técnicamente no es aconsejable aplicar un reforzamiento en estos casos, siendo la mejor opción la demolición.

La ASCE41 (2017), en su capítulo 7, sugiere evaluar el nivel de desempeño de una estructura mediante las curvas de deformación.

FIGURA 2.10. Curva de deformación y niveles de desempeño.



Fuente: ASCE41 (2017).

Una curva de deformación representa la fuerza que actúa en la base de la estructura (Q) en términos de la rotación o deformación angular (θ). El punto A de la curva representa el estado de la estructura sin deformaciones. El punto B representa el inicio de daños estructurales debido a cargas sísmicas. El punto C es el punto a partir del cual la estructura ya no es capaz de soportar cargas laterales. El punto D indica que la estructura entra en el desempeño residual, es decir que soporta cargas únicamente gravitacionales. Una vez la estructura alcance el punto E , el colapso será inminente (Cueva & González, 2013).

En el presente proyecto se analizará el desempeño de la estructura con y sin reforzamiento. Para ello se utilizará el paquete computacional ETABS®, el cual provee al usuario de las curvas de deformación calculadas según la norma ASCE41 (2017). En el Capítulo 4 se detalla el proceso a seguir para evaluar el desempeño de la estructura.

Siguiendo esta filosofía de diseño, se puede dotar a una edificación de protección sísmica mediante diversos métodos. Los más utilizados son los muros de corte, el aislamiento en la base, el uso de dispositivos de disipación (amortiguadores o disipadores) y los péndulos de masa sintonizada. De estos últimos no se hablará en este apartado, debido a que quedan fuera del alcance de este proyecto.

2.3.1. MUROS DE CORTE

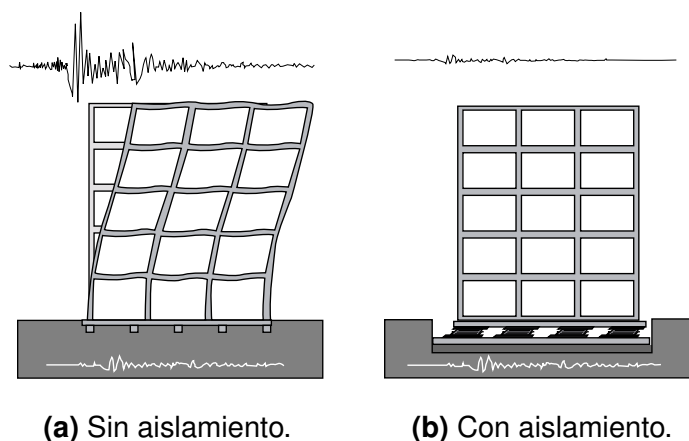
Los muros de corte conforman el sistema de reforzamiento y protección sísmica más utilizado en nuestro medio. Son elementos de concreto armado cuya dimensión en altura es mucho más grande que en su largo. Aportan a la estructura una gran resistencia y rigidez ante cargas laterales.

Los muros de corte controlan la energía sísmica mediante la deformación, la ductilidad y la incursión en el rango inelástico de los elementos. El efecto principal que causa la incorporación de los muros de corte es la reducción del período natural de vibración de la estructura.

2.3.2. AISLAMIENTO EN LA BASE

Los aisladores sísmicos son dispositivos que se colocan en la base del edificio con el fin de separar la cimentación de la superestructura; consiguiendo *aislar* a la estructura de los movimientos del suelo, reduciendo así las fuerzas sísmicas.

FIGURA 2.11. Comparación de respuesta sísmica de un edificio con y sin aislamiento basal.



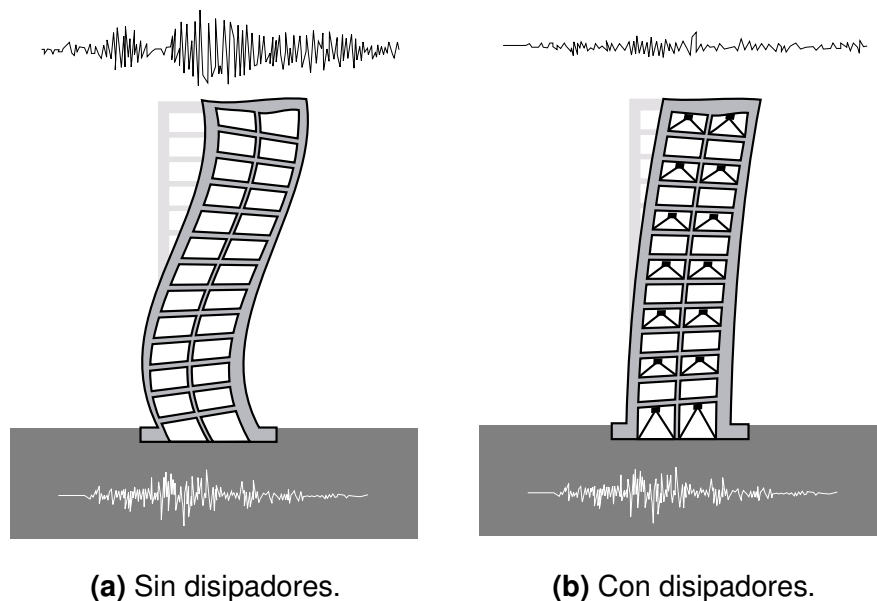
Fuente: Abarca et al. (2011).

Los aisladores están fabricados de materiales flexibles como el caucho o el neopreno, capaces de soportar grandes deformaciones y de resistir el peso de la estructura. Los aisladores captan la energía del sismo y evitan que se transmita en su totalidad al edificio; la cantidad de energía sísmica que suelen absorber estos dispositivos está entre un 70 % a un 90 % (Abarca et al., 2011).

2.3.3. DISIPADORES DE ENERGÍA

A diferencia de los aisladores, los disipadores de energía no evitan la transferencia de fuerza y movimiento desde el suelo a la estructura. Su principal función es dotar a la estructura de mayor amortiguamiento con el fin de proteger y reducir los daños en elementos estructurales y no estructurales.

FIGURA 2.12. Comparación de respuesta sísmica de un edificio con y sin disipadores de energía.



Fuente: Abarca et al. (2011).

Con la implementación de estos dispositivos se logra reducir las deformaciones laterales de la estructura entre un 30 % y un 50 % (Carranza & Calderón, 2015). Los disipadores más comúnmente usados son los de fluido viscoso, metálicos y de fricción. En la Sección 2.4 se describen los diferentes tipos de disipadores y su funcionamiento.

2.3.4. CRITERIOS DE SELECCIÓN PARA EL REFORZAMIENTO CON AISLADORES O DISIPADORES

Para realizar un reforzamiento a una estructura existente se debe tener en cuenta los siguientes parámetros:

- a) Período de la estructura.
- b) Instalación de los dispositivos.
- c) Costo de instalación y mantenimiento.

Según las recomendaciones de Abarca et al. (2011), si el período de un edificio es bajo, es decir para edificaciones rígidas, lo mejor es utilizar aisladores como método de reforzamiento. Por otro lado, para edificios flexibles de períodos grandes, es recomendable utilizar disipadores de energía. Esto convierte a los disipadores en una buena alternativa para el reforzamiento de estructuras únicamente conformadas por pórticos, ya que suelen ser muy flexibles y con períodos de vibración altos.

Si bien es técnicamente posible realizar un reforzamiento con aisladores, no suele ser viable en la mayoría de los casos. Puesto que la instalación de los mismos se debe realizar bajo la cimentación del edificio; lo que complica enormemente la tarea de implementación, ya que se debe considerar excavaciones y métodos no convencionales para su incorporación a la estructura. En este sentido, los disipadores son mucho más sencillos de instalar.

En cuanto a reforzamiento, la aislación sísmica de base es especialmente útil para la protección y refuerzo de edificios históricos y patrimoniales que deben conservar su arquitectura original. Mientras que los disipadores suelen ser utilizados para reforzar estructuras en donde no importe sacrificar las fachadas arquitectónicas.

Desde el punto de vista económico, se puede decir que la fabricación, instalación y mantenimiento de los aisladores es más costosa que la de los disipadores.

2.4. TIPOS DE DISIPADORES SÍSMICOS

Los sistemas suplementarios de disipación absorben la energía cinética o de tensión transmitida desde el suelo hacia la estructura, reduciendo la demanda de disipación de energía sobre el sistema estructural durante un evento sísmico de gran envergadura. A menudo actúan junto con elementos resistentes a cargas laterales y en su mayoría son distribuidos a lo largo de una estructura (Christopoulos & Filiatrault, 2006).

Según Christopoulos & Filiatrault (2006), estos sistemas se dividen en tres categorías:

- a) Sistemas activos
- b) Sistemas semi-activos
- c) Sistemas pasivos

Los sistemas activos son diseñados para monitorear una estructura en tiempo real, procesar la información obtenida y de manera inmediata aplicar fuerzas internas para proteger la estructura. El primer paso dentro del funcionamiento de este tipo de sistemas, es el monitoreo, que a través de equipos electrónicos detecta el estado de una estructura y obtiene registros de la misma; el sistema de control recibe los datos de registro y toma las medidas necesarias. Finalmente, un sistema de accionamiento, aplica físicamente estas medidas a la estructura. Debido a la necesidad de fuentes externas de energía y su posible fallo durante un evento sísmico, el uso que tienen es limitado, excepto en Japón, en donde varias edificaciones poseen este sistema activo (Christopoulos & Filiatrault, 2006).

Los sistemas semi-activos requieren menor cantidad de energía proveniente de fuentes externas y no es necesario un monitoreo global de la estructura, por lo que las modificaciones que realizan se limitan a propiedades locales de los disipadores (Christopoulos & Filiatrault, 2006).

Los sistemas pasivos, no requieren de fuentes de energía externa, por lo que no podrán modificar las propiedades de los disipadores durante un evento sísmico; sin embargo son soluciones efectivas, económicas y de gran uso, que han superado a

los sistemas activos (Christopoulos & Filiatrault, 2006).

2.4.1. TIPOS DE SISTEMAS PASIVOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Los sistemas pasivos de disipación de energía se dividen como se muestra en la Tabla 2.2.

TABLA 2.2. Clasificación de los sistemas pasivos de disipación de energía.

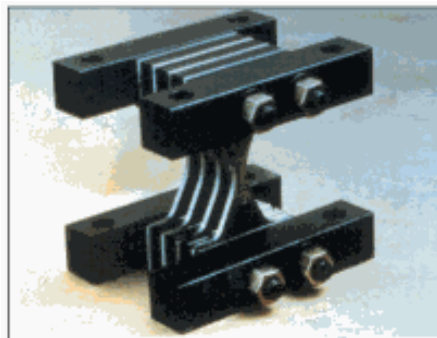
Desplazamiento-Activado	Velocidad-Activada	Movimiento-Activado
Metálicos	Viscosos	Masa-Sintonizada
De Fricción	Viscoelásticos	
Auto-Centrado		
Viscoelásticos		

Fuente: Christopoulos & Filiatrault (2006).

2.4.1.1. Dispositivos de Desplazamiento-Activado

Los dispositivos de desplazamiento-activado disipan energía a través de desplazamientos relativos, son independientes de la frecuencia de movimiento y las fuerzas generadas sobre los elementos estructurales están en fase con las fuerzas internas resultantes del sismo, lo que significa que las fuerzas máximas generadas por los disipadores ocurren simultáneamente con las fuerzas máximas internas que surgen al final del ciclo de vibración de la estructura. Los disipadores que perteneces a esta categoría son: disipadores metálicos, disipadores de fricción y disipadores de auto-centrado (Christopoulos & Filiatrault, 2006).

FIGURA 2.13. Disipador Metálico ADAS (Added Damping and Added Stiffness).



Fuente: Whittaker & Constantinou (2004)

La Figura 2.13 muestra un disipador metálico tipo ADAS, originalmente fabricado por la Corporación Bechtel, el cual consiste en una serie de placas de acero, ubicados entre los elementos de arriostramiento y la viga de techo. Este sistema disipa energía a través del desplazamiento relativo horizontal de estos elementos (Christopoulos & Filiatrault, 2006).

FIGURA 2.14. Disipador de fricción Pall.



Fuente: Pall & Pall (2004)

La Figura 2.14 muestra un disipador de fricción, fabricado por Dynamics Pall Ltd., este sistema disipa energía mediante el deslizamiento de placas superpuestas con ranuras, debido a que las fuerzas de tracción y compresión en los elementos de arriostramiento exceden la capacidad de fricción del disipador (Christopoulos & Filiatrault, 2006).

2.4.1.2. Dispositivos de Velocidad-Activada

Los dispositivos de velocidad activada disipan energía a través de la velocidad relativa entre los nodos donde se encuentran ubicados. Las fuerzas generadas por estos dispositivos están usualmente fuera de fase con las fuerzas internas de la estructura durante un evento sísmico, esto quiere decir que las fuerzas máximas de los disipadores no ocurren simultáneamente con las fuerzas máximas internas correspondientes al pico de deformaciones de la estructura, por lo que resulta en menores fuerzas de diseño para los miembros estructurales en donde se instalan los dispositivos, así como menores fuerzas de diseño para los cimientos (Christopoulos & Filiatrault, 2006). Los disipadores comunes en esta categoría son los disipadores de fluido viscoso y los disipadores viscoelásticos (Beer et al., 2015).

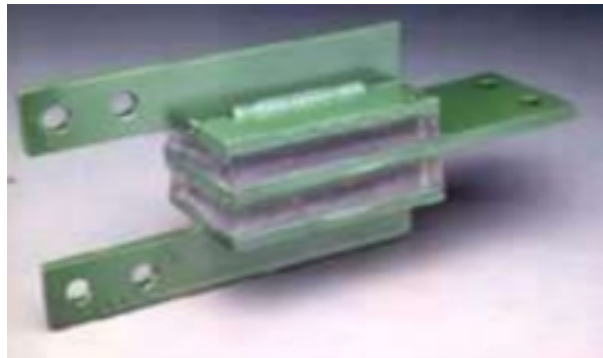
FIGURA 2.15. Disipador de Fluido Viscoso.



Fuente: Whittaker & Constantinou (2004)

La Figura 2.15 muestra un disipador de fluido viscoso, en donde el fluido se encuentra dentro de un cilindro y fluye a altas velocidades, lo que resulta en el desarrollo de fricción entre las partículas del fluido y el pistón del disipador conduciendo a la disipación de energía en forma de calor (Beer et al., 2015).

FIGURA 2.16. Disipador Sólido Viscoelástico.



Fuente: Whittaker & Constantinou (2004)

La Figura 2.16 muestra un disipador viscoelástico, que consiste en unas almohadillas elastoméricas sólidas (material viscoelástico), que se unen a una placa de acero; como un extremo se desplaza con respecto al otro, el material se corta y genera calor, que disipa al ambiente. Estos disipadores proporcionan una fuerza dependiente de la velocidad y una fuerza de recuperación elástica dependiente del desplazamiento (Beer et al., 2015) . Es decir este disipador pertenece a la categoría de sistemas de disipación pasiva activada por velocidad y por desplazamiento.

2.4.1.3. Dispositivos de Movimiento-Activado

Este tipo de dispositivos perturban el flujo de energía en la estructura a través de la

vibración de un sistema secundario. Entre los dispositivos más conocidos dentro de este grupo, encontramos a los disipadores de masa-sintonizada (TMD), los cuales generalmente se instalan en las losas de los edificios y son efectivos para reducir las vibraciones ocasionadas por viento y las vibraciones inducidas por la actividad de los ocupantes (Christopoulos & Filiatrault, 2006).

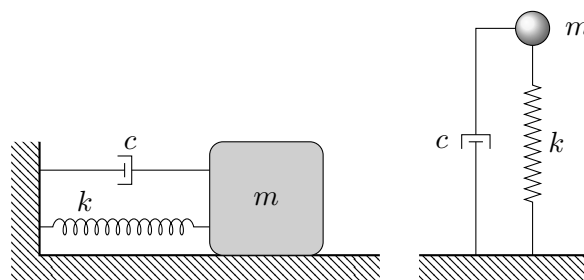
2.5. SISTEMAS AMORTIGUADOS

Con el fin de tener una visión más amplia y una comprensión más clara sobre los sistemas amortiguados con dispositivos de disipación de energía, es necesario realizar una descripción de las ecuaciones que los describen. Partiremos con una descripción de los sistemas amortiguados, seguida de una discusión sobre los espectros de respuesta y sobre como obtenerlos, para en base a ello describir el funcionamiento de los disipadores de energía de fluido viscoso.

2.5.1. ECUACIONES QUE DESCRIBEN A LOS SISTEMAS AMORTIGUADOS

Un sistema de un grado de libertad amortiguado está conformado por una masa oscilatoria m sujeta a un dispositivo amortiguador, cuyo coeficiente de amortiguamiento es c , y dotada de una rigidez inherente representada por k .

FIGURA 2.17. Esquema de un sistema amortiguado libre.



Elaborado por: Los autores.

La ecuación del movimiento que describe a este tipo de sistemas está dada por:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = 0 \quad (2.1)$$

Esta ecuación describe un modelo libre, es decir que no existe una fuerza externa que excita al sistema, por lo tanto, para que la masa oscile es necesario que el desplazamiento u_0 o la velocidad \dot{u}_0 sean (al menos uno) distinto de cero.

Si se toma como condiciones iniciales una posición u_0 y una velocidad \dot{u}_0 y se resuelve la ecuación de movimiento para la variable u , que es función del tiempo, se obtiene que:

$$u = e^{-\zeta\omega t} \left(u_0 \cos(\omega_D t) + \frac{\dot{u}_0 + \zeta\omega u_0}{\omega_D} \sin(\omega_D t) \right) \quad (2.2)$$

Donde ζ representa el coeficiente de amortiguamiento; ω la velocidad angular de oscilación y ω_D la velocidad angular amortiguada del sistema. Dichos parámetros se expresan matemáticamente de la siguiente forma:

$$\zeta = \frac{c}{2m\omega} \quad (2.3)$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.4)$$

$$\omega_D = \omega \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (2.5)$$

Como puede apreciarse en la Ecuación 2.1, la aceleración \ddot{u} acompaña a la masa m , lo que significa que la masa es el parámetro que se opone a la aceleración; de manera análoga se puede decir que la rigidez k es el parámetro que se opone al desplazamiento u , y que el amortiguamiento c se opone a la velocidad \dot{u} . Esto último significa que a mayor amortiguamiento menores serán las velocidades que sufra el sistema, y es este el principio básico de la utilización de los disipadores de energía de fluido viscoso: aumentar el amortiguamiento de la estructura para reducir las velocidades.

La relación de amortiguamiento ζ determina la naturaleza del movimiento del sistema. Los valores de amortiguamiento que consideraremos para nuestro caso de estudio son tales que $0 < \zeta < 1$.

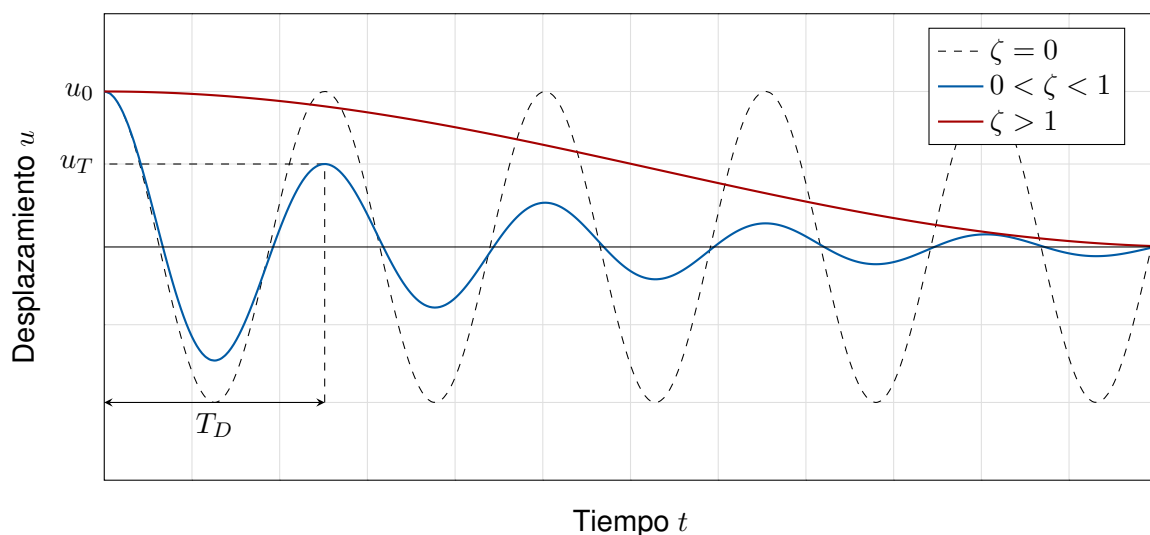
TABLA 2.3. Caracterización de un sistema amortiguado según su amortiguamiento.

Amortiguamiento	Naturaleza del movimiento
$\zeta = 0$	Vibración no amortiguada
$0 < \zeta < 1$	Vibración con amortiguamiento sub-crítico
$\zeta = 1$	Vibración con amortiguamiento crítico
$\zeta > 1$	Vibración con amortiguamiento súper-crítico

Elaborado por: Los autores.

No se considera para nuestros fines el caso en que $\zeta < 0$; ya que un amortiguamiento negativo implica que la vibración del sistema se amplifica y no alcanza la posición de equilibrio, situación que no se presenta en los sistemas estructurales. El caso de amortiguamiento crítico y de amortiguamiento súper-crítico no responde a la realidad de las estructuras, en estos regímenes el sistema alcanza su posición de equilibrio sin oscilar, tal como lo haría, por ejemplo, una puerta hidráulica. La Figura 2.18 expone gráficamente la naturaleza de los distintos sistemas según su amortiguamiento.

FIGURA 2.18. Desplazamiento en función del tiempo según el amortiguamiento.



Elaborado por: Los autores.

Cada sistema tiene un período natural de vibración, que se define como el tiempo que tarda la masa en realizar una oscilación completa. La expresión para calcular

el período está dada por:

$$T_D = \frac{2\pi}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (2.6)$$

La ecuación para calcular el período se puede simplificar si se consideran amortiguamientos bajos. Normalmente para estructuras de hormigón se suele considerar $\zeta = 0.05$ (según la norma ASCE7 (2016)), por lo que el valor de $\sqrt{1-\zeta^2} \approx 1$, quedando la expresión del período como:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (2.7)$$

Al implementar un dispositivo de amortiguamiento, como es el caso de los disipadores de energía de fluido viscoso, sucede que se dota de mayor amortiguamiento al sistema; en otras palabras se incrementa el parámetro c de la ecuación de movimiento; y por consiguiente la estructura estará sometida a menores velocidades y generará menos ciclos de oscilación.

2.5.2. DECAIMIENTO LOGARÍTMICO

Los parámetros dinámicos de rigidez k y coeficiente de amortiguamiento ζ no se pueden determinar de manera directa, pues no existen dispositivos que los cuantifiquen. Por ello, se calculan a través de la relación entre parámetros que sí se pueden medir experimentalmente, como el desplazamiento u y la masa m .

Para determinar dichos parámetros, se aplica un desplazamiento inicial u_0 al sistema y se obtiene la gráfica (ver Figura 2.18), de respuesta de desplazamiento en función del tiempo.

Cada sistema tiene su gráfica de respuesta según sus condiciones iniciales y sus parámetros dinámicos, y en ella se puede identificar claramente el período amortiguado T_D , que es la distancia en el eje del tiempo entre dos máximos relativos. Naturalmente, ya que se trata de un sistema amortiguado, el desplazamiento inicial u_0 es mayor al desplazamiento u_T que tiene la masa al completar un ciclo de movimiento. La ecuación de decaimiento logarítmico relaciona estas dos amplitudes según la ecuación:

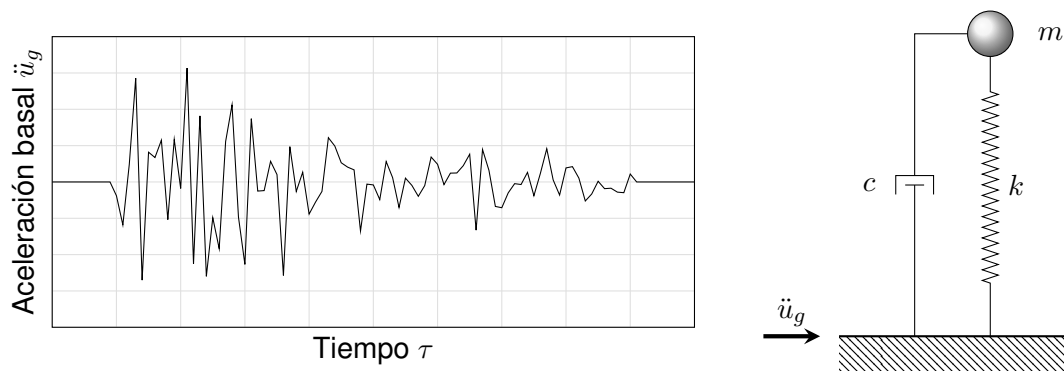
$$\ln \left(\frac{u_0}{u_T} \right) = 2\pi \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (2.8)$$

Esta ecuación permite calcular el amortiguamiento de cualquier estructura, y será utilizada en este estudio para encontrar el amortiguamiento de la estructura con y sin disipadores de energía de fluido viscoso.

2.5.3. RESPUESTA DE UN SISTEMA SOMETIDO A UNA ACELERACIÓN BASAL

Las ecuaciones descritas en el apartado anterior se aplican para un sistema en oscilación libre sobre el que no actúan fuerzas externas; sin embargo, los sistemas estructurales están expuestos a fuerzas externas arbitrarias (como las generadas por un sismo), por lo que es necesario aplicar otra ecuación para describir la respuesta de un sistema ante un impulso sísmico. La Figura 2.19 muestra una señal genérica de un acelerograma; esta señal es la aceleración \ddot{u}_g , conocida como aceleración basal, que se aplica en la base del sistema estructural (Beer et al., 2015).

FIGURA 2.19. Sistema sometido a una aceleración arbitraria en la base.



Elaborado por: Los autores.

La respuesta del sistema, es decir su desplazamiento en función del tiempo, está dado por la ecuación:

$$u = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{u}_g \cdot e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \sin(\omega_D(t-\tau)) d\tau \quad (2.9)$$

A esta ecuación se la conoce como la *Integral de Duhamel*, en la cual se considera la aceleración basal \ddot{u}_g como función del tiempo τ ; mientras que el desplazamiento u es función de tiempo t . La introducción de estas dos variables temporales hace que sea posible aplicar la *Integral de Duhamel* si se conocen todos los puntos de un acelerograma.

En teoría se puede resolver la integral de manera analítica, siempre y cuando se conozca la ecuación de la señal sísmica. Pero realizar aquel trabajo demanda demasiado tiempo de cómputo. Por ello, se ha desarrollado un método numérico para resolver la *Integral de Duhamel* y obtener las respuestas máximas de aceleración, velocidad y desplazamiento del sistema, conocido como el *Método de Newmark*.

Con dicho método se puede obtener los espectros de respuesta de un sistema amortiguado. En el siguiente apartado se define que es un espectro de respuesta y se detalla la utilización del *Método de Newmark* para obtenerlos.

2.5.4. ESPECTROS DE RESPUESTA

El comportamiento de una estructura ante un evento sísmico depende de las propiedades dinámicas inherentes a la estructura (masa, rigidez, amortiguamiento y período natural de vibración). Por ello, si un sismo afecta a un conjunto de edificaciones, ninguna se comportará de la misma forma. Existirán edificaciones que presenten desplazamientos, velocidades o aceleraciones muy altas en comparación con otras cuyas respuestas son bajas.

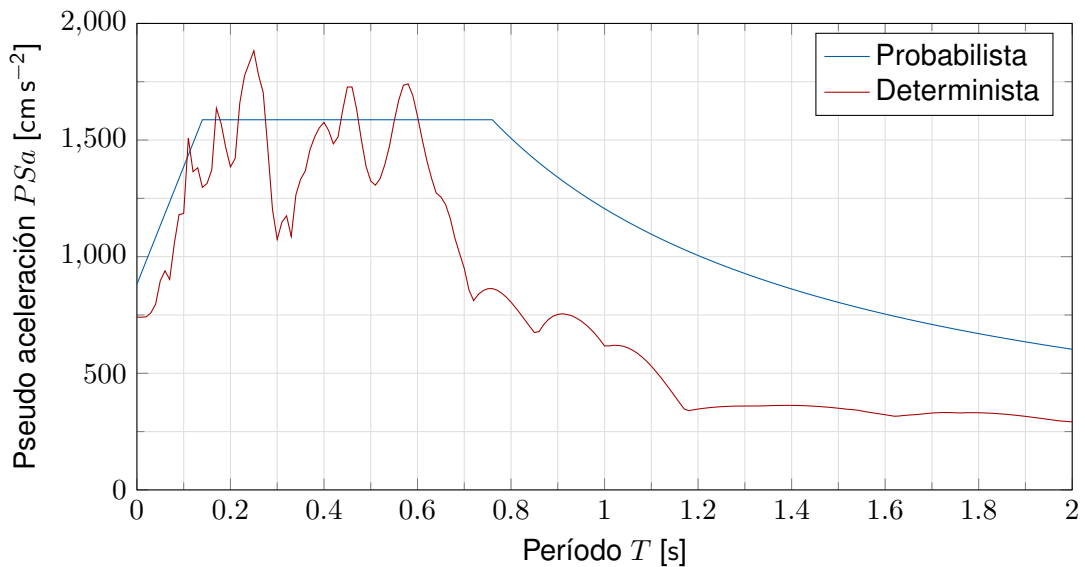
Para analizar las respuestas de un conjunto de edificaciones ante un sismo se realiza un espectro de respuesta, el cual es la representación gráfica de los valores máximos absolutos de desplazamientos, velocidades o aceleraciones en función del período de cada estructura. Se realizan los espectros de respuesta en función del período debido a que es la propiedad que relaciona la masa y la rigidez (ver Ecuación 2.7), y es la que más varía de estructura a estructura.

De manera general un espectro de respuesta puede ser determinista o probabilista. Un espectro determinista es aquel generado con datos reales de algún evento sísmico en particular. En la Figura 2.20 se puede apreciar un ejemplo de un espectro determinista y de un espectro probabilista de aceleraciones máximas absolutas en función del período natural de vibración.

Es posible que en una misma localidad se presenten edificaciones que se vean severamente afectadas y otras que no han sido tan afectadas, debido al amplio

espectro de períodos que se puedan encontrar.

FIGURA 2.20. Ejemplo de un espectro de respuesta de pseudo-aceleración determinista y de un probabilista.

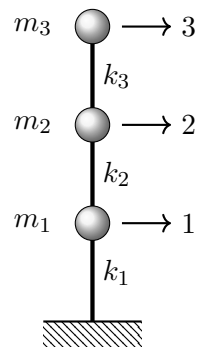


Elaborado por: Los autores.

Para la elaboración de un espectro de respuesta de aceleraciones se debe contar con un acelerograma filtrado y corregido, sobre el cual se aplica el ya mencionado *Método de Newmark* para la obtención de su respectivo espectro de respuesta. En el Anexo 2, se puede encontrar la codificación en MATLAB del método, que fue proporcionada por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IGEPN). Se trata de una función que admite como datos de entrada una señal sísmica, la frecuencia de la señal y el amortiguamiento del sistema; y tiene como dato de salida el espectro de respuesta de aceleración.

2.6. SISTEMAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

Hasta ahora hemos visto el comportamiento de un sistema que consiste en una masa puntual sujeta a un resorte (que representa la rigidez) y a un amortiguador. Mas, las estructuras reales son mucho más complejas que aquella simplificación. Para acercar más nuestro modelo matemático a la realidad de una estructura, se instaura los sistemas de varios grados de libertad.

FIGURA 2.21. Sistema de tres grados de libertad.

Fuente: Chopra (2014).

Elaborado por: Los autores.

En un edificio de varios pisos, la mayor parte de la masa se encuentra concentrada en las losas, y la rigidez de la estructura en su mayoría es aporte de las columnas. Siguiendo esta idea, el modelo matemático de un edificio de varios pisos consiste en el conjunto de un grado de libertad de traslación por piso y en una rigidez por planta. En la Figura 2.21 se muestra un esquema simplificado de un sistema de tres grados de libertad.

Si designamos por $[M]$ a la matriz de masa y por $[K]$ a la matriz de rigidez del edificio ensamblada y condensada, la ecuación que rige el comportamiento del sistema está dada por:

$$\{[K] - \omega^2[M]\}\{\phi\} = 0 \quad (2.10)$$

Donde $\{\phi\}$ representa los modos de vibración y ω^2 la frecuencia de oscilación al cuadrado de cada masa.

Por ejemplo, para un sistema de tres grados de libertad la ecuación quedaría como sigue:

$$\left\{ \left[\begin{array}{ccc} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{array} \right] - \omega^2 \left[\begin{array}{ccc} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{array} \right] \right\} \left\{ \begin{array}{c} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} 0 \\ 0 \\ 0 \end{array} \right\}$$

Para encontrar los modos de vibración del sistema se debe resolver el problema de los autovalores o “eigenvalues”, que consiste en igualar a 0 el determinante del

primer factor de la Ecuación 2.10, resultando en:

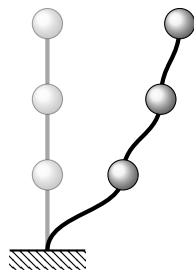
$$\det ([K] - \omega^2[M]) = 0 \quad (2.11)$$

Al resolver para ω se encontrarán las frecuencias de oscilación, y reemplazando en la Ecuación 2.10 se puede resolver para $\{\phi\}$ con el fin de encontrar los modos de vibración del sistema. A su vez, conocidas las frecuencias, se puede encontrar los períodos naturales de vibración aplicando la siguiente ecuación:

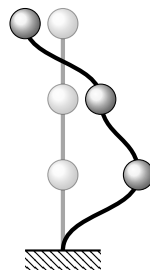
$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (2.12)$$

Los modos de vibración representan las posibles configuraciones de deformación que puede adoptar el sistema en función de los grados de libertad. Por ende, si un sistema cuenta con n grados de libertad, entonces tendrá n modos de vibración.

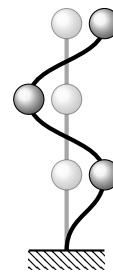
FIGURA 2.22. Modos de vibración para un sistema con tres grados de libertad.



(a) Primer modo.



(b) Segundo modo.



(c) Tercer modo.

Fuente: Chopra (2014).

Elaborado por: Los autores.

El conjunto de todos los modos de vibración $\{\phi_i\}$ forman la matriz modal denotada por $[\Phi]$, es decir que $[\Phi] = [\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_i, \dots, \phi_n]$. No obstante, esta matriz modal representa los modos en términos de la frecuencia, mientras que lo más apropiado es expresar la matriz modal en términos de la masa; por lo que se debe encontrar una nueva matriz modal conocida como la matriz modal normalizada a la masa $[\Phi_N]$, la cual se puede calcular como:

$$[\Phi_N] = [\Phi] [\tilde{M}^{1/2}] \quad (2.13)$$

Donde $[\tilde{M}^{1/2}]$ es la matriz diagonal de la raíz cuadrada de los recíprocos de las

masas modales; por ejemplo, para el sistema de 3 grados de libertad sería:

$$[\tilde{M}^{1/2}] = \begin{bmatrix} 1/\sqrt{\tilde{m}_1} & 0 & 0 \\ 0 & 1/\sqrt{\tilde{m}_1} & 0 \\ 0 & 0 & 1/\sqrt{\tilde{m}_1} \end{bmatrix}$$

Y a su vez, la matriz de masas modales, notada por \tilde{M} , se obtiene mediante el triple producto de la modal y su transpuesta con la matriz de masas, es decir:

$$[\tilde{M}] = [\Phi]^T[M][\Phi] \quad (2.14)$$

Una vez obtenida la matriz modal normalizada a la masa, se puede obtener el factor de participación modal $\{\Gamma\}$ y la masa modal efectiva $\{m_{eff}\}$; las ecuaciones para dichos parámetros son, respectivamente:

$$\{\Gamma\} = [\Phi_N]^T[M]\{1\}_{n \times 1} \quad (2.15)$$

$$\{m_{eff}\} = \{\Gamma^2\} \quad (2.16)$$

Tanto el factor de participación modal como la masa modal efectiva indican el grado en el que aporta la masa en un determinado modo de vibración. Si, por ejemplo, la masa modal efectiva es mayor en el primer modo que en los demás, esto significa que el primer modo es el que predomina en el sistema al momento de deformarse.

Parte del presente proyecto consiste en conocer los modos de vibración, los desplazamientos modales y los factores de participación modal de la estructura a reforzar. Para este propósito se utilizará el paquete computacional ETABS®.

2.7. FUNCIONAMIENTO DE LOS DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO

Los disipadores de fluido viscoso forman parte de los sistemas de disipación pasivos, dependientes de la velocidad; como ya se mencionó en la Tabla 2.2.

Estos dispositivos empiezan a disipar energía con la velocidad relativa de entrepiso. No generan ningún efecto en la rigidez de la estructura por lo que el período de la estructura no cambia. Tienen la capacidad de reducir los esfuerzos y las deflexiones de la estructura.

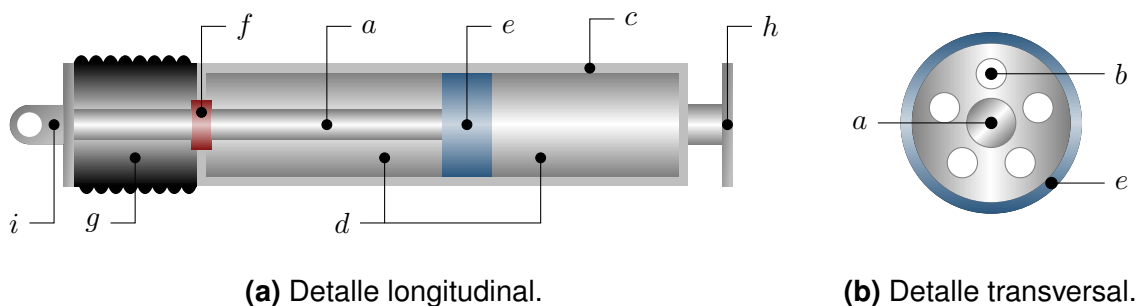
Consisten en un cilindro hueco, el cual se llena de fluido, que comúnmente consiste en un derivado de la silicona. Si el vástago y la cabeza del pistón se tocan, entonces el fluido se ve forzado a viajar a través de pequeños orificios que se encuentran atravesando la cabeza del pistón. El diferencial de presión resultante en la cabeza del pistón produce fuerzas muy grandes resistentes al movimiento relativo del amortiguador. El fluido viaja a altas velocidades desarrollando fricción entre las partículas del mismo y la cabeza del pistón, lo cual conduce a la disipación de energía en forma de calor (Beer et al., 2015).

A pesar de que este disipador lleva el nombre de disipador de fluido viscoso, el fluido tiene una viscosidad relativamente baja, el aceite de silicona tiene una viscosidad cinemática de $0.01 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ a 20°C . Sin embargo el nombre está relacionado con el comportamiento macroscópico del disipador (Beer et al., 2015).

La instalación de estos disipadores se realiza dentro de los pórticos de un edificio, por lo general alineado con los elementos de arriostramiento, o entre las pilas y la cubierta de un puente (Chopra, 2014).

2.7.1. ESQUEMA DE UN DISIPADOR DE FLUIDO VISCOSO

FIGURA 2.23. Esquema de las partes de un disipador.



Fuente: Makris & Constantinou (2015).

Elaborado por: Los autores.

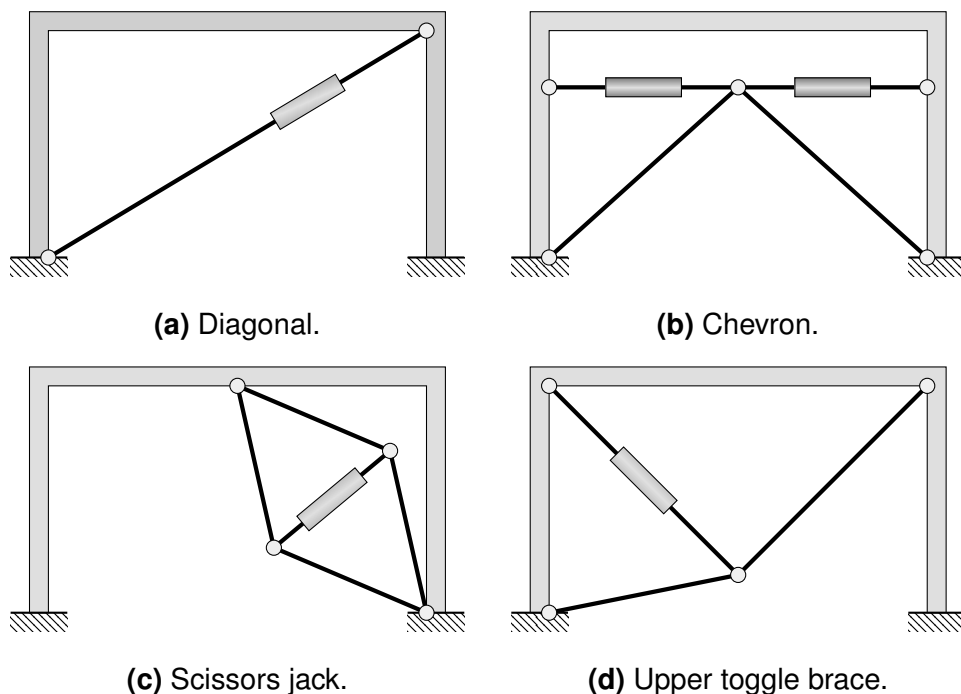
- a) Vástago del pistón.
- b) Orificios de la cabeza del pistón.
- c) Cilindro hueco.
- d) Cámaras con fluido viscoso.

- e) Cabeza del pistón.
- f) Tapón hermético.
- g) Fuelle.
- h) Placa.
- i) Conector para articulación.

2.7.2. CONFIGURACIONES PARA SISTEMAS DE DISIPACIÓN

Los disipadores de fluido viscoso se colocan de manera preferencial en zonas de velocidades máximas y en los entrepisos con mayor desplazamiento relativo. Las configuraciones más comunes de los sistemas de disipación suplementaria, son aquellas que se alinean o se colocan de manera horizontal sobre el vértice de diagonales de arriostamiento chevron; sin embargo se pueden realizar mejores configuraciones que optimicen la respuesta sísmica de la estructura y reduzcan los costos de los mismos.

FIGURA 2.24. Formas de disponer los disipadores en un pórtico.



Fuente: Whittaker & Constantinou (2004).

Elaborado por: Los autores.

- a) Tipo Chevron: Consta de dos disipadores horizontales colocados sobre el vértice de dos elementos diagonales de arriostamiento de acero. La fuerza del

sistema solo tienen componentes horizontales, Figura 2.24b.

- b) Tipo Diagonal: Un solo dispositivo colocado de manera diagonal en los pórticos de la estructura, Figura 2.24a.

Según Christopoulos & Filiatrault (2006), un disipador instalado linealmente a un elemento de refuerzo experimenta un desplazamiento menor que la deriva de entrepiso generada por movimientos de suelo; en el mejor de los casos, si el amortiguador se coloca horizontalmente apoyado en el arriostramiento chevron, el desplazamiento es igual a la deriva de entrepiso.

Existen dos configuraciones óptimas que destacan, las cuales son: toggle-brace y scissor-jack, aunque pueden utilizarse para cualquier sistema suplementario de disipación de energía, solo han sido aplicados para disipadores de fluido viscoso (Christopoulos & Filiatrault, 2006).

- a) Tipo Toggle-Brace: Formado por dos arriostramientos diagonales conectados mediante un pasador, en el cual se colocará el disipador ya sea conectado a la esquina superior del pórtico (Upper Toggle Brace), Figura 2.24d; o en la esquina inferior (Lower Toggle Brace).
- b) Tipo Scissor-Jack: Usado para amplificar el desplazamiento del amortiguador al insertarlo en la esquina inferior del vano y la viga superior, Figura 2.24c.

Tres edificios en los EE. UU. Se han construido con sistemas de disipadores toggle-brace. Son la Torre Yerba Buena de 37 pisos en San Francisco, el Millennium Place de 37 pisos y el 111 Huntington Avenue de 38 pisos, ambos situados en Boston. Los dos primeros utilizan sistemas de reverse toggle, mientras que el tercero utiliza un sistema modificado lower toggle. La modificación consiste en instalar el amortiguador en un ángulo mayor de 90° (Whittaker & Constantinou, 2004).

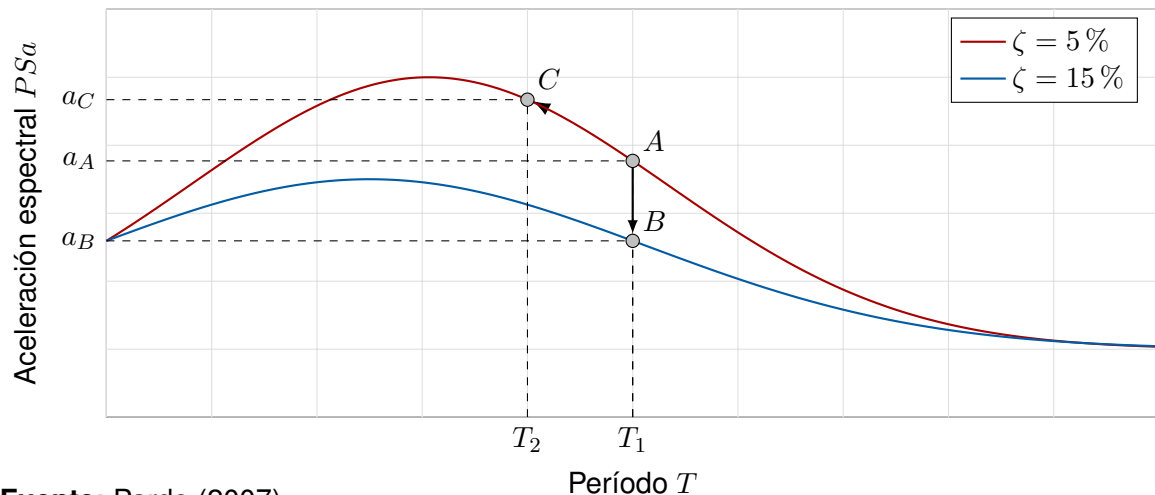
2.7.3. PRINCIPIO BÁSICO DE FUNCIONAMIENTO

Una de las hipótesis de diseño que se ha considerado en este estudio es que la rigidez de una estructura no se ve afectada al incorporar disipadores de energía de

fluido viscoso; a pesar de que en la realidad la rigidez cambia aunque en magnitud ínfima (Beer et al., 2015).

Por otro lado, y considerando la hipótesis mencionada, la incorporación de disipadores aumenta el amortiguamiento de la estructura, y en consecuencia de aquello se reducen las aceleraciones espectrales. En la Figura 2.25 se muestra un ejemplo de un par de espectros de respuesta para una misma estructura, uno con un amortiguamiento del 5 % y otro con un amortiguamiento del 15 %; se aprecia como al aumentar el amortiguamiento se reducen las aceleraciones espectrales.

FIGURA 2.25. Efectos sobre la aceleración al aumentar el amortiguamiento o al aumentar la rigidez.



Fuente: Pardo (2007).

Elaborado por: Los autores.

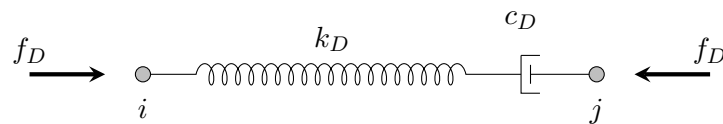
Supongamos una estructura localizada en el punto A , con un período T_1 y una aceleración a_A , la estructura se puede desplazar del punto A al punto B si se aumenta el amortiguamiento, logrando que su aceleración se reduzca a a_B . En cambio, se puede desplazar del punto A al C si se incrementa su rigidez; en este caso se reduce el período a T_2 , y consecuencia de esto se incrementa la aceleración espectral a a_C .

En resumen, al aumentar rigidez se disminuye el período y se incrementa la aceleración, y al aumentar amortiguamiento se conserva la rigidez y se reduce la aceleración.

Esto supone una ventaja del reforzamiento con disipadores de energía de fluido viscoso sobre el reforzamiento con muros de corte, ya que los muros de corte aumentan la aceleración que experimenta la estructura, mientras que los disipadores la reducen. En ello radica el principio básico del funcionamiento de los disipadores: en aportar amortiguamiento extra sin alterar la rigidez de la estructura.

2.7.4. MODELO MATEMÁTICO DE UN DISIPADOR DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO

FIGURA 2.26. Idealización matemática de un disipador.



Fuente: Pardo (2007).

Elaborado por: Los autores.

Un disipador puede ser idealizado como un resorte de rigidez k_D con un amortiguamiento c_D , cuyos extremos son los nodos inicial i y final j .

La fuerza que se aplica en el dispositivo (en el gráfico notada por f_D), se trata de una fuerza netamente axial y se la puede calcular en función de la rigidez del resorte o en función de su amortiguamiento; es decir que:

$$f_D = k_D \cdot u_D = c_D \cdot (\dot{u}_D)^\eta \quad (2.17)$$

Donde:

u_D : Es el desplazamiento relativo entre el nodo i y el nodo j .

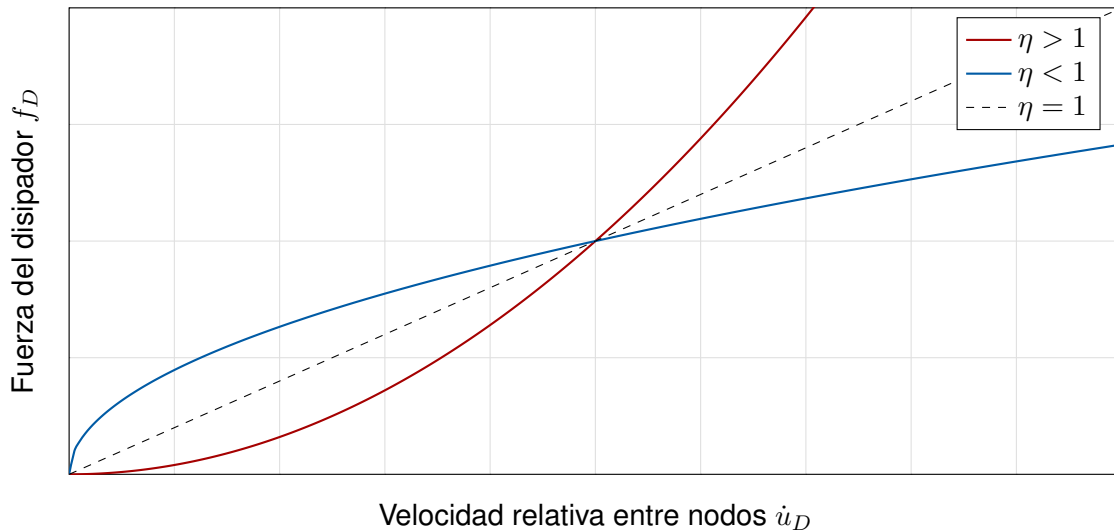
\dot{u}_D : Es la velocidad relativa entre el nodo i y el nodo j .

η : Representa el coeficiente de velocidad viscosa.

Este último parámetro η depende de la viscosidad del fluido que se encuentra inmerso en las cámaras del disipador y del tamaño de los orificios de la cabeza del pistón. Se lo suele encontrar experimentalmente; sin embargo, y debido a que los fluidos que se ocupan generalmente son derivados de la silicona, se suelen tomar

valores comprendidos entre $0.25 \leq \eta \leq 2$ (Pardo, 2007). Para el presente estudio se considerará un valor de $\eta = 0.5$, que corresponde al coeficiente de velocidad viscosa de un disipador con silicona inerte en sus cámaras.

FIGURA 2.27. Fuerza del disipador en términos del coeficiente de velocidad viscosa.



Fuente: Christopoulos & Filiatrault (2006).

Elaborado por: Los autores.

Observando la Figura 2.27 se aprecia que mientras mayor es la velocidad relativa, mayor es la fuerza del disipador. Esto significa que la fuerza del disipador es directamente proporcional a la velocidad. No obstante, dicha proporcionalidad se ve afectada dependiendo del valor del coeficiente de velocidad viscosa η . Si el coeficiente es $\eta = 1$, entonces la proporcionalidad es lineal y la fuerza crece uniformemente. Si el coeficiente es $\eta > 1$, la velocidad de crecimiento de la fuerza es mucho mayor que cuando $\eta < 1$.

La elección de η determina el desempeño del disipador. Si el diseño requiere grandes fuerzas para pequeñas velocidades es preferible tomar $\eta > 1$, y si se requieren pequeñas fuerzas para grandes velocidades, es mejor considerar $\eta < 1$. Para el reforzamiento de edificaciones es recomendable colocar disipadores cuyo coeficiente de velocidad viscosa sea $\eta < 1$ (Guevara & Torres, 2012).

2.7.5. DETERMINACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO Y RIGIDEZ DE UN DISIPADOR

Consideremos una estructura en la que se ha colocado disipadores de energía de fluido viscoso. Entonces, se tendrá dos amortiguamientos: el amortiguamiento natural de la estructura, que denotaremos por ζ_{nat} , y el amortiguamiento que aportan los disipadores, que se conoce como amortiguamiento viscoso y se denota por ζ_{vis} . Se define el amortiguamiento efectivo ζ_{eff} como el aporte de ambos amortiguamientos:

$$\zeta_{eff} = \zeta_{nat} + \zeta_{vis} \quad (2.18)$$

Para estructuras aporricadas de hormigón armado el amortiguamiento natural suele ser muy cercano al 5 %.

Si se fija un valor objetivo de amortiguamiento viscoso (generalmente se suele utilizar valores cercanos al 15 %), se puede estimar el coeficiente de amortiguamiento c_D de los disipadores mediante la siguiente expresión (Casana, 2018):

$$c_D = \frac{2\pi \cdot A^{1-\eta} \cdot \omega^{2-\eta} \cdot \sum (\phi^2 \cdot m) \cdot \zeta_{vis}}{\sum (\phi^{1+\eta} \cdot \cos^{1+\eta} \theta) \cdot \lambda} \quad (2.19)$$

Donde ϕ representa los desplazamientos modales por piso, m es la masa de cada piso y θ es el ángulo de inclinación respecto a la horizontal que tiene el disipador. Los demás parámetros de la precedente ecuación se calculan con las expresiones de la ASCE7 (2016) del capítulo 18:

$$A = \frac{g \cdot \gamma \cdot z \cdot T}{4\pi^2 \cdot B} \quad (2.20)$$

$$\gamma = \frac{\sum (m)}{\sum (\phi \cdot m)} \quad (2.21)$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (2.22)$$

$$\lambda = \frac{2^{2+\eta} \cdot \Gamma^2(1 + \eta/2)}{\Gamma(2 + \eta)} \quad (2.23)$$

Siendo z la aceleración esperada en el suelo, T el período de vibración natural de

la estructura y B el coeficiente viscoso, cuyo valor puede ser interpolado en función del amortiguamiento efectivo mediante la siguiente tabla:

TABLA 2.4. Valor del coeficiente viscoso en función del amortiguamiento efectivo.

Amortiguamiento efectivo ζ_{eff} [%]	Coeficiente viscoso B
2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.8
40	2.1

Fuente: ASCE7 (2016).

Cabe mencionar que la expresión $\Gamma(x)$ en las ecuaciones anteriores es la función gamma. que se define matemáticamente como:

$$\Gamma(x) = \int_0^{+\infty} t^{x-1} \cdot e^{-t} dt \quad (2.24)$$

Para estimar la rigidez del dispositivo se puede aplicar la ecuación de la rigidez axial:

$$k_D = \frac{E_s \cdot A}{L} \quad (2.25)$$

Donde:

k_D : Es la rigidez de la diagonal que conecta al disipador con el pórtico.

E_s : Es el módulo de elasticidad del acero estructural, el cual es constante para todos los grados de acero estructural, equivalente a 2.039×10^6 kg/cm² para un acero ASTM-A36.

L : La longitud de la diagonal del pórtico.

Una vez que se cuenta con los tres parámetros de diseño: amortiguamiento c_D , rigidez k_D y coeficiente de velocidad viscosa η ; se puede modelar los disipadores en el software ETABS®. En el Capítulo 5 se describen y se detallan los cálculos para el dimensionamiento de los disipadores.

2.8. DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

El análisis tiempo historia es un método de análisis en el que se estudia el efecto que tiene un evento sísmico específico sobre un sistema estructural, y lleva el nombre de “tiempo historia” debido a que se analiza un acelerograma punto por punto en función del tiempo y el respectivo desplazamiento que produce en las plantas de la estructura. Se puede considerar como un método de diseño basado en fuerzas: si bien no se consideran las fuerzas directamente, se estudian las aceleraciones que las producen.

El análisis tiempo historia que se aplicará en el presente estudio es el conocido *Análisis no Lineal Rápido*, abreviado como *FNA* por sus siglas en inglés. Las dos características más relevantes del *FNA* es que el comportamiento no lineal sólo se produce en elementos estructurales y que el análisis se realiza mediante la superposición modal.

La ecuación del equilibrio dinámico para el *FNA* es una variación de la Ecuación 2.1:

$$M \cdot \ddot{u} + C \cdot \dot{u} + K_L \cdot u + R_{NL} = R \quad (2.26)$$

Donde M y C son las matrices de masa y de amortiguamiento, respectivamente; y K_L es la matriz de rigidez ensamblada de los elementos estructurales que incurrieron en el rango inelástico. R_{NL} es el vector de resistencia global y R es el vector de cargas externas aplicadas al sistema.

El análisis modal se realiza utilizando los *Vectores Ritz*, que a diferencia de los *Eigenvalues*, determinan los modos causados por una excitación exterior al sistema y no únicamente por las propiedades de masa y rigidez. En términos generales los Vectores Ritz proveen una mejor aproximación de los modos de vibración que los Eigenvalues cuando se usan para análisis basados en fuerzas o aceleraciones como es el caso del análisis modal espectral o el tiempo historia (Vaidya, 2018). El paquete computacional ETABS® provee el método de los Vectores Ritz y será utilizado en este proyecto para realizar el FNA.

En comparación con el método de integración directa (Integral de Duhamel), el FNA

presenta las siguientes ventajas:

- a) Debido a que los desplazamientos se calculan por la superposición modal, no se requiere almacenar una matriz completa para cada modo, lo que se ve reflejado en un menor tiempo de cálculo.
- b) El FNA puede utilizarse sin el conjunto completo de todos los modos estructurales posibles. Es decir que se puede trabajar con los modos de mayor participación (dos modos traslacionales y un rotacional) sin que se pierda fiabilidad o exactitud en los resultados.

Sin embargo, es importante señalar que la solución obtenida por FNA depende de la exactitud con que se represente la estructura y de los acelerogramas seleccionados para el análisis. Con una representación modal suficiente, los resultados de la FNA son de una exactitud comparable a los de la integración directa.

CAPÍTULO 3

MODELO COMPUTACIONAL DE LA ESTRUCTURA

3.1. DEFINICIÓN DE MATERIALES

Según la memoria técnica presentada por Chacón (2016), las propiedades de los materiales de la estructura original, en cuanto al hormigón son:

TABLA 3.1. Propiedades mecánicas del hormigón.

Propiedad	Símbolo	Unidad	Valor
Resistencia a la compresión	f'_c	kg cm^{-2}	280
Módulo de elasticidad	E_c	kg cm^{-2}	200 798
Peso específico	γ_c	T/m^3	2.4
Coefficiente de Poisson	μ_c	-	0.2

Elaborado por: Los autores.

Para encontrar el módulo de elasticidad del hormigón se ha utilizado la siguiente fórmula:

$$E_c [\text{kg/cm}^2] = 12000 \times \sqrt{f'_c [\text{kg/cm}^2]} \quad (3.1)$$

Si bien en la NEC15 (2014b) se establece una expresión para el cálculo de este módulo, $E_c = 15000\sqrt{f'_c}$, la calidad del hormigón en nuestro medio no suele alcanzar valores tan elevados de elasticidad. Y en lo referente al acero de refuerzo se utilizó un ASTM A615-Grado 60, cuyas propiedades mecánicas son:

TABLA 3.2. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo.

Propiedad	Símbolo	Unidad	Valor
Esfuerzo de fluencia	f_y	kg cm^{-2}	4200
Módulo de elasticidad	E_s	kg cm^{-2}	2 070 000
Peso específico	γ_s	T/m^3	7.85
Coefficiente de Poisson	μ_s	-	0.3

Elaborado por: Los autores.

Tanto la resistencia a la compresión del hormigón como el esfuerzo de fluencia del acero deben ser modificados según los factores de mayoración expuestos en el capítulo 10.2.2.3 de la ASCE7 (2016), debido a que se realizará un análisis tiempo historia en el que el acero puede trabajar fuera de su rango elástico e incrementar su resistencia nominal, y debido a que la resistencia a la compresión del hormigón incrementará con el paso del tiempo.

TABLA 3.3. Factores para convertir las propiedades de los materiales de valores nominales a valores esperados.

Propiedad	Símbolo	Factor de mayoración
Resistencia a la compresión del concreto	f'_c	1.5
Esfuerzo de fluencia del acero	f_y	1.25

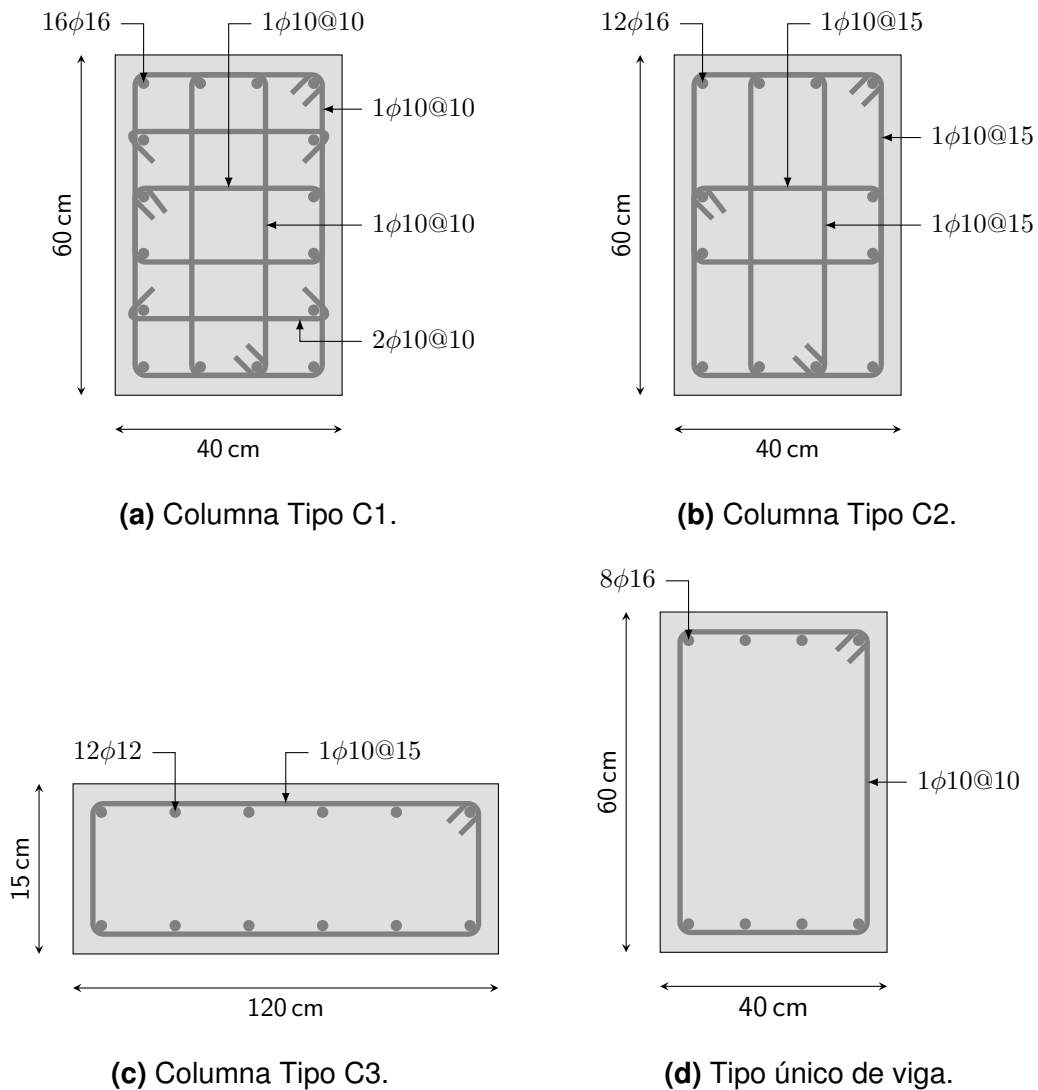
Fuente: ASCE41 (2017).

Aplicando los factores de mayoración se tendrá una resistencia a la compresión del hormigón de $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$, y un esfuerzo de fluencia del acero de $f_y = 5250 \text{ kg/cm}^2$. Estas propiedades son introducidas en ETABS® mediante el panel de definición de materiales. En el Anexo 3 se muestra este y todos los procesos de modelación realizados en este capítulo.

3.2. DEFINICIÓN DE SECCIONES

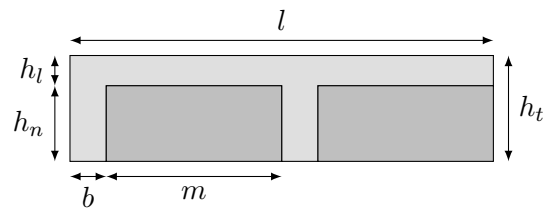
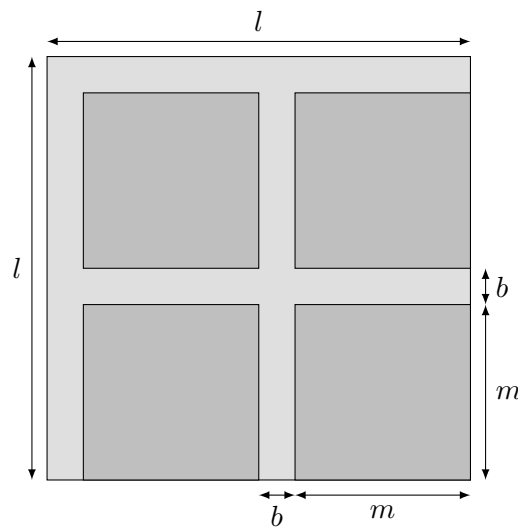
En los planos mostrados en el Anexo 1, se observan 3 tipos de columnas (C1, C2 y C3), las cuales se diferencian debido a sus dimensiones y cuantías de acero.

Debido a que este proyecto se centra en el reforzamiento estructural y no en el diseño de la edificación, el deterioro de la rigidez se ha plasmado en los valores de inercias agrietadas de cada elemento estructural (0.7 para columnas y 0.3 para vigas), según se muestra en la sección 10.3.1.2 de la ASCE41 (2017). A continuación se muestran las secciones detalladas.

FIGURA 3.1. Detalle de columnas.

Elaborado por: Los autores.

La estructura cuenta con un sistema de entrepiso consistente en una losa alivianada, que ha sido modelada como losa maciza con un espesor equivalente en peso de 12.84 cm y como elemento tipo *membrana*, el cual transmite cargas y no presenta rigidez fuera de su plano.

FIGURA 3.2. Esquema de la losa alivianada.**(a)** Corte típico.**(b)** Vista en planta.

Elaborado por: Los autores.

En el cálculo del espesor equivalente, es necesario identificar una sección de análisis, que estará conformada por dos nervios y dos alivianamientos por lado, con un ancho de $b = 0.12 \text{ m}$ y $m = 0.58 \text{ m}$ respectivamente (CSI, 2012).

$$l = 2 \cdot (0.12 + 0.58) = 1.4 \text{ m} \quad (3.2)$$

El peso total de la sección de losa, será calculado a partir de la multiplicación de el lado de la sección de análisis l , la altura total $h = 0.3 \text{ m}$ y el peso específico del hormigón correspondiente a 2.4 T/m^3 .

$$W_T = 2.4 \text{ T/m}^3 \cdot (1.4 \text{ m} \cdot 1.4 \text{ m} \cdot 0.3 \text{ m}) = 1.412 \text{ T} \quad (3.3)$$

Como se ve en la sección de análisis, existen 4 alivianamientos, con 0.58 m para cada lado, una altura de 0.25 m y al ser multiplicados por el peso específico del hormigón, obtenemos el peso total de estos.

$$W_{aliv} = 2.4 \text{ T/m}^3 \cdot (4 \cdot (0.58 \text{ m} \cdot 0.58 \text{ m} \cdot 0.25 \text{ m})) = 0.8074 \text{ T} \quad (3.4)$$

Una vez obtenido el peso total de la sección y el de los alivianamientos, restamos estos valores para obtener el peso de la losa.

$$W_{losa} = 1.412 \text{ T} - 0.8074 \text{ T} = 0.6046 \text{ T} = 604.6 \text{ Kg} \quad (3.5)$$

El espesor de la losa equivalente en peso, será el resultado de la división del peso de la losa para el producto de las dimensiones de la sección de análisis por el peso específico del hormigón.

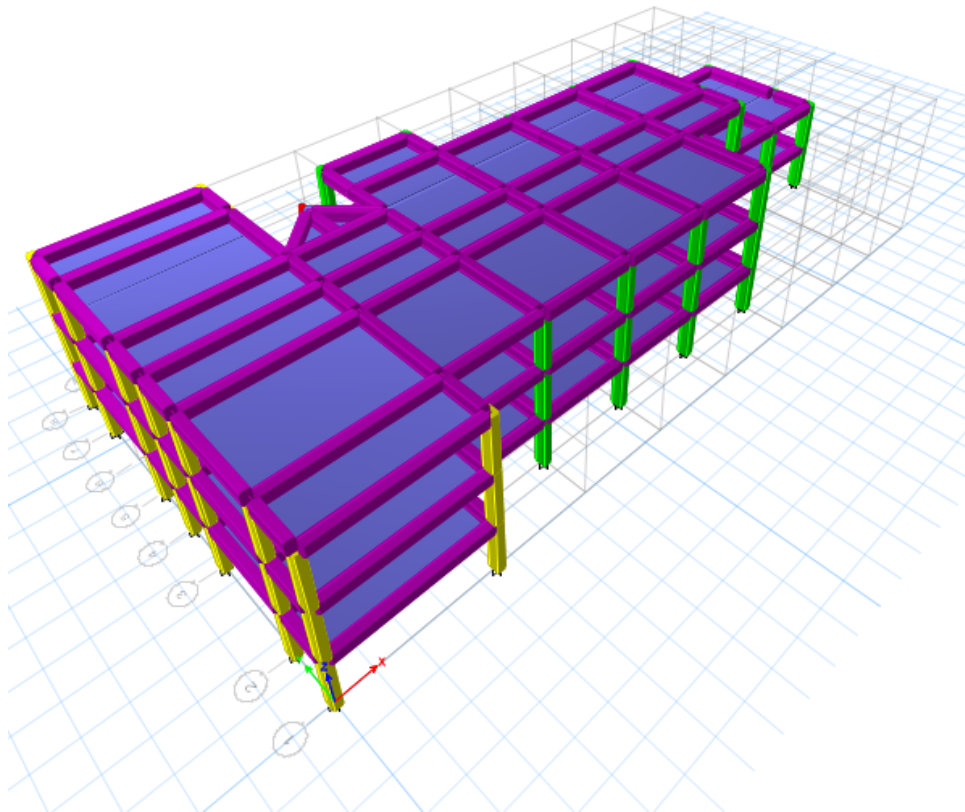
$$1.4 \cdot 1.4 \cdot e \cdot 2.4 = 0.6046 \text{ T} \quad (3.6)$$

De donde:

$$e = 0.1284 \text{ m} = 12.84 \text{ cm} \quad (3.7)$$

En la Figura 3.3, se muestra la modelación computacional realizada del edificio 16-15A PUCE, con las secciones y materiales anteriormente indicadas y sin ningún tipo de reforzamiento.

FIGURA 3.3. Modelo computacional de la edificación original.



Fuente: ETABS®.

3.3. CONSIDERACIONES DE MODELADO

3.3.1. CARGA SÍSMICA REACTIVA

La ASCE7 (2016), en la sección 12.7.2, menciona que: “La carga sísmica efectiva W , de una estructura deberá ser igual a la carga muerta total de la misma y en casos de almacenaje deberá incluir un mínimo del 25 % de la carga viva de piso”. Por lo que la fuente de masa en el programa computacional ETABS® se define únicamente como:

$$W = Dead = D \quad (3.8)$$

3.3.2. CARGA MUERTA Y VIVA POR PISO

Las cargas muertas y vivas por piso se muestran en la Tabla 3.4.

TABLA 3.4. Carga muerta y viva por piso.

Piso	Muerta	Viva Aulas	Viva Corredores
1	0.35 T/m ²	0.20 T/m ²	0.48 T/m ²
2	0.35 T/m ²	0.20 T/m ²	0.40 T/m ²
3	0.10 T/m ²	0.20 T/m ²	0.40 T/m ²

Fuente: Chacón (2016).

Para la determinación de la carga muerta no se ha considerado el peso propio de la estructura, debido a que el paquete computacional ETABS® lo calcula en función de la densidad del hormigón ingresada y de las dimensiones de las secciones.

3.3.3. DIAFRAGMAS

Se colocaron diafragmas rígidos en cada piso de la estructura, como se ve en el Anexo 3, para que todos los elementos del plano horizontal de la estructura se comporten como un cuerpo rígido.

3.4. ESPECTRO DE RESPUESTA

El espectro de respuesta se calculó según la NEC15 (2014c) en su sección 3.3.1, como se detalla en los siguientes apartados.

3.4.1. TIPO DE SUELO

Según la ubicación de la edificación, el suelo es tipo D, el cual se describe en la NEC15 (2014c) como suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de onda cortante:

$$360 \text{ m s}^{-1} > V_S > 180 \text{ m s}^{-1} \quad (3.9)$$

3.4.2. ZONIFICACIÓN SÍSMICA Y FACTOR DE ZONA

Ubicando la ciudad Portoviejo en el mapa de zonas sísmicas y gracias a la Tabla 1 de la NEC15 (2014c), determinamos la zona sísmica VI con un factor de zona $z = 0.5g$ y una caracterización del peligro sísmico como “Muy Alta”.

3.4.3. COEFICIENTES DE PERFIL DE SUELO

El coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto, F_a , según la Tabla 3 de la NEC15 (2014c), con las condiciones antes descritas, tiene un valor de:

$$F_a = 1.12 \quad (3.10)$$

El coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, F_d , según la Tabla 4 de la NEC15 (2014c), es:

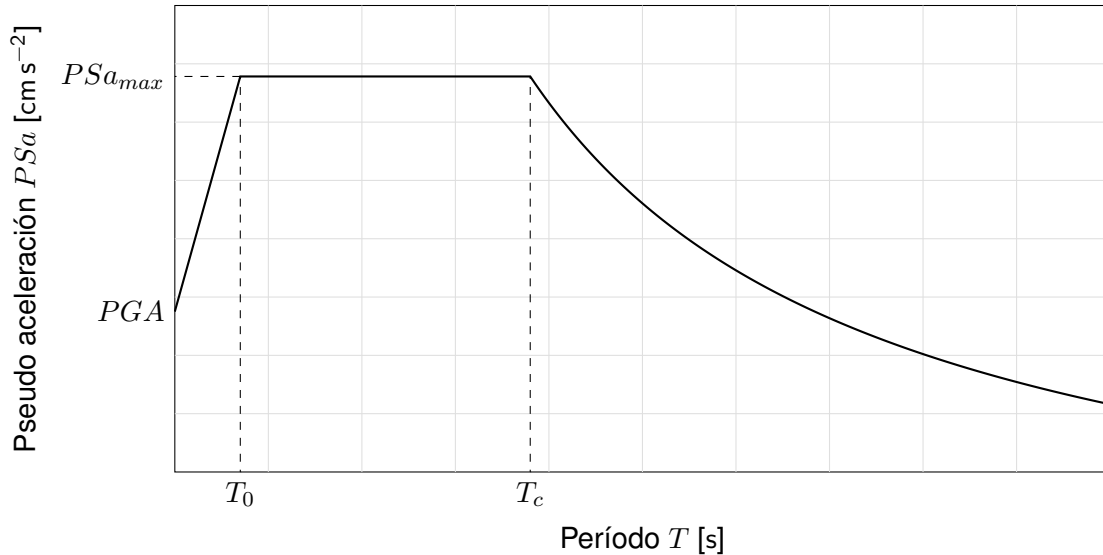
$$F_d = 1.11 \quad (3.11)$$

El coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos, F_s , según la Tabla 5 de la NEC15 (2014c), es:

$$F_s = 1.4 \quad (3.12)$$

3.4.4. ESPECTRO ELÁSTICO HORIZONTAL DE DISEÑO EN ACELERACIONES

FIGURA 3.4. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.



Fuente: NEC15 (2014c).

El espectro de diseño está definido por la siguiente ecuación definida por partes:

$$PSa = \begin{cases} z \cdot F_a \left(1 + (n - 1) \left(\frac{T}{T_0} \right) \right) & 0 \leq T \leq T_0 \\ \eta \cdot z \cdot F_a & T_0 \leq T \leq T_c \\ \eta \cdot z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)^r & T \geq T_c \end{cases} \quad (3.13)$$

Donde

n : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado, con un valor de 1.8 para provincias de la costa (excepto Esmeraldas).

r : Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto, se toma el valor de 1, para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.

S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

T : Período fundamental de vibración de la estructura.

3.4.5. LÍMITES DEL ESPECTRO

T_c : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$$T_c = 0.55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} = 0.55 \cdot 1.4 \cdot \frac{1.11}{1.12} = 0.7631 \quad (3.14)$$

T_L : Período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos.

$$T_L = 2.4 \cdot F_d = 2.4 \cdot 1.11 = 2.664 \quad (3.15)$$

T_0 : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$$T_0 = 0.10 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} = 0.10 \cdot 1.4 \cdot \frac{1.11}{1.12} = 0.1388 \quad (3.16)$$

Una vez obtenidos todos los parámetros, procedemos a dar valores de T , con intervalos de 0.02 s, y calcular según los límites T_0 y T_c los valores de S_a expresados como fracción de la gravedad.

3.4.6. COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

El coeficiente de importancia de la estructura, según la NEC15 (2014c), para estructuras de ocupación especial, como lo es este centro de educación, tiene un valor de:

$$I = 1.3 \quad (3.17)$$

3.4.7. COEFICIENTES DE IRREGULARIDAD

a) *Coefficiente de irregularidad en planta*: Debido a que existe discontinuidades y retrocesos excesivos en las esquinas de los sistemas de piso, el coeficiente de irregularidad es

$$\phi_P = 0.9 \quad (3.18)$$

b) *Coefficiente de irregularidad en elevación*: Dado que la estructura tiene irregularidad geométrica, el coeficiente de irregularidad en elevación es

$$\phi_E = 0.9 \quad (3.19)$$

3.4.8. ESPECTRO DE RESPUESTA OBJETIVO

Para obtener el espectro objetivo, se multiplican los valores de S_a por el factor de importancia y dividirlo para los coeficientes de irregularidad NEC15 (2014c).

$$\frac{I}{\phi_p \cdot \phi_e} \cdot S_a = \frac{1.3}{0.9 \cdot 0.9} \cdot S_a = 1.6 \cdot S_a \quad (3.20)$$

Posterior a ello, es introducido al código creado en MATLAB® para escalamiento sísmico.

3.5. RESULTADOS

3.5.1. DESPLAZAMIENTO Y PERÍODOS DE VIBRACIÓN

Los desplazamientos y los períodos de vibración de los dos primeros modos (dirección x y y) de la estructura sin ningún tipo de reforzamiento se muestran en la Tabla 3.5 y Tabla 3.6.

TABLA 3.5. Desplazamientos de la estructura original para el modo 1.

Piso	Modo 1	Normalizado
3	0.003 281 32 cm	1
2	0.002 434 61 cm	0.741 958 19
1	0.001 072 35 cm	0.326 804 33

Fuente: ETABS®.

Elaborado por: Los autores.

El período para el primer modo, correspondiente a la dirección x , es:

$$T_x = 0.669 \text{ s} \quad (3.21)$$

TABLA 3.6. Desplazamientos de la estructura original para el modo 2.

Piso	Modo 2	Normalizado
3	0.003 685 60 cm	1
2	0.002 724 86 cm	0.739 325 35
1	0.001 162 90 cm	0.315 526 00

Fuente: ETABS®.

Elaborado por: Los autores.

Y el período para el segundo modo, correspondiente a la dirección y , es:

$$T_y = 0.489 \text{ s} \quad (3.22)$$

3.5.2. MASA DE LA ESTRUCTURA

La Tabla 3.7 muestra la masa de la estructura por piso.

TABLA 3.7. Masa por piso de la estructura.

Piso	Masa
3	47.146 24 T
2	75.569 61 T
1	76.069 44 T

Fuente: ETABS®.

Elaborado por: Los autores.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL

4.1. REGISTROS SÍSMICOS

Las recomendaciones del Capítulo 16, Sección 16.2.2, de la ASCE7 (2016), establecen que se debe contar con un conjunto de no menos de 11 registros sísmicos para realizar el análisis tiempo historia. Siguiendo este lineamiento, se han recolectado 11 registros sísmicos reales.

TABLA 4.1. Resumen de registros sísmicos obtenidos.

Estación	Fecha	Magnitud [M_w]	Distancia epicentral [km]	Profundidad [km]	PGA [cm s^{-2}]
APO1	16/04/2016	7.8	168	20	373.07 (N) 303.78 (E)
AMNT	16/04/2016	7.8	170	20	514.26 (N) 382.32 (E)
MYG013	16/08/2005	7.2	119	42	230.82 (N) 220.08 (E)
IWT012	07/04/2011	7.1	145	66	708.68 (N) 420.74 (E)
MYG007	24/07/2008	6.8	131	108	105.13 (N) 169.12 (E)
HKD071	02/02/2013	6.5	176	102	308.58 (N) 448.93 (E)
TCG014	16/08/2005	7.2	42	102	308.58 (N) 448.93 (E)
LL07	25/12/2016	7.6	126	42	222.19 (N) 305.66 (E)
GO04	16/09/2015	8.4	181	11	337.00 (N) 233.09 (E)
T03A	01/04/2014	8.2	110	38	485.41 (N) 565.31 (E)
T10A	01/04/2014	8.2	125	38	766.30 (N) 646.43 (E)

Fuente: IGEPN (2016), NIED (2018) y CSN (2018).

El sismo del 16 de abril fue el referente para la búsqueda de los registros sísmicos. Es decir, se ha buscado sismos que se encuentren en el mismo régimen tectónico con una falla de subducción, una magnitud cercana a 7.8 M_w , una profundidad de 20 km, una distancia epicentral al rededor de 168 km (distancia desde el epicentro a la estación) y una forma espectral similar al espectro objetivo (ASCE7, 2016). La Tabla 4.1 resume las características de los registros sísmicos con las respectivas fechas del evento, mientras que el Anexo 4 se puede ver los diagramas de los acelerogramas en la dirección N-S y E-W.

Los registros sismos fueron solicitados y descargados en forma de texto plano de la base de datos de registros sísmicos de las siguientes instituciones:

a) Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IGEPN), Ecuador:

www.igepn.edu.ec

b) National Research Institute for Earth Science and Disaster (NIED), Japón:

www.kyoshin.bosai.go.jp

c) Centro Sismológico Nacional de la Universidad de Chile (CSN), Chile:

evtdb.csn.uchile.cl

Las estaciones APO1 y AMNT se encuentran ubicadas en Ecuador; las estaciones MYG013, IWT012, MYG007, HKD071 y TCG014 se encuentran en Japón; mientras que las estaciones LL07, GO04, T03A y T10A se ubican en Chile.

Todos los sismos seleccionados fueron provocados por el efecto de subducción de placas. En el caso de los sismos de Ecuador y Chile por la subducción de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana (Cassan & Maliza, 2006), y en el caso de los sismos de Japón por la subducción de la Placa Filipina y la Placa Pacífica debajo de las placas Euroasiática y Norteamericana (Barnes, 2009).

En el proceso de selección de los registros se ha dado mayor prioridad a sismos que compartan una magnitud y distancia epicentral similar, por esta razón se ve que existe una variación considerable en la profundidad y en los valores de PGA.

Sin embargo, esto no supone un impedimento para su uso ya que se cuenta con el método de escalamiento sísmico para ajustar los acelerogramas y volverlos compatibles con las características de la zona local.

4.2. TRATAMIENTO DE ACELEROGRAMAS

Debido a que los acelerogramas obtenidos están sujetos a múltiples condiciones de campo y de características del acelerómetro, las señales medidas suelen presentar ruido de fondo y un desfase con respecto a la línea base. Por ello, es necesario realizar un tratamiento de los acelerogramas con el fin de obtener valores filtrados y corregidos que sean más cercanos a la realidad.

4.2.1. CORRECCIÓN A LA LÍNEA BASE O CORRECCIÓN DE CEROS

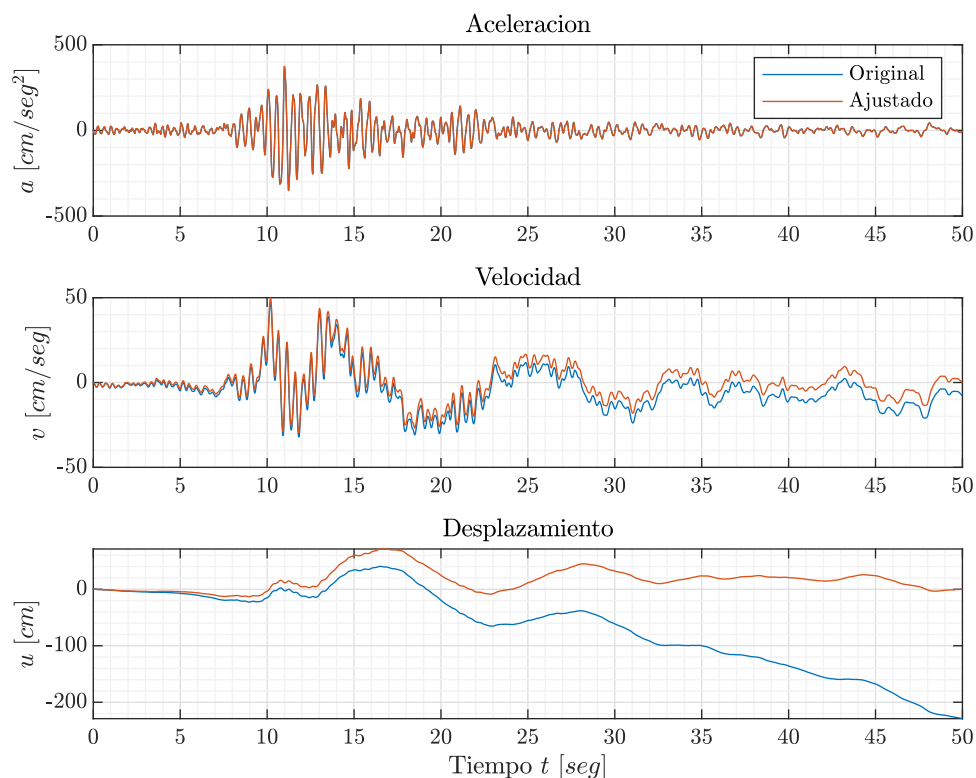
Usualmente los valores de los acelerogramas se encuentran desplazados respecto al eje horizontal. Este error se puede dar porque el acelerómetro no se encuentra perfectamente nivelado en su emplazamiento, o bien porque el dispositivo mide aceleraciones provenientes de fuentes no sísmicas. Este error es inapreciable si se considera únicamente el diagrama de aceleración en función del tiempo, pero es un error significativo si se calculan velocidades y desplazamientos (Carreño et al., 1999).

Recordemos que la velocidad y el desplazamiento son las integrales de la aceleración y la velocidad, respectivamente:

$$v = \int_0^{t_f} a \, dt \quad (4.1)$$

$$u = \int_0^{t_f} v \, dt \quad (4.2)$$

Lo que significa que si el acelerograma no está corregido a la línea base, tampoco lo estarán la velocidad y el desplazamiento.

FIGURA 4.1. Corrección de la señal APO1 a la línea base.

Fuente: MATLAB®.

Para corregir los acelerogramas se debe encontrar la línea de tendencia del acelerograma mediante una regresión lineal y desplazarla para que coincida con el eje horizontal de ceros. Esto se llevó a cabo con cada acelerograma y en cada dirección mediante el código de MATLAB® (cortesía del ingeniero Edgar David Mora) mostrado en el Anexo 5.

La Figura 4.1 muestra la señal original y ajustada del sismo APO1. En el gráfico de aceleraciones la diferencia es imperceptible, pero en el gráfico de velocidad y de desplazamiento ya se puede apreciar el error y el desfase respecto al eje horizontal de ceros, por ello es de mucha importancia realizar la corrección de los acelerogramas para posteriores análisis.

4.2.2. FILTRADO DE LOS ACELEROGRAMAS

Una vez que los acelerogramas se han corregido respecto a la línea base, se debe corregir la repercusión que tiene el ruido sobre la señal. El ruido de fondo en un ace-

lerograma es el registro de señales ajenas al evento sísmico. Podemos considerar que el acelerograma es la suma de la señal sísmica más el ruido:

$$a(t) = s(t) + r(t) \quad (4.3)$$

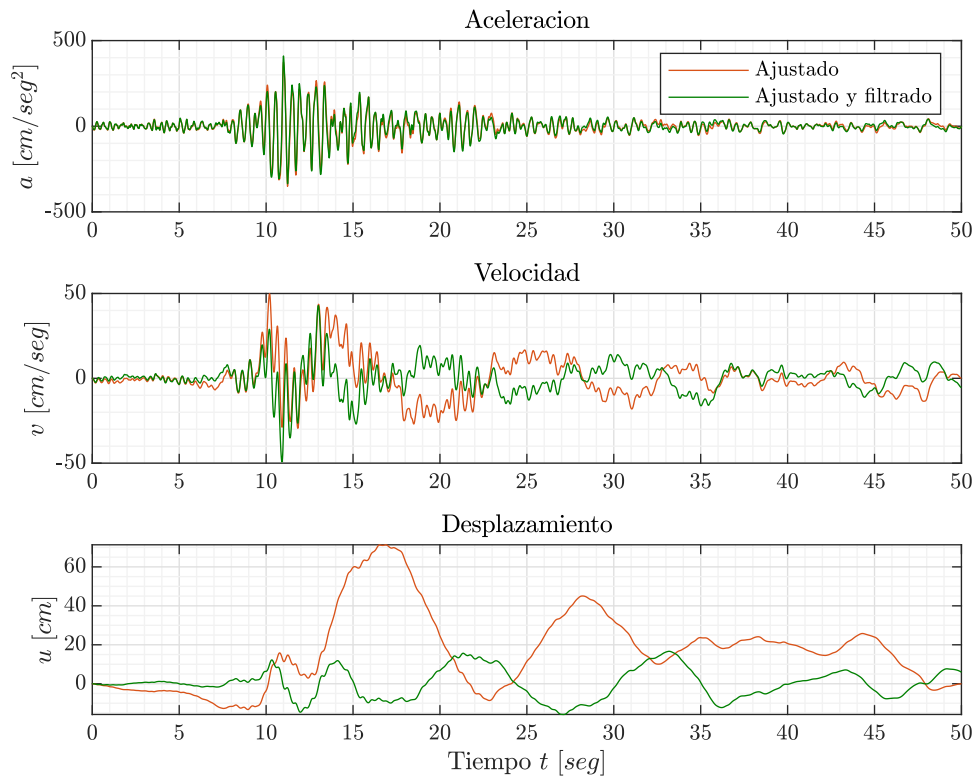
Siendo $a(t)$ el registro del acelerómetro que incluye la señal sísmica $s(t)$ junto con el ruido $r(t)$. El ruido que afecta a un acelerograma puede ser de dos tipos:

- a) *Ruido de alta frecuencia*: La frecuencia es el número de puntos que capta un acelerómetro en un segundo. Por lo general se utilizan acelerómetros de 100 Hz o 200 Hz. Si los pulsos captados por el dispositivo están por encima de la banda de frecuencias con las que trabaja, se generan puntos que pueden afectar los valores picos en el acelerograma. Sin embargo, este tipo de ruido no afecta al proceso de integración, ya que las desviaciones positivas y negativas, por lo general, se compensan.
- b) *Ruido de baja frecuencia*: En contrapunto, el ruido de baja frecuencia se genera cuando los pulsos captados se encuentran por debajo de la banda de frecuencias del dispositivo. Este tipo de pulsos afecta el proceso de integración, debido a que se pueden generar pulsos que afectan la forma del acelerograma, y por tanto, el área bajo la curva de aceleración en función del tiempo también se ve alterada (Carreño et al., 1999).

Filtrar el ruido de un acelerograma consiste en limitar la información a la banda de frecuencias adecuadas. Para ello se pueden aplicar filtros ideales, que están definidos como una función escalón. Uno de los filtros más utilizados para señales sísmicas es el *Filtro de Butterworth*, el cual elimina los pulsos que no se encuentran comprendidos en un rango de frecuencias dado (Bianchi & Sorrentino, 2007).

El paquete computacional MATLAB® provee el *Filtro de Butterworth* de manera incorporada mediante la función `butter`, la cual ha sido utilizada para corregir todos los acelerogramas. En el Anexo 5 se puede ver la codificación completa (cortesía del ingeniero Edgad David Mora) del filtrado de las señales.

FIGURA 4.2. Filtrado de la señal APO1 luego de haber sido ajustada a la línea base.



Fuente: MATLAB®.

En la figura superior se muestra, a manera de ejemplo, la señal filtrada de uno de los 11 registros sísmicos. Se debe tener en cuenta que el filtrado se aplica luego de ajustar la señal a la línea base. El proceso se aplicó a los demás registros para dejarlos aptos para ser utilizados en el posterior análisis de tiempo historia.

4.2.3. DURACIÓN SIGNIFICATIVA UTILIZANDO LA INTENSIDAD DE ARIAS

El concepto de duración significativa relaciona la energía máxima del evento sísmico con el intervalo de tiempo transcurrido para alcanzar dicha energía. Para medir la energía liberada por el evento sísmico, se define la siguiente integral:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} a^2(t) dt \quad (4.4)$$

La cual es conocida como la *Intensidad de Arias*. Y en términos de esta, se define

la intensidad acumulada como porcentaje:

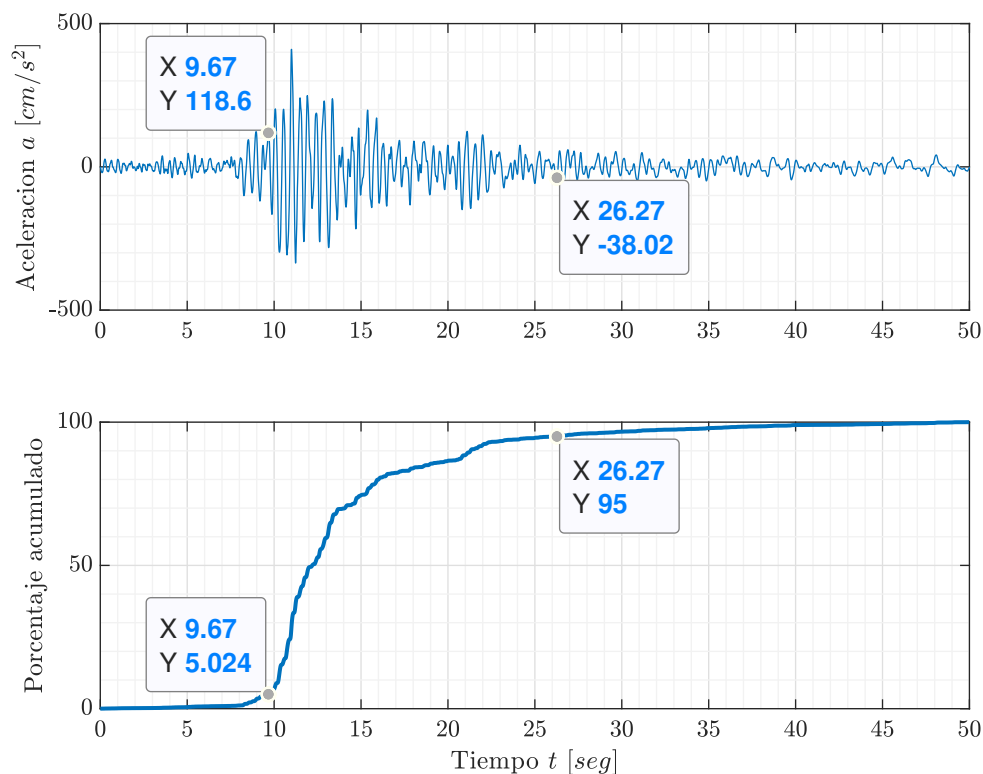
$$I_{acumulada}[\%] = \frac{1}{I_A} \sum_{i=1}^n \left(\frac{\pi}{2g} \int_0^{t_i} a^2(t_i) dt \right) \quad (4.5)$$

Donde $a(t)$ es la aceleración y g el valor de la gravedad.

La duración significativa se define como el intervalo de tiempo en que la intensidad acumulada alcanza un valor desde el 5% hasta un 95% (Carreño et al., 1999).

La siguiente figura muestra la aplicación de la *Integral de Arias* acumulada para recortar el acelerograma del sismo de la estación APO1. El 5% de la intensidad se alcanza a los 9.67 s y el 95% de la intensidad a los 26.27 s, por lo tanto se puede descartar los pulsos que se encuentran fuera de ese rango de tiempo ya que prácticamente no representan intensidades significativas.

FIGURA 4.3. Recorte de acelerograma.



Fuente: MATLAB®.

Si bien se pueden utilizar los registros sin recortar, la ventaja de recortarlos radica en un menor tiempo de cómputo de los paquetes computacionales.

En el Anexo 6 se muestra el código de MATLAB® (cortesía del ingeniero Edgar David Mora) utilizado para recortar todos los registros sísmicos. Una vez que se cuenta con los registros ajustados a la línea base, filtrados y recortados, se puede proceder a escalarlos. En el siguiente apartado se describe el método que se llevó a cabo para el escalamiento sísmico.

4.3. ESCALAMIENTO SÍSMICO

Debido a que los registros sísmicos obtenidos provienen de fuentes en donde las características de suelo, tipo de falla, profundidad y distancia epicentral no son exactamente las mismas que en la zona de estudio, es necesario ajustar los acelerogramas. El ajuste de los espectros se lleva a cabo mediante el escalamiento sísmico, y si bien existen varias metodologías de escalamiento, e.g. *Time History Scaling* o *Spectral Matching*, en este estudio se llevará a cabo el escalamiento en función de los espectros de respuesta de cada sismo tal como está indicado en la ASCE7 (2016) y siguiendo el ejemplo de cálculo ilustrado en la FEMA751 (2012).

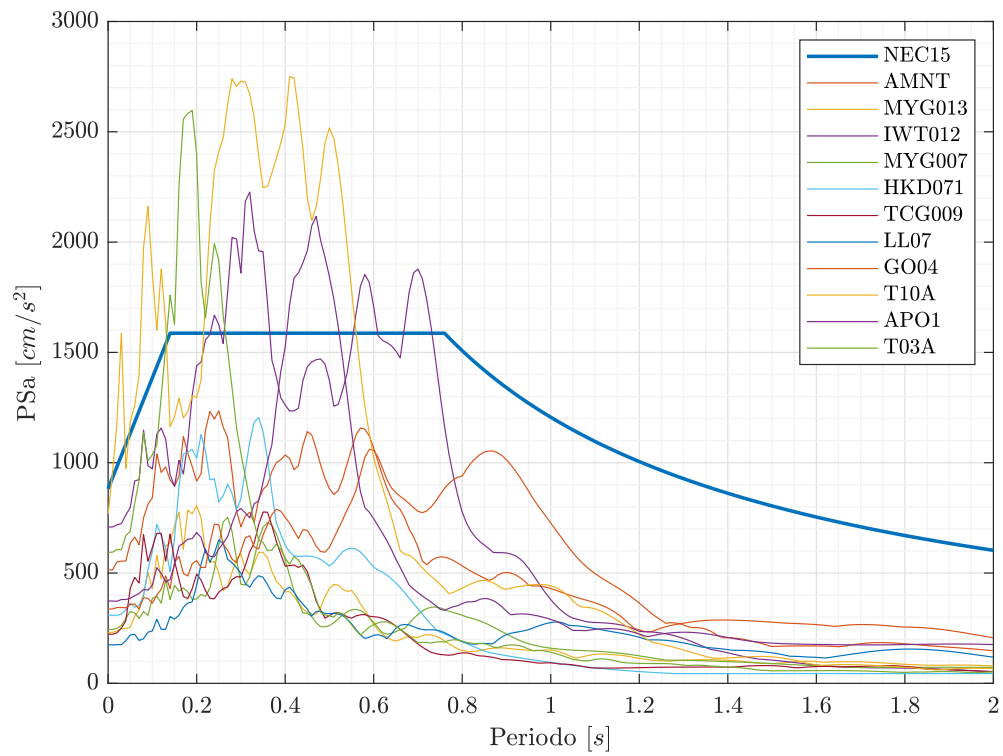
El primer paso para realizar el escalamiento sísmico, luego de haber recolectado los acelerogramas, es obtener el respectivo espectro de respuesta para cada componente (N-S y E-W). Esto fue llevado a cabo mediante el *Método de Newmark*, cuya codificación en MATLAB® se puede encontrar en el Anexo 2. El código consiste en ingresar las ordenadas del acelerograma, la frecuencia de muestreo y el amortiguamiento, que para nuestro estudio se ha considerado de $\zeta = 5\%$. En la Figura 4.4 se puede apreciar los acelerogramas obtenidos para cada sismo en cada dirección junto con el espectro objetivo *NEC15*.

Una vez obtenidos los espectros en cada componente se construyen los espectros *SRSS* que son iguales a la raíz cuadrada de la suma de cada componente al cuadrado.

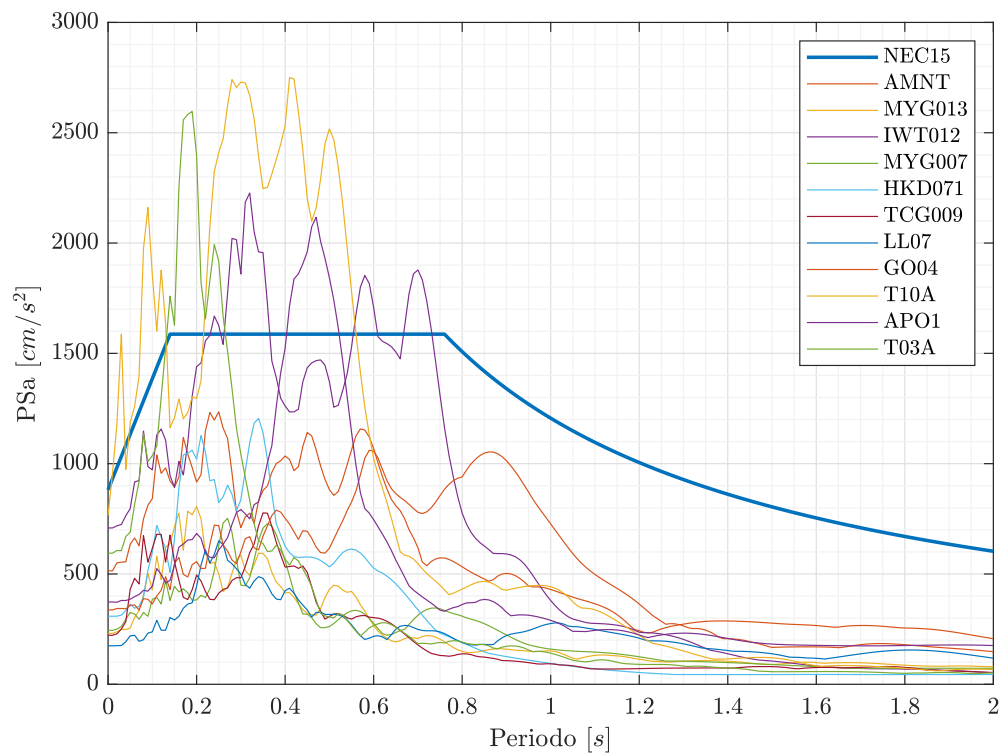
$$SRSS = \sqrt{(PSa_{N-E})^2 + (PSa_{E-W})^2} \quad (4.6)$$

El resultado que se obtiene es un espectro combinado para cada sismo. Los 11 espectros *SRSS* se muestran en la Figura 4.5a.

FIGURA 4.4. Espectros de respuesta de cada acelerograma.



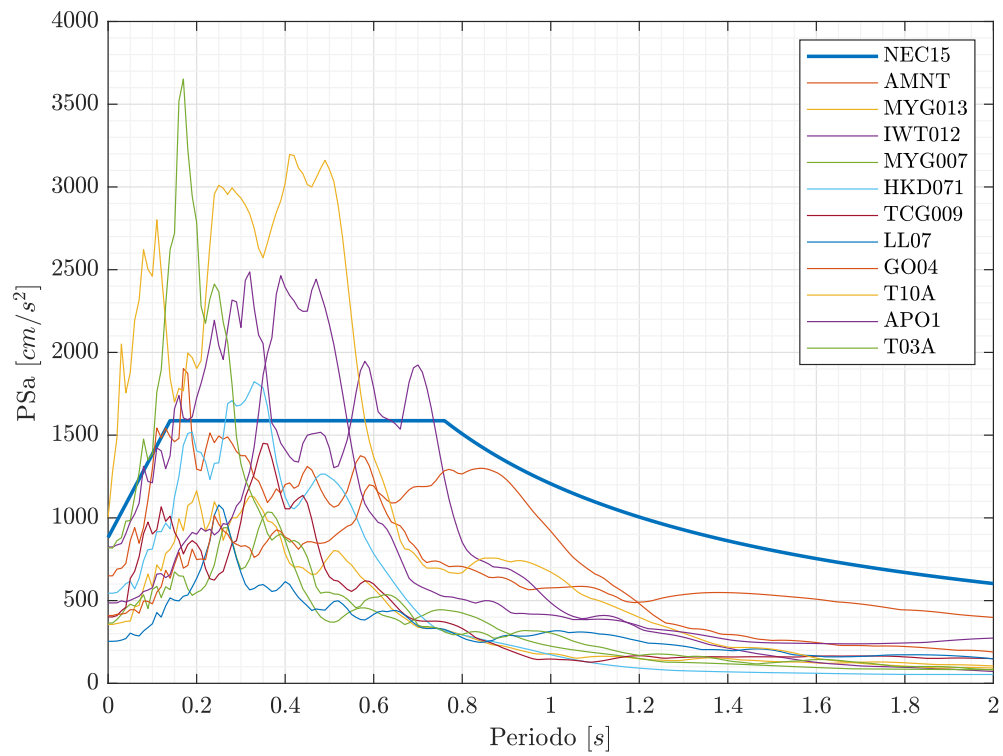
(a) Dirección N-S.



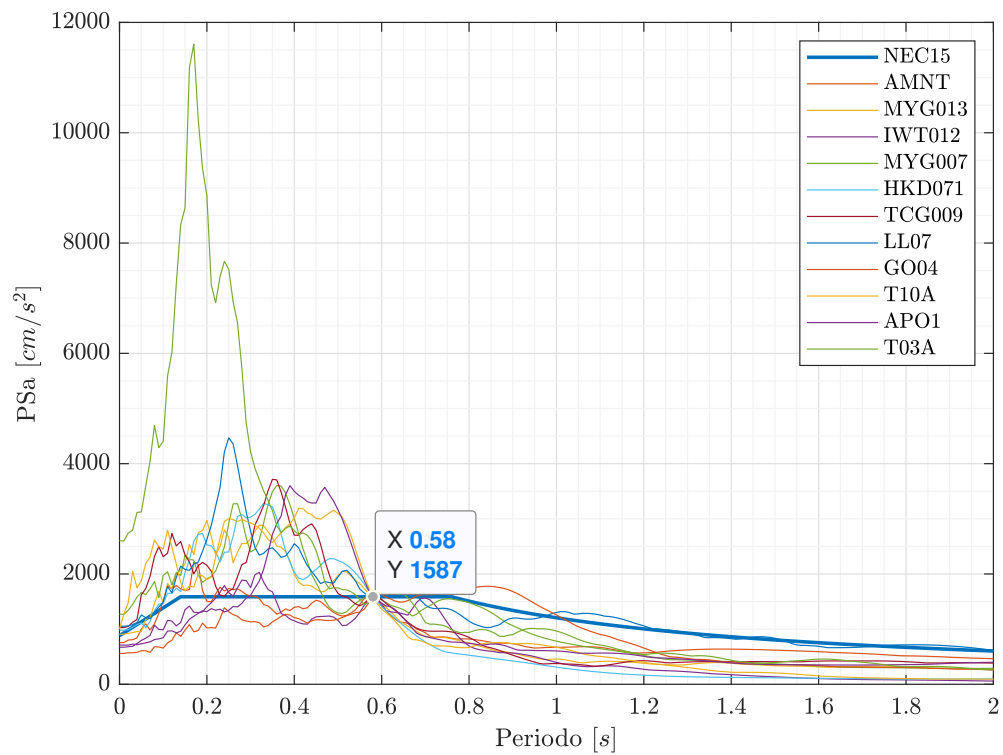
(b) Dirección E-W.

Fuente: MATLAB®.

FIGURA 4.5. Espectros *SRSS*.



(a) Espectros *SRSS* no escalados.



(b) Espectros *SRSS* $\cdot S_1$ escalados.

Fuente: MATLAB®.

Es en esta etapa del escalamiento en donde se considera el período de la estructura. Sabemos, del capítulo anterior, que los períodos en las direcciones principales, x y y , son $T_x = 0.669 \text{ s}$ y $T_y = 0.489 \text{ s}$. Una de las recomendaciones de la norma es trabajar con el período promedio:

$$\begin{aligned} T_{avg} &= \frac{1}{2}(T_x + T_y) \\ &= 0.58 \text{ s} \end{aligned} \quad (4.7)$$

Se toma el valor de la ordenada del espectro objetivo correspondiente al período promedio (ver Figura 4.5b):

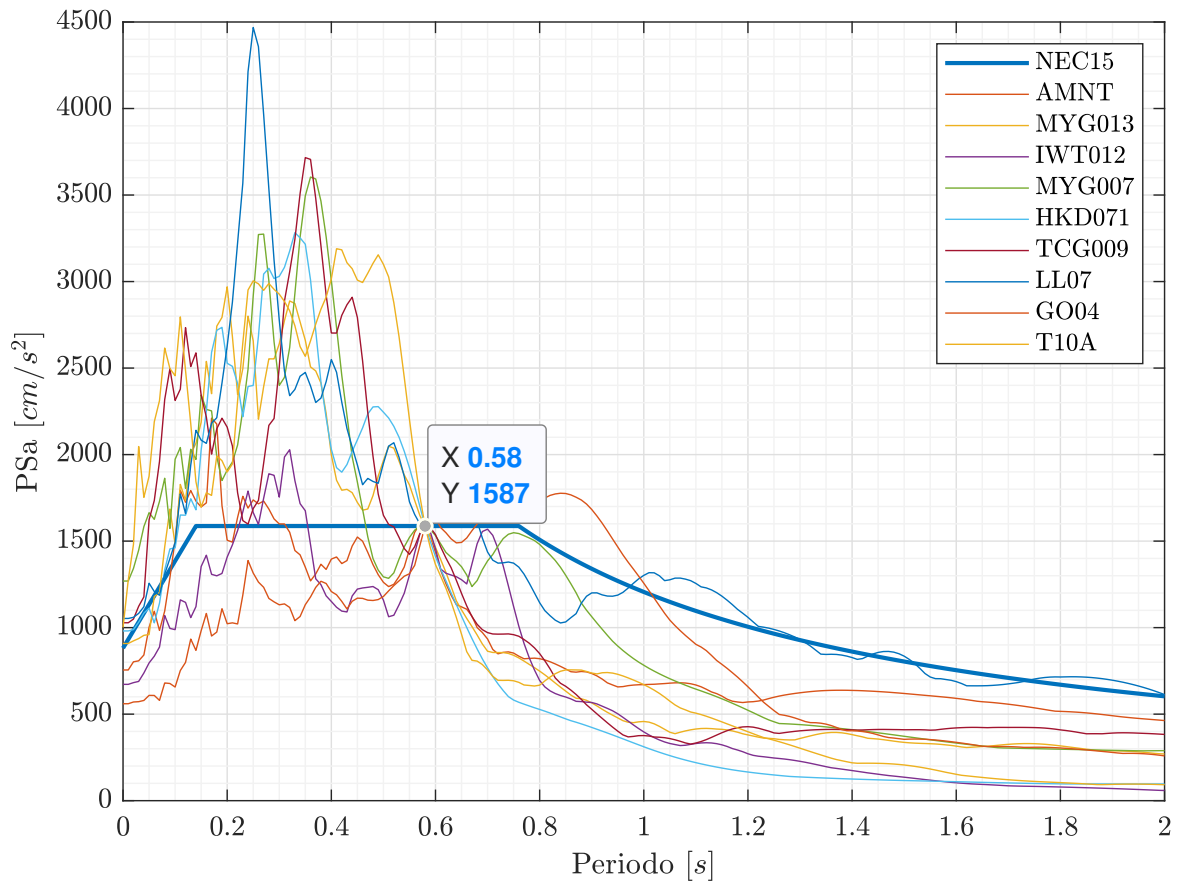
$$NEC_{avg} = 1587 \text{ cm/s}^2 \quad (4.8)$$

Y se multiplica cada espectro $SRSS$ por un factor S_1 , de tal manera que interseque dicha ordenada del espectro objetivo. El factor de escalamiento S_1 se obtiene mediante la relación entre el espectro objetivo y los espectros $SRSS$:

$$S_1 = \frac{NEC_{avg}}{SRSS} \quad (4.9)$$

Si se observa atentamente la Figura 4.5b, salta a la vista las exageradas ordenadas que toma el espectro del sismo T03A. En efecto, previamente al escalamiento el espectro tomaba un valor máximo de PS_a cercano a 3500 cm/s^2 , y posteriormente al escalamiento se tiene valores cercanos a 12000 cm/s^2 , un valor muy por encima de la meseta del espectro objetivo. Por esta razón se ha decidido no aplicar el escalamiento al sismo T03A, lo que no significa que no se lo tomará en cuenta en el posterior análisis tiempo historia. Otro sismo al que no se aplicará el escalamiento es al APO1, debido a que el mismo fue registrado por una estación cercana a la edificación en Portoviejo, por lo que contiene un registro real del sismo del 16 de abril.

Así, son nueve los sismos que se considerarán para el escalamiento. En la Figura 4.6 se aprecia el escalamiento al espectro objetivo dejando fuera el sismo APO1 y el T03A.

FIGURA 4.6. Espectros $SRSS \cdot S_1$ escalados considerados para el análisis.

Fuente: MATLAB®.

Los valores de S_1 calculados para cada registro sísmico fueron los siguientes:

$$S_1 = [1.16, 2.55, 0.81, 3.48, 1.80, 2.56, 4.14, 1.36, 0.99] \quad (4.10)$$

Una vez que se cuente con los espectros $SRSS$ escalados respecto al factor S_1 se debe encontrar su promedio, es decir, el espectro $SRSS \cdot S_{1_{avg}}$, que puede ser calculado con la siguiente expresión:

$$SRSS \cdot S_{1_{avg}} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (SRSS \cdot S_{1_i}) \quad (4.11)$$

Donde $n = 9$ para este caso de estudio, ya que se están escalando nueve registros sísmicos. En la Figura 4.8a se muestra el espectro $SRSS \cdot S_{1_{avg}}$.

Se debe tomar en cuenta que los valores de S_1 no representan el factor de escala total, debido a que sólo fueron calculados para el valor promedio del período de la estructura. Considerando aquello, lo adecuado es tomar un rango de períodos; la

norma recomienda considerar un rango que va desde $0.2 \cdot T_{avg}$ hasta $1.5 \cdot T_{avg}$.

$$T_{inf} = 0.2 \cdot T_{avg} = 0.2 \cdot 0.58 = 0.11 \text{ s} \quad (4.12)$$

$$T_{sup} = 1.5 \cdot T_{avg} = 1.5 \cdot 0.58 = 0.87 \text{ s} \quad (4.13)$$

Dentro del rango de períodos establecidos se obtiene la gráfica de relaciones espectrales, mostrada en la Figura 4.7, que corresponde a la razón entre las ordenadas del espectro objetivo con las ordenadas del espectro escalado promedio, matemáticamente:

$$r = \frac{NEC_{avg}}{SRSS \cdot S1_{avg}} \quad (4.14)$$

De estas relaciones espectrales se encuentra el valor máximo, que corresponde al valor del factor $S2$.

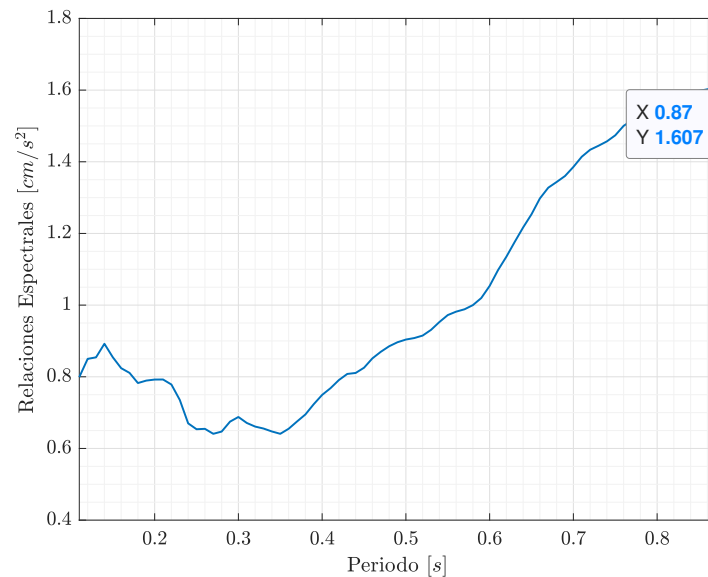
$$\begin{aligned} S2 &= \text{máx}(r) \\ &= 1.60 \end{aligned} \quad (4.15)$$

Finalmente se calcula el factor de escalamiento sísmico SS mediante el producto entre los factores $S1$ y $S2$.

$$\begin{aligned} SS &= S1 \cdot S2 \\ &= [1.16, 2.55, 0.81, 3.48, 1.80, 2.56, 4.14, 1.36, 0.99] \cdot 1.60 \\ &= [1.86, 4.09, 1.31, 5.59, 2.89, 4.11, 6.65, 2.19, 1.60] \end{aligned} \quad (4.16)$$

La ASCE7 (2016) indica en su sección de comentarios C16.2.2 que lo común es obtener factores de escala SS con valores entre 0.25 a 4. Considerando esto, contamos con cuatro factores que exceden esta recomendación (4.09, 5.59, 4.11 y 6.65). Sin embargo, la excedencia no es exorbitante, ni limitante por lo que se pueden considerar aceptables.

Para escalar los acelerogramas se debe multiplicar ambas componentes (N-S y E-W) por el factor SS , y con ello concluye el escalamiento sísmico.

FIGURA 4.7. Relaciones espectrales.

Fuente: MATLAB®.

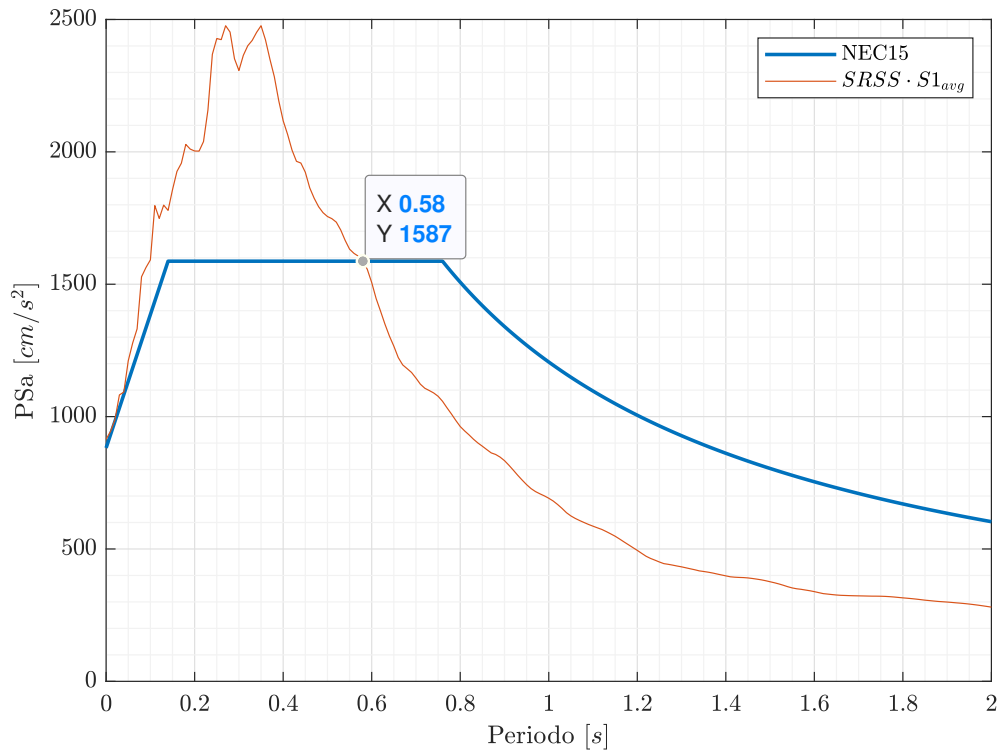
A manera de resumen, se enumeran los pasos que se deben seguir para realizar el escalamiento sísmico:

- a) Obtener el espectro de respuesta de cada acelerograma en ambas direcciones.
- b) Combinar los espectros de ambas direcciones y obtener el espectro $SRSS$.
- c) Calcular el factor $S1$ y escalar los espectros $SRSS \cdot S1$.
- d) Obtener el espectro promedio $SRSS \cdot S1_{avg}$.
- e) Calcular las relaciones espectrales y calcular el máximo valor, que corresponde a $S2$.
- f) Multiplicar cada factor $S1$ por el factor $S2$ para encontrar el factor SS que corresponde al factor de escala de los acelerogramas.

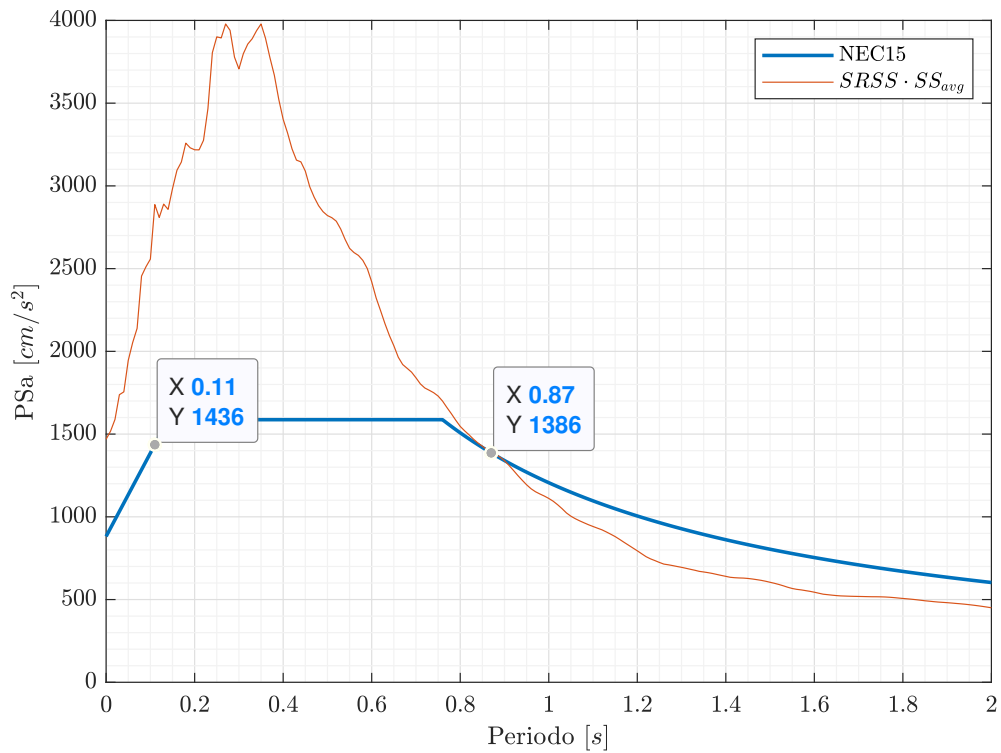
A manera de comprobación, la norma sugiere que se encuentre el promedio de los espectros de los acelerogramas escalados:

$$SRSS \cdot SS_{avg} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (SRSS \cdot SS_i) \quad (4.17)$$

FIGURA 4.8. Espectros *SRSS* promedio.



(a) Espectro $SRSS \cdot S1_{avg}$.



(b) Espectro $SRSS \cdot SS_{avg}$.

Fuente: MATLAB®.

Si el espectro resultante, en el rango de escalamiento, queda sobre el espectro objetivo (ver Figura 4.8b), significa que se llevó a cabo correctamente el proceso de escalamiento. Se puede encontrar todo el código generado en MATLAB® para el escalamiento sísmico en el Anexo 7.

Para tener una idea del efecto del escalamiento sobre los acelerogramas, se presenta a continuación los valores de aceleración máximos PGA de los sismos antes y después del escalamiento.

TABLA 4.2. Comparación de PGA antes y después del escalamiento.

Sismo	PGA [cm/s ²]	
	Sin escalar	Escalado
AMNT	514.26 (N)	956.52 (N)
	382.32 (E)	711.12 (E)
MYG013	230.82 (N)	944.05 (N)
	220.08 (E)	900.13 (E)
IWT012	708.68 (N)	928.37 (N)
	420.74 (E)	551.17 (E)
MYG007	105.13 (N)	587.68 (N)
	169.12 (E)	945.38 (E)
HKD071	308.58 (N)	891.80 (N)
	448.93 (E)	1297.41 (E)
TCG014	308.58 (N)	1268.26 (N)
	448.93 (E)	1845.10 (E)
LL07	222.19 (N)	1477.56 (N)
	305.66 (E)	2032.64 (E)
GO04	337.00 (N)	738.03 (N)
	233.09 (E)	510.47 (E)
T10A	766.30 (N)	1226.08 (N)
	646.43 (E)	1034.29 (E)

Elaborado por: Los autores.

Vemos que el máximo valor de PGA es de 2032.64 cm/s² correspondiente al sismo medido por la estación LL07, y el mínimo es 510.47 cm/s² correspondiente al sismo medido por la estación GO04. Recordemos que los valores de PGA esperados para la zona de Portoviejo son de $0.5 \cdot g$ lo que equivale a 490.5 cm/s². Los valores de PGA escalados están por encima del valor esperado, no obstante, es lo que se obtuvo del método del escalamiento y se llevará a cabo el análisis tiempo historia con los registros debidamente escalados.

4.4. FUNCIONES PARA ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

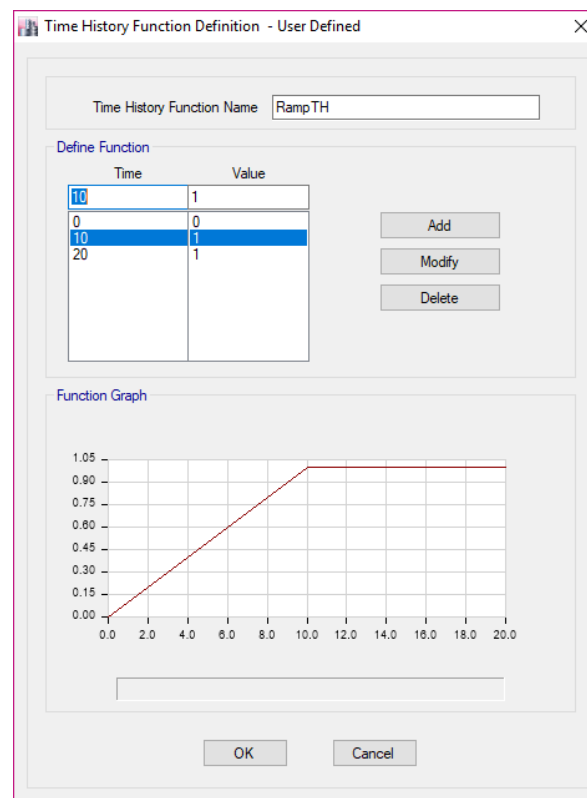
4.4.1. FUNCIÓN RAMP TH

La función rampa es la encargada de convertir las cargas estáticas en dinámicas como condición inicial del análisis tiempo historia, debido a que el programa no incluye de manera predeterminada cargas permanentes como muerta o viva, es necesario crear una función que permita su inclusión. Esta se define por tres puntos, en función del tiempo y el valor del pulso:

- a) (0,0)
- b) (Tiempo de rampa, Amplitud)
- c) (Tiempo máximo, Amplitud)

Por lo general el valor máximo de la función rampa se establece en 1 y su tiempo máximo suele estar entre 10 y 20 segundos (CSI, 2012). En la Figura 4.9 se muestra la función rampa definida en el programa ETABS®.

FIGURA 4.9. Función rampa.

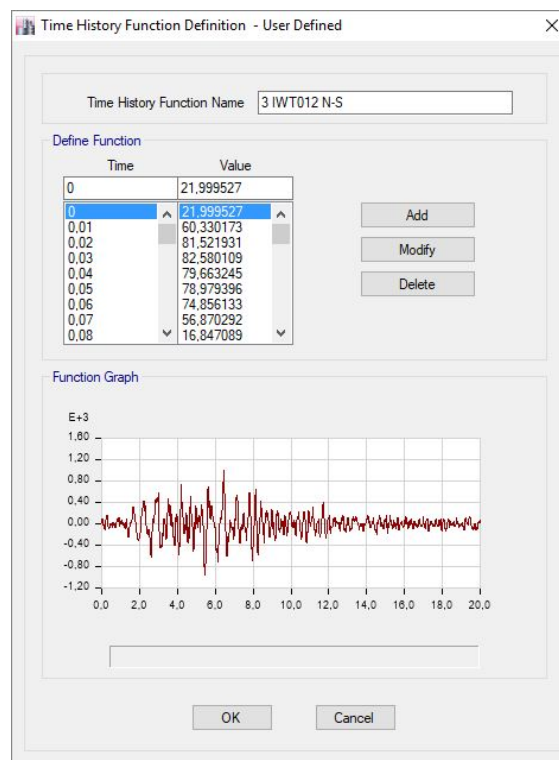


Fuente: ETABS®.

4.4.2. INGRESO DE SISMOS ESCALADOS

Para continuar con el proceso del análisis tiempo historia se ingresan al programa los sismos previamente escalados en MATLAB®, en las dos direcciones de análisis (N-S y E-W), a través del menú definir funciones y se convierten al usuario para poder ser modificadas posteriormente. En la Figura 4.10 se aprecia el ingreso del sismo IWT012.

FIGURA 4.10. Ingreso sismo IWT012 escalado componente N-S.

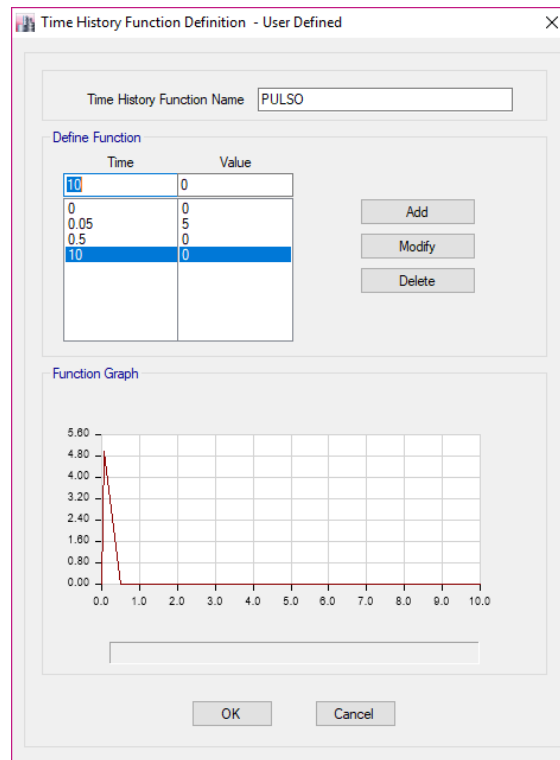


Fuente: ETABS®.

4.4.3. FUNCIÓN TIPO PULSO

La función tipo pulso permite obtener el amortiguamiento de la estructura, utilizando una representación del movimiento libre amortiguado, como se detallo en el Capítulo 2, a través de una gráfica desplazamiento vs tiempo (Herrera, 2018). La función tipo pulso emula la aplicación de una fuerza instantánea sobre la estructura, generando un desplazamiento inicial, que le permite oscilar en el régimen amortiguado libre.

Es así que en la Figura 4.11 se muestra la función utilizada en la modelación.

FIGURA 4.11. Función tipo pulso.

Fuente: ETABS®.

4.5. CASOS DE CARGA

Todos los casos de carga son de Tipo Tiempo Historia y de Subtipo Análisis No Lineal Rápido “Fast Nonlinear Analysis (FNA)”, el cual según CSI (2012), es útil para evaluación estática o dinámica de sistemas estructurales lineales o no lineales, es muy adecuado para el análisis de historia en el tiempo; sin embargo durante la aplicación del análisis dinámico no lineal los modelos analíticos deben:

- a) Tener un número limitado de miembros no lineales predefinidos.
- b) Agrupar el comportamiento no lineal dentro de objetos de enlace.

4.5.1. CASO DE CARGA POR GRAVEDAD

Según la ASCE41 (2017) en su sección 16.3.2, la modelación y las demandas de los elementos en el modelo de análisis se determinarán considerando los efectos sísmicos que actúan en combinación con las cargas gravitacionales esperadas, con y sin carga viva.

Las cargas de gravedad esperadas con carga viva se tomarán como:

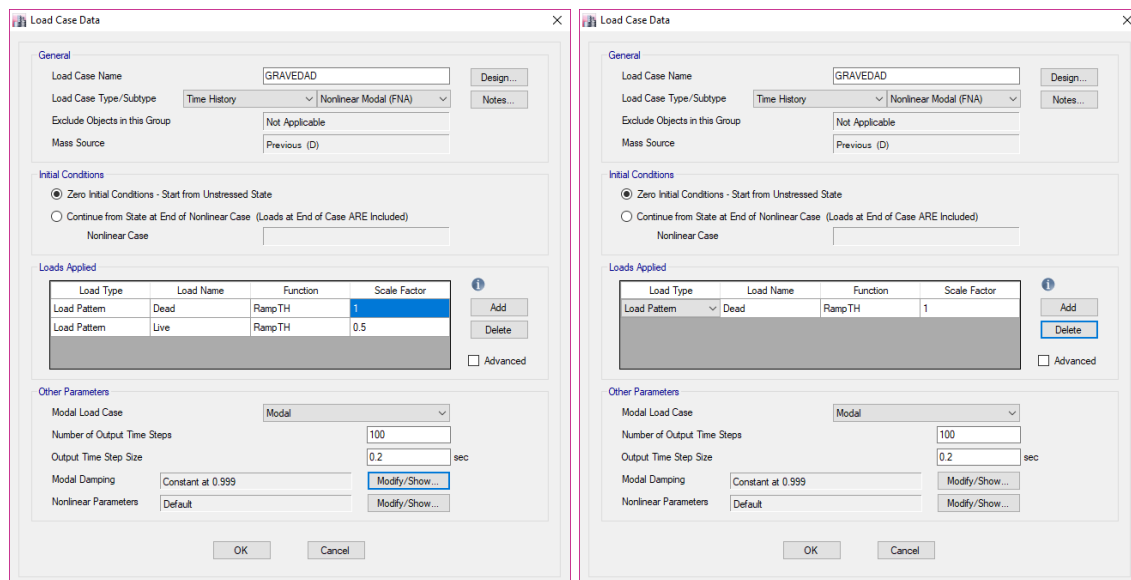
$$1.0D \pm 0.5L \quad (4.18)$$

Las cargas de gravedad esperadas sin carga viva se tomarán como:

$$1.0D \quad (4.19)$$

En la Figura 4.12a se muestra la carga por gravedad incluyendo la carga viva y en la Figura 4.12b sin carga viva. En los dos casos el amortiguamiento fue modificado a 0.999 para considerarla como una carga estática.

FIGURA 4.12. Carga por gravedad con y sin carga viva.



(a) Carga por gravedad con carga viva.

(b) Carga por gravedad sin carga viva.

Fuente: ETABS®.

4.5.2. CASOS DE CARGA POR SISMOS

Se aplica la carga por gravedad como condición inicial del caso de carga de los sismos, puesto que al ser una carga estática se mantiene constante, previo, durante y después de un evento telúrico (Vaidya, 2018).

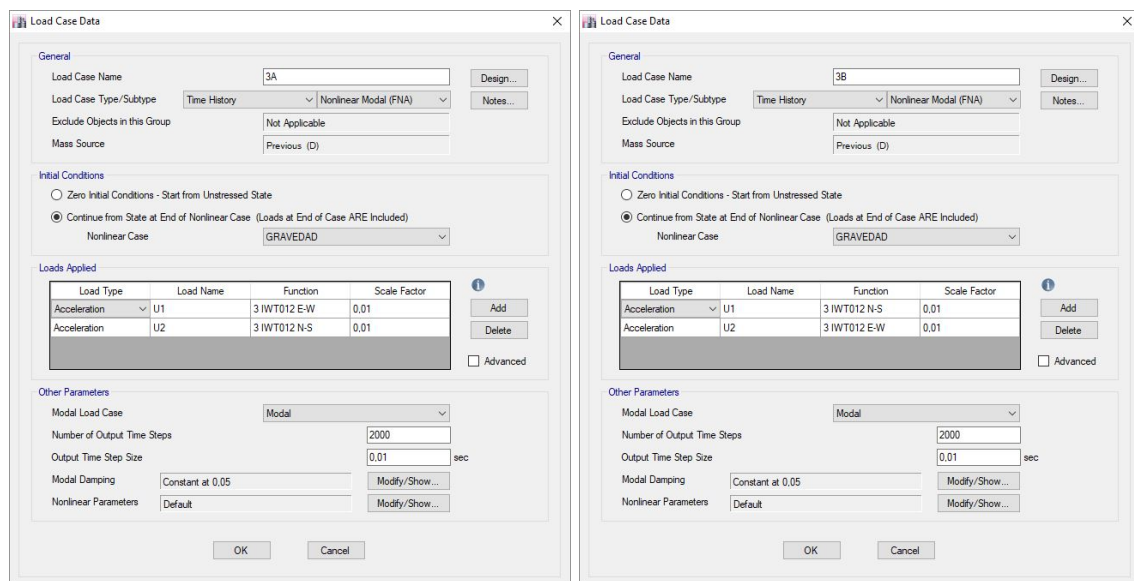
Según la ASCE7 (2016), en su sección 16.2.4, cada par de componentes horizontales de los sismos en cuestión, se aplicarán al edificio en orientaciones ortogonales, dando lugar a los casos de carga A y B. En el caso A, la componente E-W ocupa la

dirección U1 y la componente N-S ocupa la dirección U2; mientras que en el caso B, ocurre lo contrario.

El factor de escala en ambos casos es de 0.01 debido a que los valores ingresados están en cm/s^2 y las unidades consistentes son m/s^2 .

En la Figura 4.13a y en la Figura 4.13b, se muestra el caso de carga por sismo, perteneciente a IWT012, en las dos direcciones.

FIGURA 4.13. Casos de carga por sismos.



(a) Caso de carga por sismo IWT012 A. **(b)** Caso de carga por sismo IWT012 B.

Fuente: ETABS®.

4.5.3. CASO DE CARGA POR PULSO

Para cumplir con la verificación del amortiguamiento en la estructura, mencionado en la Sección 4.3.3 se coloca el caso de carga por pulso, como se muestra en la Figura 4.14.

FIGURA 4.14. Caso de carga por pulso.

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: PULSO
 - Load Case Type/Subtype: Time History (Nonlinear Modal (FNA))
 - Exclude Objects in this Group: Not Applicable
 - Mass Source: Previous (D)
- Initial Conditions:**
 - Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
 - Nonlinear Case: GRAVEDAD
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	PULSO	1
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal
 - Number of Output Time Steps: 100
 - Output Time Step Size: 0.1 sec
 - Modal Damping: Constant at 0.05
 - Nonlinear Parameters: Default

Fuente: ETABS®.

4.6. CASO MODAL

4.6.1. VECTORES RITZ

Para definir el caso modal se necesita cambiar los vectores predeterminados Eigen, por los vectores Ritz, los cuales según la CSI (2012) son los más adecuados para el "FNA", son más eficientes en análisis dinámicos que involucren movimiento horizontal en el suelo.

Para la misma cantidad de modos, los vectores Ritz proporcionan un mejor factor de participación, lo que permite que el análisis se ejecute más rápido, con el mismo nivel de precisión. Además, los modos de masa faltantes se incluyen automáticamente, no hay necesidad de determinar si hay suficientes modos, y cuando se determina la convergencia de la respuesta localizada con respecto al número de modos, los vectores Ritz convergen mucho más rápido y más uniformemente que los Eigen vectores.

4.6.2. NÚMERO DE MODOS

Según la NEC15 (2014c), en la sección 6.2.2 se deben considerar en el análisis todos los modos de vibración que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura. Por lo que se colocaron 3 modos por piso, dando un total de 9 modos.

En la Figura 4.15 se muestra la manera en la que se ingresó el caso modal al paquete computacional ETABS®.

FIGURA 4.15. Caso modal.

Modal Case Data

General

Modal Case Name: Modal [Design...]

Modal Case SubType: Ritz [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: D

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings [Noniterative based on mass] [Modify/Show...]

Note: Nonlinear case option for P-Delta does not apply when Preset P-Delta is noniterative based on mass.

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	0	99
Acceleration	UY	0	99
Load Pattern	Dead	0	99

[Add] [Delete]

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 9

Minimum Number of Modes: 3

[OK] [Cancel]

Fuente: ETABS®.

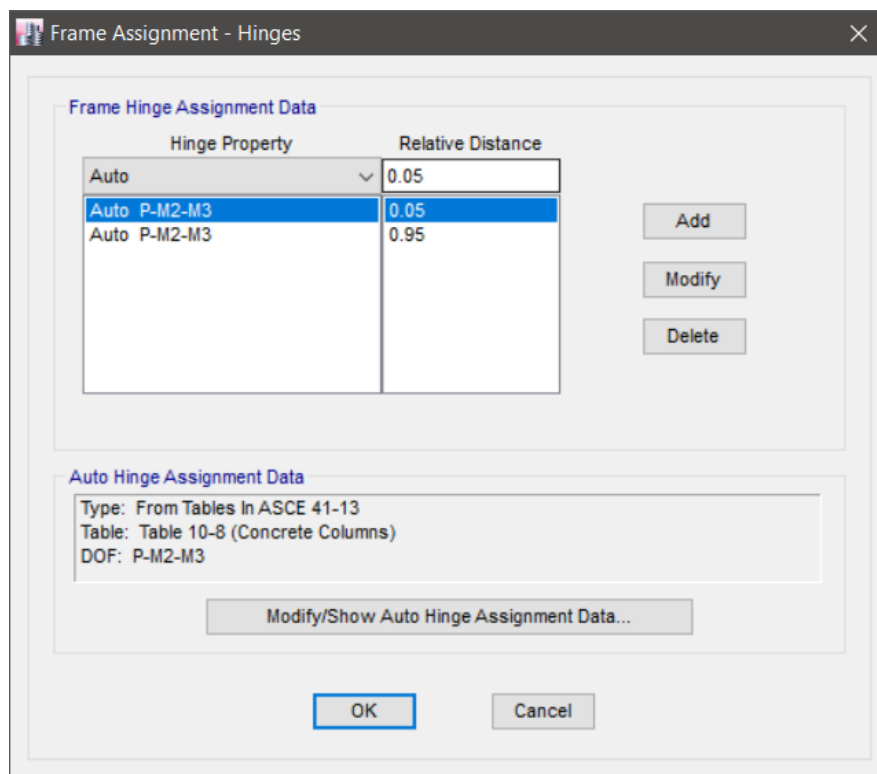
4.7. ASIGNACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS

Debido a que se está llevando a cabo un análisis no lineal tiempo historia, es necesario incorporar a los elementos estructurales rótulas plásticas (*plastic hinges*), ya que las mismas permiten que la estructura incurra en el rango plástico. Una rótula plástica es el primer punto cercano a la conexión entre viga y columna que alcanza la fluencia y determina el comportamiento no lineal de la estructura Cueva & González (2013).

No es posible determinar la ubicación exacta de las rótulas plásticas, sin embargo, la norma ASCE41 (2017) sugiere que las rótulas plásticas deben ser emplazadas a una distancia de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento estructural. Para propósitos del modelo computacional, se han colocado las rótulas a distancias del 5 % y del 95 % de la longitud del elemento.

Para incorporar las rótulas a los elementos estructurales se utilizan los elementos tipo *hinges* que proporciona ETABS®. Existen dos formas de asignar rótulas, una de ellas es definir las según los parámetros específicos del usuario y la otra es utilizar los elementos predefinidos del software que ya incorporan las especificaciones de la ASCE41 (2017).

FIGURA 4.16. Definición de rótulas plásticas.



Fuente: ETABS®.

Para las columnas se configuran las rótulas como elementos que trabajan a fuerza axial y que soportan momentos en ambas direcciones (P-M2-M3) y se consideran los efectos de flexión y corte (Flexure/Shear). En la siguiente figura se muestra esta configuración en la ventana de asignación de *hinges* para columnas.

FIGURA 4.17. Características para rótulas plásticas en columnas.

The screenshot shows the 'Auto Hinge Assignment Data' dialog box. The 'Auto Hinge Type' is set to 'From Tables In ASCE 41-13'. The 'Select a Hinge Table' is 'Table 10-8 (Concrete Columns)'. Under 'Degree of Freedom', the radio button for 'P-M2-M3' is selected. Under 'P and V Values From', the radio button for 'Case/Combo' is selected, and the dropdown menu shows 'Envolvente'. Under 'Concrete Column Failure Condition', the radio button for 'Condition II - Flexure/Shear' is selected. Under 'Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$ ', the radio button for 'From Current Design' is selected. Under 'Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity', the radio button for 'Drops Load After Point E' is selected. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Fuente: ETABS®.

De manera análoga se definen las rótulas en las vigas (ver Figura 4.18). Pero a diferencia de las columnas, sólo se considera que soportan momentos en la dirección longitudinal (M3).

FIGURA 4.18. Características para rótulas plásticas en vigas.

The screenshot shows the 'Auto Hinge Assignment Data' dialog box. The 'Auto Hinge Type' is set to 'From Tables In ASCE 41-13'. The 'Select a Hinge Table' is 'Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item I'. Under 'Degree of Freedom', the radio button for 'M3' is selected. Under 'V Value From', the radio button for 'Case/Combo' is selected, and the dropdown menu shows 'Envolvente'. Under 'Transverse Reinforcing', the checkbox for 'Transverse Reinforcing is Conforming' is checked. Under 'Reinforcing Ratio $(p - p') / p_{balanced}$ ', the radio button for 'From Current Design' is selected. Under 'Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity', the radio button for 'Drops Load After Point E' is selected. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Fuente: ETABS®.

Para definir el cortante que actúa sobre las rótulas plásticas se ha considerado una envolvente que involucra todas las combinaciones de carga que incluyen carga

sísmica propuestas por la NEC15 (2014a):

- a) $1.2 \cdot D + 1 \cdot L \pm 1 \cdot S_x$
- b) $1.2 \cdot D + 1 \cdot L \pm 1 \cdot S_y$
- c) $0.9 \cdot D \pm 1 \cdot S_x$
- d) $0.9 \cdot D \pm 1 \cdot S_y$

Donde:

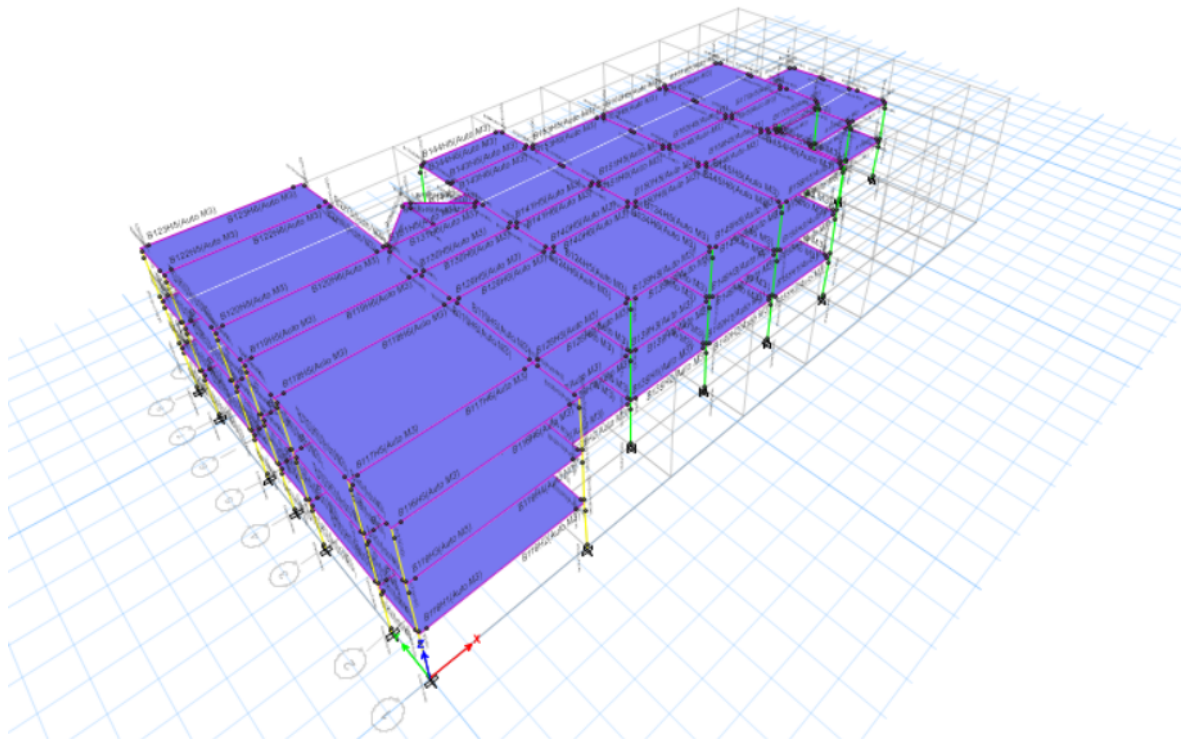
D : Es la carga muerta.

L : Es la carga viva.

S_x : Es la carga sísmica en la dirección x obtenida del espectro de respuesta.

S_y : Es la carga sísmica en la dirección y obtenida del espectro de respuesta.

FIGURA 4.19. Características para rótulas plásticas en columnas y vigas.



Fuente: ETABS®.

La imagen previa muestra la estructura con las rótulas plásticas incorporadas. Una vez que el modelo cuenta con los acelerogramas, función pulso, función rampa, carga de gravedad y rótulas plásticas, entonces se puede compilar el modelo para obtener los resultados deseados.

4.8. RESULTADOS

4.8.1. CONTROL DE LA DERIVA DE PISO

Se obtuvo las derivas de piso, denotadas por Δ_M provocadas por cada caso de carga sísmica y se comprobaron con la deriva máxima permisible, que según la NEC15 (2014c) es de:

$$\Delta_{Mmax} = 0.02 \quad (4.20)$$

La Tabla 4.3 muestra las derivas máximas obtenidas de la estructura original en la dirección x .

TABLA 4.3. Derivas máximas en la dirección x .

Sismo	Piso 3	Piso 2	Piso 1	$\Delta_{Mmax} = 0.02$
1A	0.0133	0.0190	0.0151	Cumple
1B	0.0200	0.0266	0.0196	Excede
2A	0.0203	0.0262	0.0177	Excede
2B	0.0115	0.0147	0.0135	Cumple
3A	0.0071	0.0114	0.0085	Cumple
3B	0.0323	0.0468	0.0360	Excede
4A	0.0225	0.0333	0.0234	Excede
4B	0.0226	0.0304	0.0214	Excede
5A	0.0138	0.0195	0.0117	Cumple
5B	0.0205	0.0253	0.0175	Excede
6A	0.0203	0.0270	0.0191	Excede
6B	0.0130	0.0186	0.0130	Cumple
7A	0.0229	0.0369	0.0307	Excede
7B	0.0262	0.0341	0.0251	Excede
8A	0.0237	0.0371	0.0293	Excede
8B	0.0250	0.0378	0.0289	Excede
9A	0.0155	0.0207	0.0148	Excede
9B	0.0171	0.0185	0.0142	Cumple
10A	0.0083	0.0111	0.0074	Cumple
10B	0.0063	0.0098	0.0073	Cumple
11A	0.0025	0.0028	0.0021	Cumple
11B	0.0028	0.0022	0.0016	Cumple
Δ_M	0.0323	0.0468	0.0360	
Δ_{Mmax}	Excede	Excede	Excede	

Fuente: ETABS®.

Elaborado por: Los autores.

Considerando que se realiza un análisis tiempo historia no lineal, donde el factor de reducción de resistencia R se consideró como 1, no es necesario aplicar un factor de reducción a las derivas obtenidas. En otras palabras, no hace falta transformar la deriva obtenida en deriva inelástica, ya que dicho proceso se aplica únicamente a análisis que utilicen espectros de respuesta reducidos. En la Tabla 4.4 se muestra las derivas máximas obtenidas de la estructura original en la dirección y .

TABLA 4.4. Derivas máximas en la dirección y .

Sismo	Piso 3	Piso 2	Piso 1	$\Delta_{Mmax} = 0.02$
1A	0.0152	0.0209	0.0145	Excede
1B	0.0092	0.0131	0.0103	Cumple
2A	0.0128	0.0177	0.0128	Cumple
2B	0.0221	0.0296	0.0213	Excede
3A	0.0141	0.0201	0.0154	Excede
3B	0.0053	0.0065	0.0046	Cumple
4A	0.0130	0.0156	0.0107	Cumple
4B	0.0154	0.0187	0.0134	Cumple
5A	0.0127	0.0171	0.0136	Cumple
5B	0.0266	0.0362	0.0262	Excede
6A	0.0092	0.0132	0.0096	Cumple
6B	0.0223	0.0317	0.0215	Excede
7A	0.0167	0.0246	0.0177	Excede
7B	0.0174	0.0233	0.0169	Excede
8A	0.0111	0.0152	0.0105	Cumple
8B	0.0108	0.0157	0.0112	Cumple
9A	0.0302	0.0447	0.0333	Excede
9B	0.0252	0.0333	0.0245	Excede
10A	0.0127	0.0187	0.0139	Cumple
10B	0.0081	0.0119	0.0086	Cumple
11A	0.0027	0.0018	0.0015	Cumple
11B	0.0021	0.0025	0.0019	Cumple
Δ_M	0.0302	0.0447	0.0333	
Δ_{Mmax}	Excede	Excede	Excede	

Fuente: ETABS®.

Elaborado por: Los autores.

Al considerar el caso de carga por gravedad sin carga viva, no existió casos críticos diferentes a los presentados en la Tabla 4.3 y la Tabla 4.4.

4.8.2. AMORTIGUAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Basándose en la teoría ya mencionada en el Capítulo 2 del presente trabajo, se utilizó el decaimiento logarítmico para comprobar que el amortiguamiento del sistema es cercano al valor teórico del 5 %.

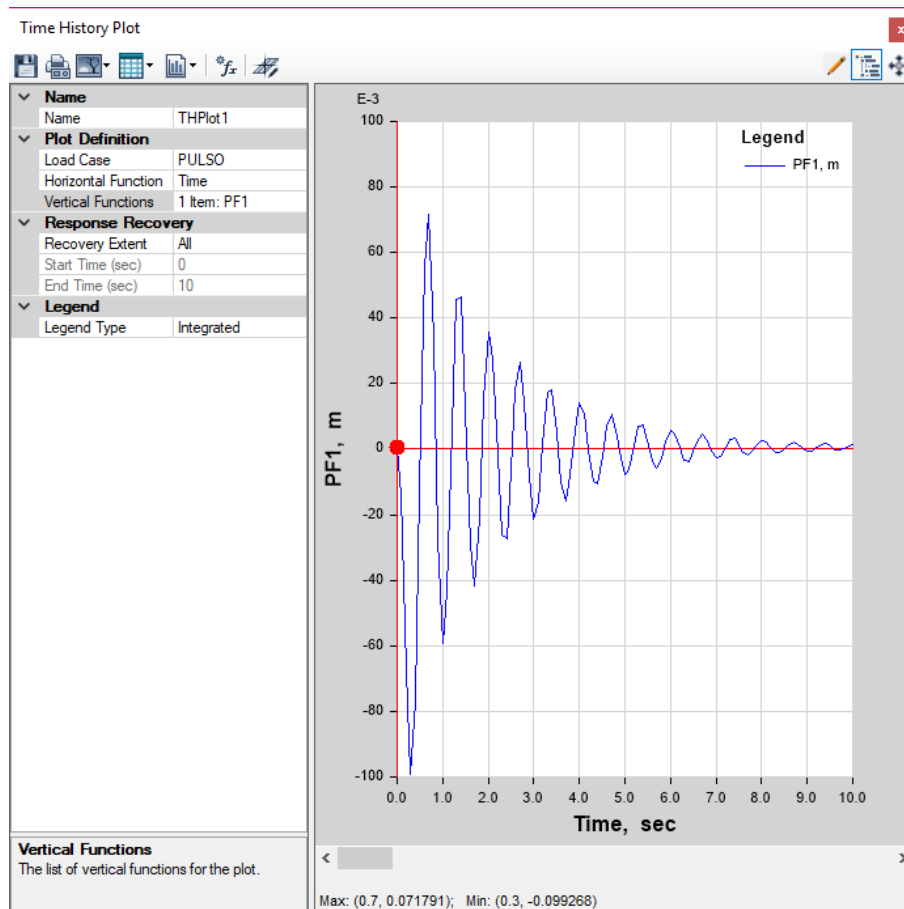
Utilizando la Figura 4.20 determinamos el valor del desplazamiento máximo a diferentes ciclos, para luego reemplazarlos en la Ecuación 2.8, de donde se ha despejado el amortiguamiento:

$$\zeta = \frac{\delta}{\sqrt{4n^2\pi^2 + \delta^2}} \quad (4.21)$$

Siendo el factor δ el logaritmo natural de la relación entre desplazamientos:

$$\delta = \ln \left(\frac{u_n}{u_{n+1}} \right) \quad (4.22)$$

FIGURA 4.20. Decaimiento logarítmico.



Fuente: ETABS®.

Una vez reemplazados los datos, obtenemos los valores mostrados en la Tabla 4.5, que se promediaron para estimar el amortiguamiento de la estructura.

TABLA 4.5. Decaimiento logarítmico.

No. ciclos	Primer ciclo	Ciclo n	ζ
1	0.0719	0.0466	6.89 %
2	0.0719	0.0359	5.51 %
3	0.0719	0.0267	5.24 %
4	0.0719	0.0181	5.48 %
5	0.0719	0.0142	5.14 %
6	0.0719	0.0107	5.03 %
7	0.0719	0.0074	5.14 %
ζ_{prom}			5.49 %

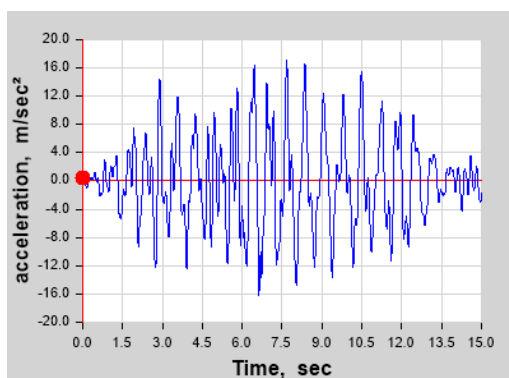
Fuente: ETABS®.

Elaborado por: Los autores.

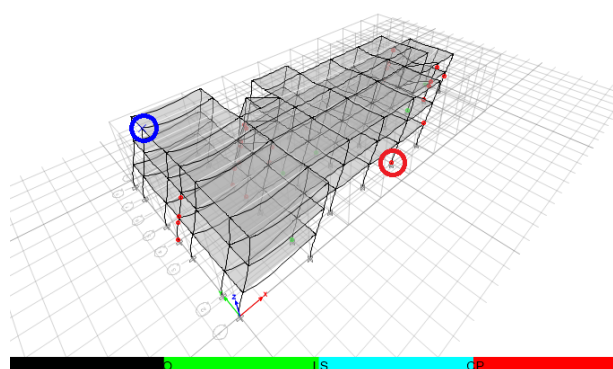
4.8.3. DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

Para evaluar el desempeño de la estructura se analiza la gráfica de la deformada de la estructura y se compara el color que toman las rótulas plásticas con el código de colores de niveles de desempeño (IO, LS, CP).

FIGURA 4.21. Nivel de desempeño de la estructura original para el caso de carga sísmica 1A.



(a) Aceleración en un punto.



(b) Código de colores para evaluar el desempeño.

Fuente: ETABS®.

En la Figura 4.21a se muestra la gráfica de aceleración en función del tiempo para el nodo de la estructura marcado por el círculo en azul de la figura Figura 4.21b. La gráfica de aceleración representa la respuesta de la losa del tercer piso. Se pudo haber escogido cualquier otro punto de la losa y se habría obtenido el mismo resultado, ya que los puntos se encuentran restringidos a moverse de igual manera debido al diafragma.

En la Figura 4.21b también podemos apreciar el código de colores de las rótulas plásticas. Se ha marcado con un círculo en rojo uno de los extremos de una columna que se encuentra en estado de CP (Prevención de colapso). Las rótulas que se encuentran en estado de CP para los distintos casos de carga sísmica se encuentran en las columnas de los siguientes ejes: A4, B4, B5, C2, C5, C7, D2, E2, F2, G3, H3, H6, I3, I4 y la columna ubicada en el eje 6 tipo C3. El número de rótulas en estado de prevención de colapso es elevado, por lo tanto, la estructura original fallaría para cualquier caso de carga analizado.

4.8.4. ENERGÍA DISIPADA POR LA ESTRUCTURA

Un sistema estructural, al ser sometido a una carga sísmica, es capaz de transformar la energía sísmica (E_S) en otras formas de energía; las formas más relevante son (Christopoulos & Filiatrault, 2006):

- a) *Cinética y potencial (Kinetic E_K y Potential E_P):* Esta es la energía asociada a la velocidad de desplazamiento horizontal y vertical de la estructura, cuando dichos desplazamientos ocurren en el rango elástico. En la mayoría de los casos es sólo una pequeña fracción de la energía total y no representa la mayor fuente de disipación.
- b) *Amortiguamiento histérico (Nonlinear Hysteretic Damping E_{NHD}):* Es la energía disipada por efecto de la rigidez de la estructura; es decir, aquella energía generada por la oposición de la estructura a los desplazamientos en el rango no lineal. El resultado de la disipación de energía histerética es el daño estructural.
- c) *Amortiguamiento viscoso (Nonlinear Viscous Damping E_{NVD}):* Es la ener-

gía disipada por efecto del amortiguamiento de la estructura; es decir, aquella energía generada por la oposición de la estructura a la velocidad de desplazamiento. El resultado de la disipación de energía viscosa es el calor.

- d) *Amortiguamiento global (Global Damping E_{GD})*: Es la fracción de energía disipada por la deformación de la estructura desde el instante en que pierde la propiedad de la rigidez (o desde que se formen las rótulas plásticas) hasta el colapso.

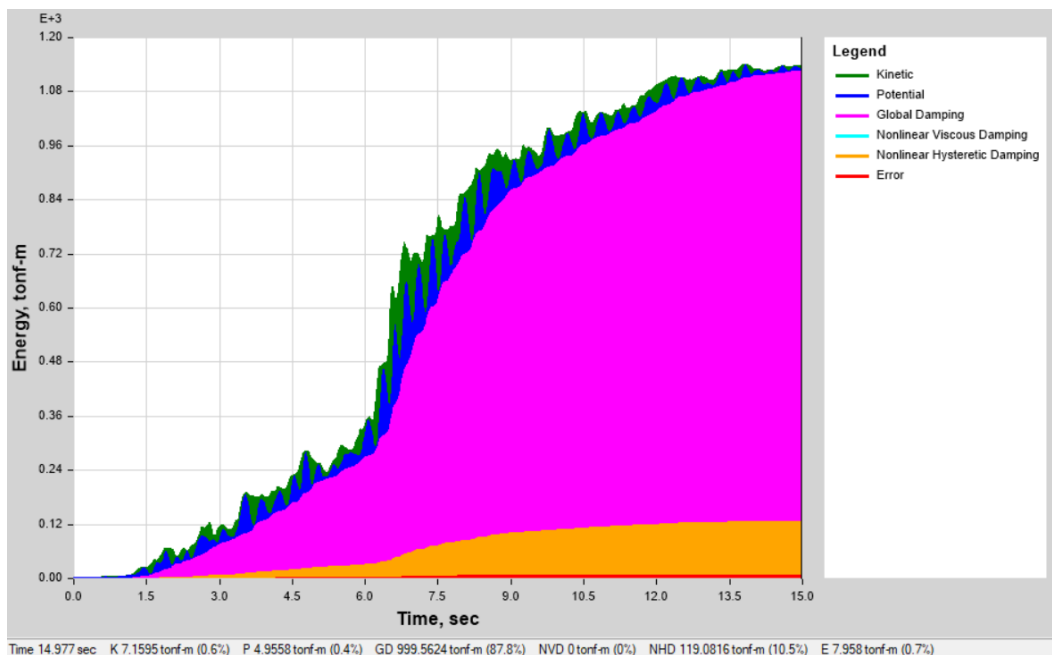
Matemáticamente se podría escribir que:

$$E_S = E_K + E_P + E_{NHD} + E_{NVD} + E_{GD} \quad (4.23)$$

Se debe tener en cuenta que esta ecuación es ideal y se cumple sólo si el 100 % de la energía sísmica es absorbida por la estructura.

A continuación se muestra una figura con el desglose de energías para el caso de carga sísmica 1A. Para los otros casos de carga el diagrama es muy similar, por lo que se muestra únicamente el diagrama para un sólo caso.

FIGURA 4.22. Componentes de disipación de energía de la estructura para el caso de carga sísmica 1A.



Fuente: ETABS®.

La Tabla 4.6 presenta un resumen de los porcentajes de participación de cada tipo de energía para cada caso de carga. Se puede ver claramente en cada caso que la disipación de energía es mayoritariamente de forma histerética y global, lo que nos indica que la estructura disipa energía sísmica mediante el daño estructural.

En promedio se tiene que el 8.1 % de la energía sísmica es transformada en energía histerética, y un 87.4 % es disipada en forma de daño luego de la formación de rótulas plásticas.

TABLA 4.6. Resumen de porcentaje de participación de cada tipo de energía para cada caso de carga sísmica.

Caso	E_K [%]	E_P [%]	E_{GD} [%]	E_{NVD} [%]	E_{NHD} [%]
1A	0.6	0.4	87.8	0.0	10.5
1B	0.0	0.4	87.7	0.0	11.3
2A	0.2	0.2	89.9	0.0	9.1
2B	0.0	0.2	91.2	0.0	8.1
3A	0.1	1.2	89.8	0.0	8.5
3B	0.3	17.3	73.5	0.0	8.7
4A	5.0	12.4	73.1	0.0	8.7
4B	0.0	0.7	88.6	0.0	10.1
5A	0.1	0.4	89.5	0.0	9.2
5B	0.0	0.2	90.5	0.0	8.7
6A	0.1	0.3	90.8	0.0	8.4
6B	0.0	0.2	91.5	0.0	8.0
7A	2.8	0.3	86.7	0.0	9.5
7B	1.8	3.3	84.9	0.0	9.4
8A	0.1	0.1	89.7	0.0	9.6
8B	0.3	0.8	88.6	0.0	10.0
9A	2.6	2.3	87.6	0.0	7.1
9B	1.5	0.6	90.0	0.0	7.6
10A	6.1	1.4	84.3	0.0	7.9
10B	0.3	1.9	90.3	0.0	7.2
11A	0.0	11.8	87.8	0.0	0.4
11B	0.0	10.3	89.2	0.0	0.4

Fuente: ETABS®.

Elaborado por: Los autores.

Observamos que la energía de disipación viscosa en cada caso es cero. Esto se debe a que la estructura original no cuenta con ningún dispositivo de amortiguamiento viscoso.

En el capítulo siguiente se dotará a la estructura de los dispositivos de amortiguamiento viscoso y se chequeará el desempeño estructural y el desglose de energías para compararlos con los resultados mostrados en este apartado.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA DE LA ESTRUCTURA REFORZADA CON DISIPADORES

5.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS DISIPADORES

5.1.1. RIGIDEZ

La rigidez de los disipadores se ha calculado siguiendo la Ecuación 2.25 y utilizando los parámetros de la tabla de dimensiones y propiedades de perfiles de acero circulares huecos de la AISC360 (2016). En el Anexo 8 se muestra resaltada en rojo la sección $HSS7.50 \times 0.500$, la cual ha sido seleccionada para diseñar la diagonal de los disipadores, y cuenta con un área de $A = 10.3 \text{ in}^2 = 66.45 \text{ cm}^2$.

Con los datos mencionados y considerando el módulo de elasticidad del acero como $E_s = 2.039 \times 10^3 \text{ T/cm}^2$, procedemos a los cálculos, tomando en cuenta que los disipadores se colocarán en los vanos de 6 m y 9 m de la edificación.

a) Vano de 9 m:

$$\begin{aligned} k_D &= \frac{2.039 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^2 \cdot 66.45 \text{ cm}^2}{9.04 \text{ m}} \\ &= 14988.00 \text{ T/m} \\ &\approx 16000 \text{ T/m} \end{aligned} \tag{5.1}$$

b) Vano de 6 m:

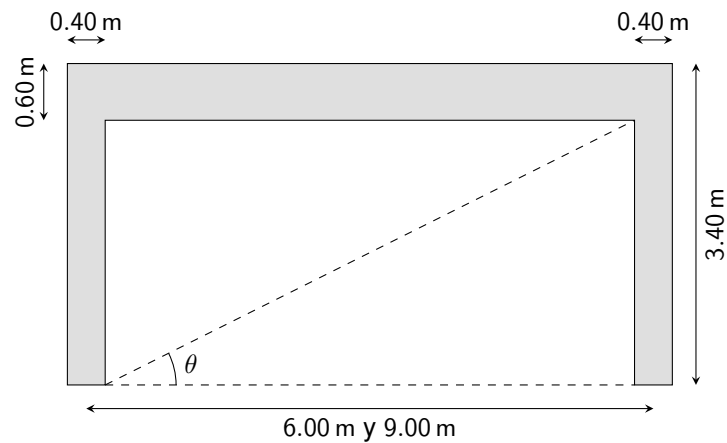
$$\begin{aligned} k_D &= \frac{2.039 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^2 \cdot 66.45 \text{ cm}^2}{6.26 \text{ m}} \\ &= 21644.02 \text{ T/m} \\ &\approx 25000 \text{ T/m} \end{aligned} \tag{5.2}$$

Esta rigidez se ha calculado según los artículos académicos de Casana (2018), Chacón & Ramírez (2014), Azunción (2014) y Herrera (2018). En los cuales se propone como una estimación de la rigidez del disipador a la rigidez de la diagonal que conecta al dispositivo con el pórtico.

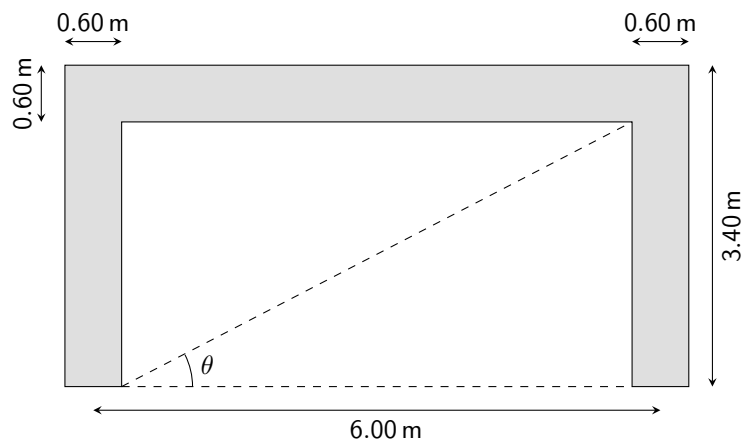
5.1.2. ÁNGULO

El ángulo de inclinación en el que se instalará el disipador se calculó en función de las dimensiones de los pórticos.

FIGURA 5.1. Dimensiones de pórticos en donde se colocan los disipadores.



(a) Dimensiones de pórticos en dirección x .



(b) Dimensiones de pórtico en dirección y .

Elaborado por: Los autores.

Con las medidas mostradas en la Figura 5.1, se puede calcular los ángulos de inclinación de los disipadores.

Dirección x :

a) Vano 9 m:

$$\begin{aligned}\tan \theta &= \frac{3.4 - 0.6}{9 - 0.4} \\ \theta &= 18.034^\circ \\ \cos \theta &= 0.950\end{aligned}\tag{5.3}$$

b) Vano 6 m:

$$\begin{aligned}\tan \theta &= \frac{3.4 - 0.6}{6 - 0.4} \\ \theta &= 26.565^\circ \\ \cos \theta &= 0.894\end{aligned}\tag{5.4}$$

Dirección y , vano de 6 m:

$$\begin{aligned}\tan \theta &= \frac{3.4 - 0.6}{6 - 0.6} \\ \theta &= 27.407^\circ \\ \cos \theta &= 0.887\end{aligned}\tag{5.5}$$

5.1.3. AMORTIGUAMIENTO

El amortiguamiento de los disipadores se calculó utilizando las ecuaciones proporcionadas previamente en la Sección 2.7. Utilizando el valor fijado del 15 % y la Tabla 2.4, obtenemos un coeficiente viscoso igual a:

$$B = 1.35\tag{5.6}$$

Con los datos de η , ζ_{eff} , B , T , θ y la masa de la estructura; todos calculados en los capítulos anteriores y el número de disipadores que se utilizarán por piso en las dos direcciones, obtenemos los coeficientes de amortiguamiento para cada uno de ellos:

TABLA 5.1. Amortiguamiento de los disipadores.

Dirección	No. disipadores	Long. vano [m]	C_x
x	4	6	108
y	2	9	198
y	4	6	141

Elaborado por: Los autores.

5.1.4. MODELADO

En el paquete computacional ETABS® especificamos que los disipadores son no lineales, que trabajan únicamente en la dirección de la diagonal U_1 , la rigidez, el amortiguamiento y el coeficiente de los mismos.

FIGURA 5.2. Modelado del disipador.

The screenshot shows the 'Link/Support Directional Properties' dialog box with the following settings:

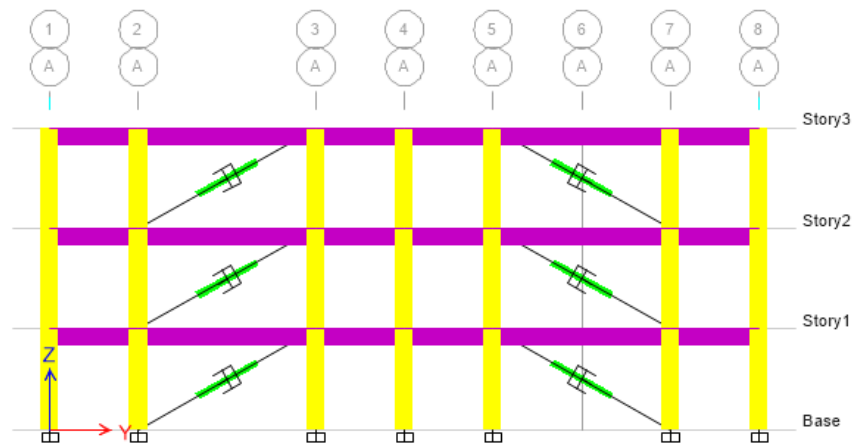
- Identification:**
 - Property Name: DX 6m
 - Direction: U1
 - Type: Damper - Exponential
 - NonLinear: Yes
- Linear Properties:**
 - Effective Stiffness: 0 tonf/m
 - Effective Damping: 0 tonf-s/m
- Nonlinear Properties:**
 - Stiffness: 25000 tonf/m
 - Damping: 140 tonf*(s/m)^{Cexp}
 - Damping Exponent: 0.5

Fuente: ETABS®.

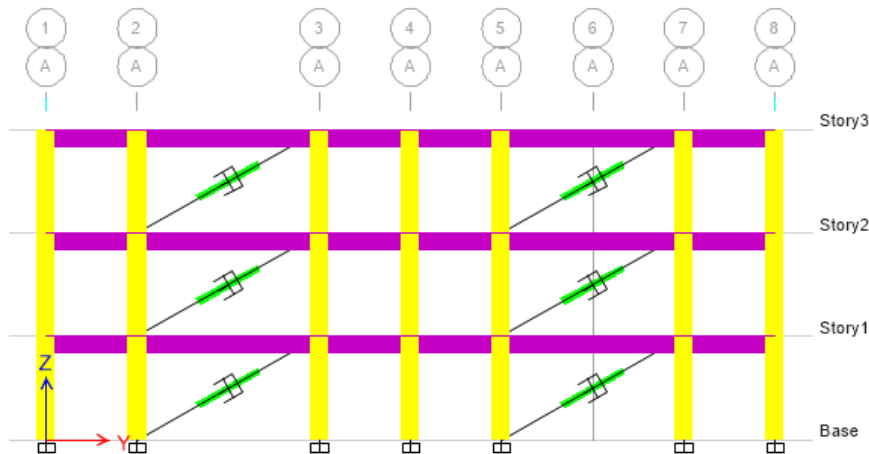
5.2. CONFIGURACIÓN DE DISIPADORES

Los disipadores se colocaron en la edificación en distintas configuraciones que se mostrarán a continuación, con el objetivo de ver cuál de ellas arroja los resultados más convenientes y dota a la estructura de un mejor comportamiento frente a eventos sísmicos.

FIGURA 5.3. Configuraciones en diagonal.



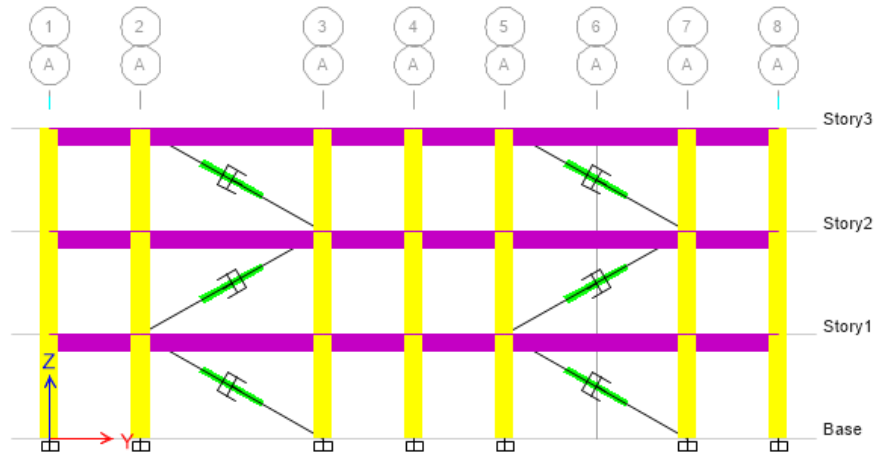
(a) Configuración 1.



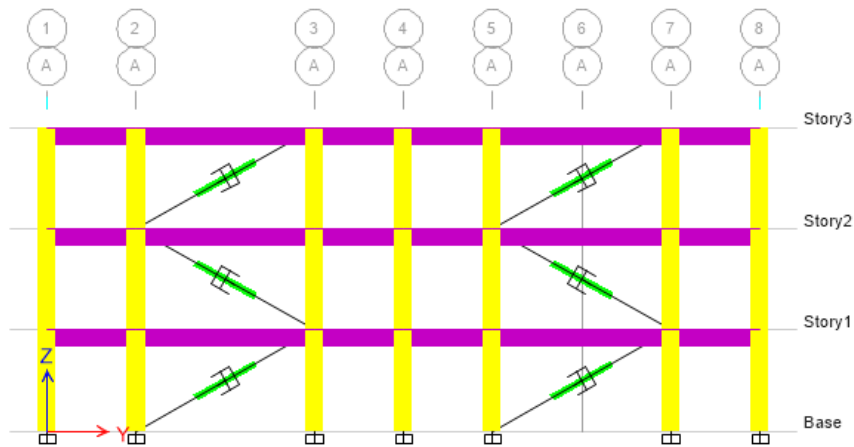
(b) Configuración 2.

Fuente: ETABS®.

FIGURA 5.4. Configuraciones en zigzag.



(a) Configuración 3.

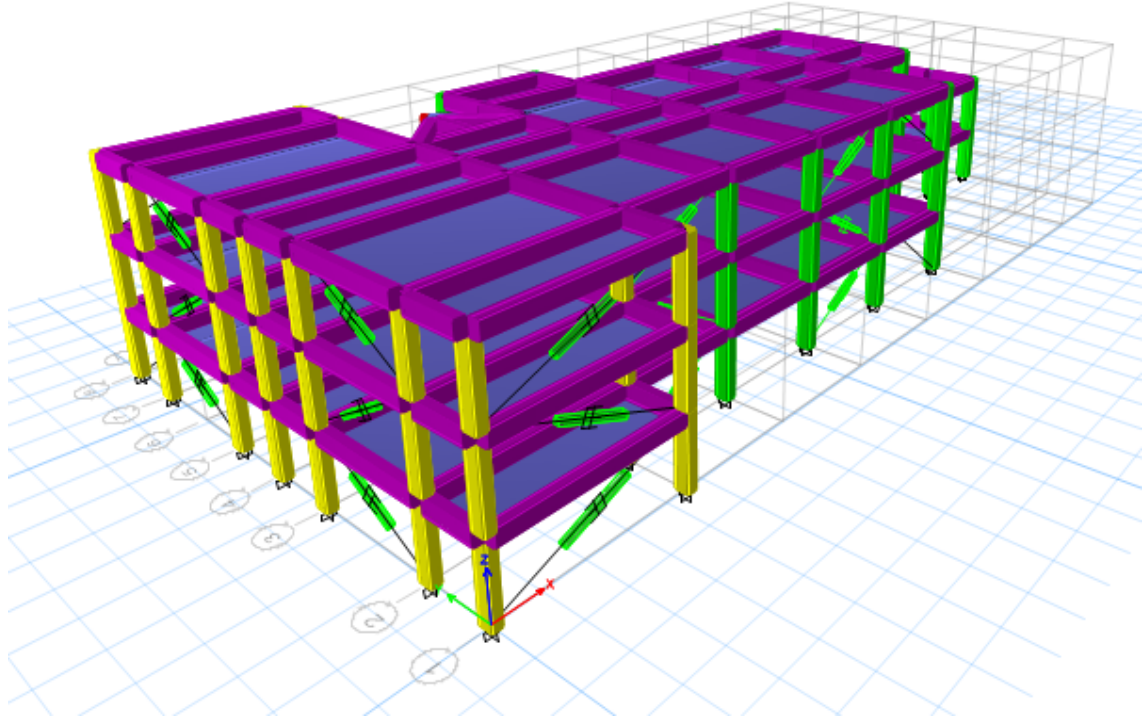


(b) Configuración 4.

Fuente: ETABS®.

No se obtuvieron variaciones significativas, a penas en el 4to decimal, lo cual nos ha llevado a seleccionar la configuración 4, en la siguiente imagen se pueden ver los disipadores colocados en la estructura.

FIGURA 5.5. Modelo de la estructura con disipadores implementados.



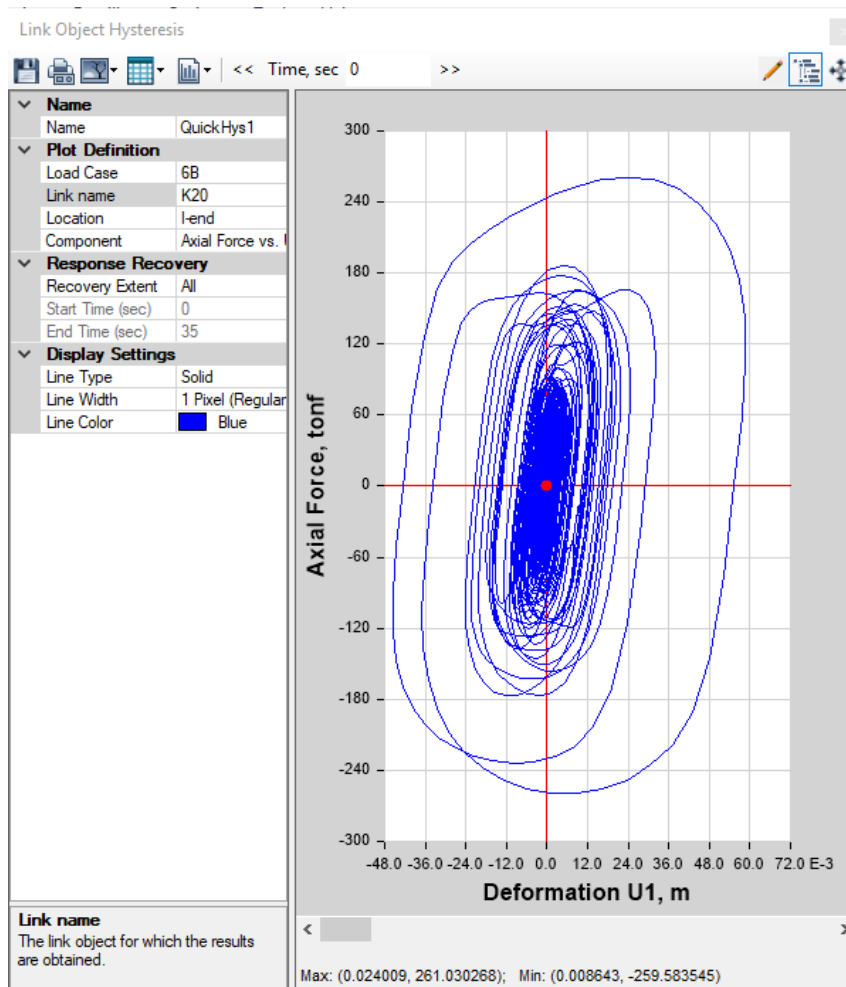
Fuente: ETABS®.

5.3. RESULTADOS

5.3.1. CURVA DE HISTÉRESIS

En la siguiente gráfica de Deformación vs Fuerza, se comprueba el comportamiento elíptico de los disipadores, representado únicamente por uno de ellos, K20. La energía disipada es equivalente al área de la curva.

FIGURA 5.6. Curva de Histéresis para el disipador K20.

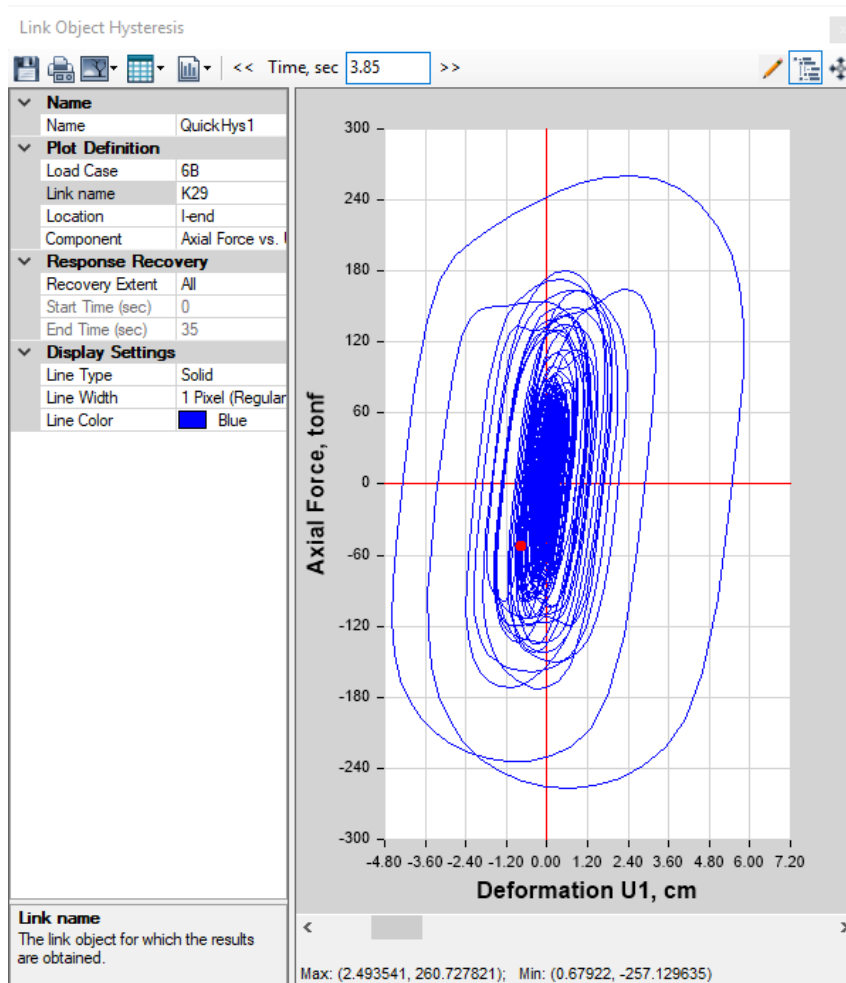


Fuente: ETABS®.

5.3.2. MÁXIMO STROKE

Corresponde al desplazamiento máximo de cada disipador, este valor es necesario para el diseño del mismo y se obtiene de la evaluación de las curvas de histéresis. El máximo stroke se obtuvo del disipador K29, con un valor de 2.5 cm.

FIGURA 5.7. Máximo stroke del disipador K29.



Fuente: ETABS®.

5.3.3. RESUMEN DE LOS DISIPADORES

Se realizaron varias iteraciones en el modelo variando el amortiguamiento de cada disipador con el fin de cumplir con el límite de derivas permitidas en la NEC15 (2014c) y evitando que las rótulas fallen, en la siguiente tabla se muestra un resumen de las propiedades de los disipadores de fluido viscoso utilizados en el modelo.

TABLA 5.2. Resumen de propiedades de disipadores.

Disipador	Fuerza [T]	Stroke [cm]	C [T(s/m) ^{0.5}]	K [T/m]	Ubicación
K1	78.161	2.493	150	16 000	Piso 1
K2	98.103	0.131	150	16 000	Piso 2
K3	68.679	1.550	150	16 000	Piso 3
K4	70.643	2.043	140	25 000	Piso 1
K5	88.413	0.002	140	25 000	Piso 2
K6	60.571	1.250	140	25 000	Piso 3
K7	70.652	2.042	140	25 000	Piso 1
K8	88.330	0.109	140	25 000	Piso 2
K9	59.244	1.256	140	25 000	Piso 3
K10	77.311	2.346	150	16 000	Piso 1
K11	96.509	0.115	150	16 000	Piso 2
K12	59.225	0.770	150	16 000	Piso 3
K13	70.184	2.206	140	25 000	Piso 1
K14	87.383	0.594	140	25 000	Piso 2
K15	51.738	0.638	140	25 000	Piso 3
K16	70.199	2.210	140	25 000	Piso 1
K17	87.462	0.099	140	25 000	Piso 2
K18	51.267	0.585	140	25 000	Piso 3
K19	233.382	1.143	300	25 000	Piso 1
K20	261.030	2.400	300	25 000	Piso 2
K21	233.458	1.144	300	25 000	Piso 1
K22	261.014	2.401	300	25 000	Piso 2
K23	174.308	1.814	250	25 000	Piso 3
K24	174.342	1.815	250	25 000	Piso 3
K25	221.064	1.497	300	25 000	Piso 1
K26	259.609	2.465	300	25 000	Piso 2
K27	195.784	2.567	250	25 000	Piso 3
K28	213.458	1.385	300	25 000	Piso 1
K29	260.727	2.493	300	25 000	Piso 2
Máximo	261.03	2.493			

Fuente: ETABS®.

Elaborado por: Los autores.

Los valores mostrados de fuerzas y stroke corresponden a los valores máximos absolutos para cada caso de carga sísmica. Según Christopoulos & Filiatrault (2006) la ventaja de usar disipadores viscosos no lineales es la reducción de las fuerzas de amortiguamiento a altas velocidades. A pesar de que se debe realizar un estudio

de prueba y error para encontrar la rigidez y amortiguamiento de los dispositivos, los resultados obtenidos son bastante favorables.

5.3.4. CONTROL DE LA DERIVA DE PISO

La Tabla 5.3 muestra las derivas máximas obtenidas de la estructura reforzada en la dirección x .

TABLA 5.3. Derivas máximas en la dirección x .

Sismo	Piso 3	Piso 2	Piso 1	$\Delta_{Mmax} = 0.02$
1A	0.0043	0.0079	0.0077	Cumple
1B	0.0066	0.0110	0.0096	Cumple
2A	0.0095	0.0158	0.0123	Cumple
2B	0.0040	0.0079	0.0075	Cumple
3A	0.0017	0.0037	0.0035	Cumple
3B	0.0086	0.0156	0.0131	Cumple
4A	0.0089	0.0148	0.0114	Cumple
4B	0.0052	0.0096	0.0089	Cumple
5A	0.0110	0.0175	0.0137	Cumple
5B	0.0061	0.0111	0.0092	Cumple
6A	0.0116	0.0180	0.0137	Cumple
6B	0.0062	0.0105	0.0094	Cumple
7A	0.0085	0.0147	0.0126	Cumple
7B	0.0095	0.0152	0.0123	Cumple
8A	0.0074	0.0136	0.0121	Cumple
8B	0.0105	0.0188	0.0164	Cumple
9A	0.0090	0.0156	0.0132	Cumple
9B	0.0092	0.0160	0.0134	Cumple
10A	0.0024	0.0047	0.0044	Cumple
10B	0.0029	0.0061	0.0055	Cumple
11A	0.0004	0.0009	0.0009	Cumple
11B	0.0005	0.0009	0.0007	Cumple
Δ_M	0.0116	0.0188	0.0164	
Δ_{Mmax}	Cumple	Cumple	Cumple	

Fuente: ETABS®.

Elaborado por: Los autores.

En la Tabla 5.4 muestra las derivas máximas obtenidas de la estructura reforzada en la dirección y .

TABLA 5.4. Derivas máximas en la dirección y .

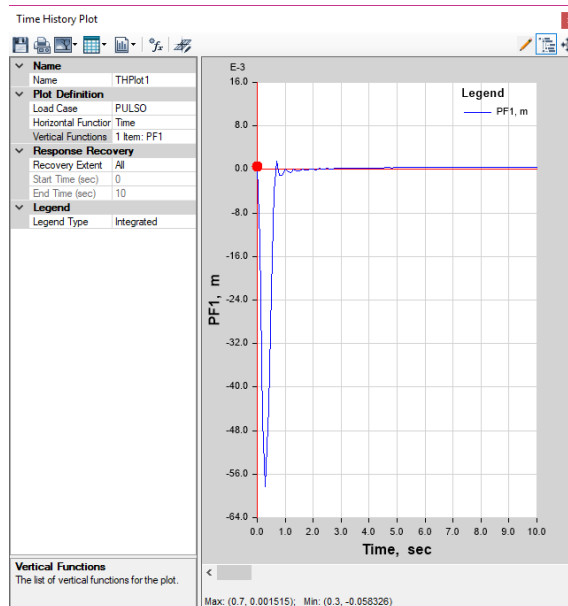
Sismo	Piso 3	Piso 2	Piso 1	$\Delta_{Mmax} = 0.02$
1A	0.0075	0.0088	0.0070	Cumple
1B	0.0048	0.0062	0.0049	Cumple
2A	0.0058	0.0067	0.0054	Cumple
2B	0.0117	0.0154	0.0118	Cumple
3A	0.0064	0.0088	0.0070	Cumple
3B	0.0032	0.0035	0.0027	Cumple
4A	0.0084	0.0107	0.0082	Cumple
4B	0.0119	0.0150	0.0111	Cumple
5A	0.0074	0.0097	0.0077	Cumple
5B	0.0137	0.0175	0.0130	Cumple
6A	0.0076	0.0089	0.0075	Cumple
6B	0.0156	0.0195	0.0145	Cumple
7A	0.0087	0.0111	0.0088	Cumple
7B	0.0092	0.0105	0.0084	Cumple
8A	0.0059	0.0085	0.0074	Cumple
8B	0.0047	0.0066	0.0056	Cumple
9A	0.0126	0.0166	0.0130	Cumple
9B	0.0086	0.0109	0.0088	Cumple
10A	0.0032	0.0047	0.0040	Cumple
10B	0.0027	0.0036	0.0032	Cumple
11A	0.0010	0.0011	0.0008	Cumple
11B	0.0008	0.0010	0.0009	Cumple
Δ_M	0.0156	0.0195	0.0145	
Δ_{Mmax}	Cumple	Cumple	Cumple	

Fuente: ETABS®.

Elaborado por: Los autores.

5.3.5. AMORTIGUAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Al igual que se realizó en la estructura sin disipadores, utilizamos la Figura 4.20 para determinar el valor del desplazamiento máximo a diferentes ciclos y reemplazarlos en la Ecuación 2.8.

FIGURA 5.8. Decaimiento logarítmico objetivo.

Fuente: ETABS®.

Los valores mostrados en la Tabla 5.5 son el resultado del promedio para estimar el amortiguamiento de la estructura con disipadores y cumplir con el amortiguamiento objetivo del 15 %.

TABLA 5.5. Decaimiento logarítmico objetivo.

No. ciclos	Primer ciclo	Ciclo n	ζ
1	0.001 51	0.000 11	38.52 %
2	0.001 51	0.000 06	23.98 %
3	0.001 51	0.000 09	14.70 %
4	0.001 51	0.000 12	9.88 %
5	0.001 51	0.000 16	7.12 %
6	0.001 51	0.000 18	5.55 %
7	0.001 51	0.000 21	4.45 %
ζ_{prom}			14.88 %

Fuente: ETABS®.

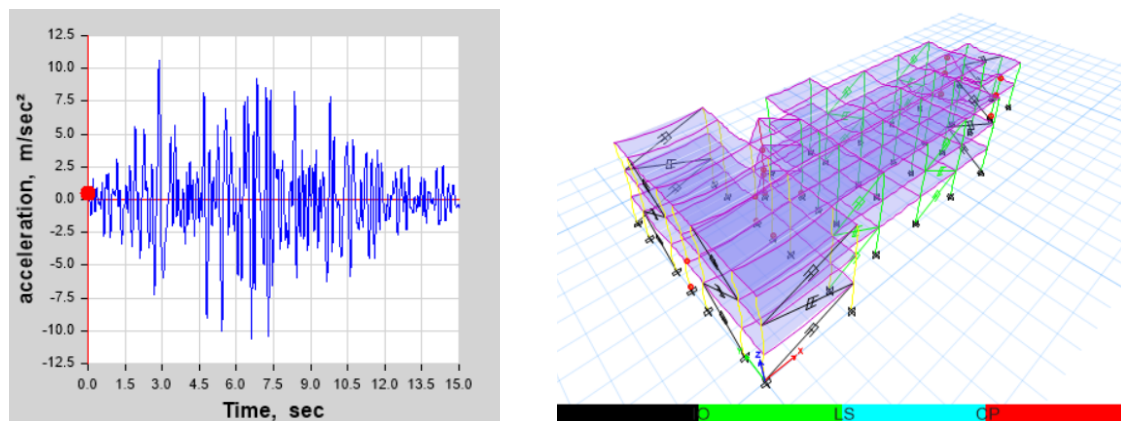
Elaborado por: Los autores.

5.3.6. DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA CON DISIPADORES

En el capítulo anterior se evaluó el desempeño de la estructura sin reforzar, y se pudo apreciar que un gran número de columnas alcanzaba el estado de prevención

de colapso para todos los casos de carga. Ahora se llevará a cabo el mismo análisis para la estructura reforzada con disipadores. En la siguiente figura se observa la respuesta en aceleración del mismo nodo analizado anteriormente junto con la estructura deformada para el caso de carga 1A.

FIGURA 5.9. Nivel de desempeño de la estructura con disipadores para el caso de carga sísmica 1A.



(a) Aceleración en un punto.

(b) Código de colores para evaluar el desempeño.

Fuente: ETABS®.

Todavía se presenta la formación de rótulas plásticas en el modelo. Luego de analizar todos los casos de carga sísmica, se han identificado la formación de rótulas en el estado de prevención de colapso en las columnas ubicadas en los siguientes ejes: A4, B4, B5, C5, H3, H6, y en la columna del eje 6 (la única columna tipo C3).

Si bien el número de rótulas en estado de CP de la estructura con disipadores es menor al de la estructura original, todavía se tienen siete columnas que podrían desarrollar el estado crítico de prevención de colapso. Por ello, es preciso disminuir el número de rótulas plásticas. Para lograr esto se ha propuesto en este estudio un encamisado de columnas, el cual se desarrolla en la siguiente subsección.

5.3.7. PROPUESTA DE ENCAMISADO DE COLUMNAS

Tomando en cuenta los resultados anteriores sobre la formación de rótulas plásticas en el estado de CP (Prevención de Colapso), se ha considerado reforzar las columnas mediante un encamisado de hormigón.

El encamisamiento consiste en envolver al elemento estructural con una sección de concreto armado adicional que le provee de un aumento de área de sección transversal y un incremento de inercia, lo que se ve reflejado en un incremento de la capacidad del elemento estructural frente a las solicitaciones de compresión, flexión, cortante y torsión Angel (2018).

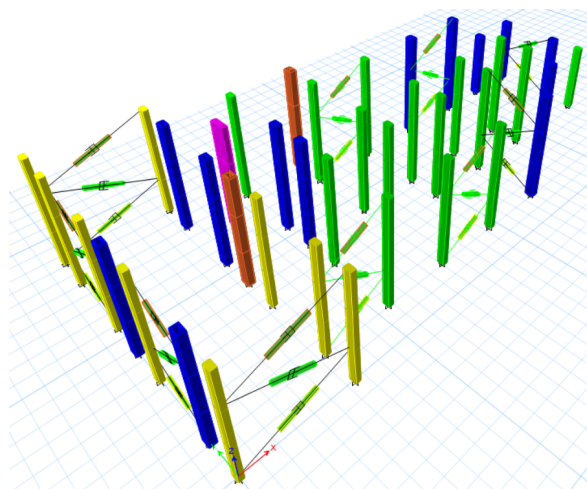
Luego de ensayar el modelo con varias dimensiones y configuraciones de encamisados, se ha optado por los encamisados que resultaron en el modelo más óptimo y con el menor número de formación de rótulas plásticas de estado de CP.

Se ha optado por cinco tipos de secciones encamisadas, las cuales fueron diseñadas en la ventana *Section Designer* de ETABS® (ver Figura 5.11), si bien las secciones son distintas, se tienen únicamente tres tipos de encamisado.

El primer tipo de encamisado tiene un espesor de 7.5 cm y se ha aplicado a las columnas de los ejes: A2, A4, B5, B7, C4, C5, F2, F6, G6, H3, H6, I4 e I6. El segundo tipo de encamisado tiene un espesor de 10 cm y se ha aplicado únicamente a la columna del eje B4 y D7. El tercer tipo de encamisado tiene un espesor de 15 cm y se ha aplicado únicamente a la columna tipo C3 del eje 6.

En la siguiente figura se muestra una vista global de la estructura (con las vigas y las losas ocultas) con las secciones encamisadas.

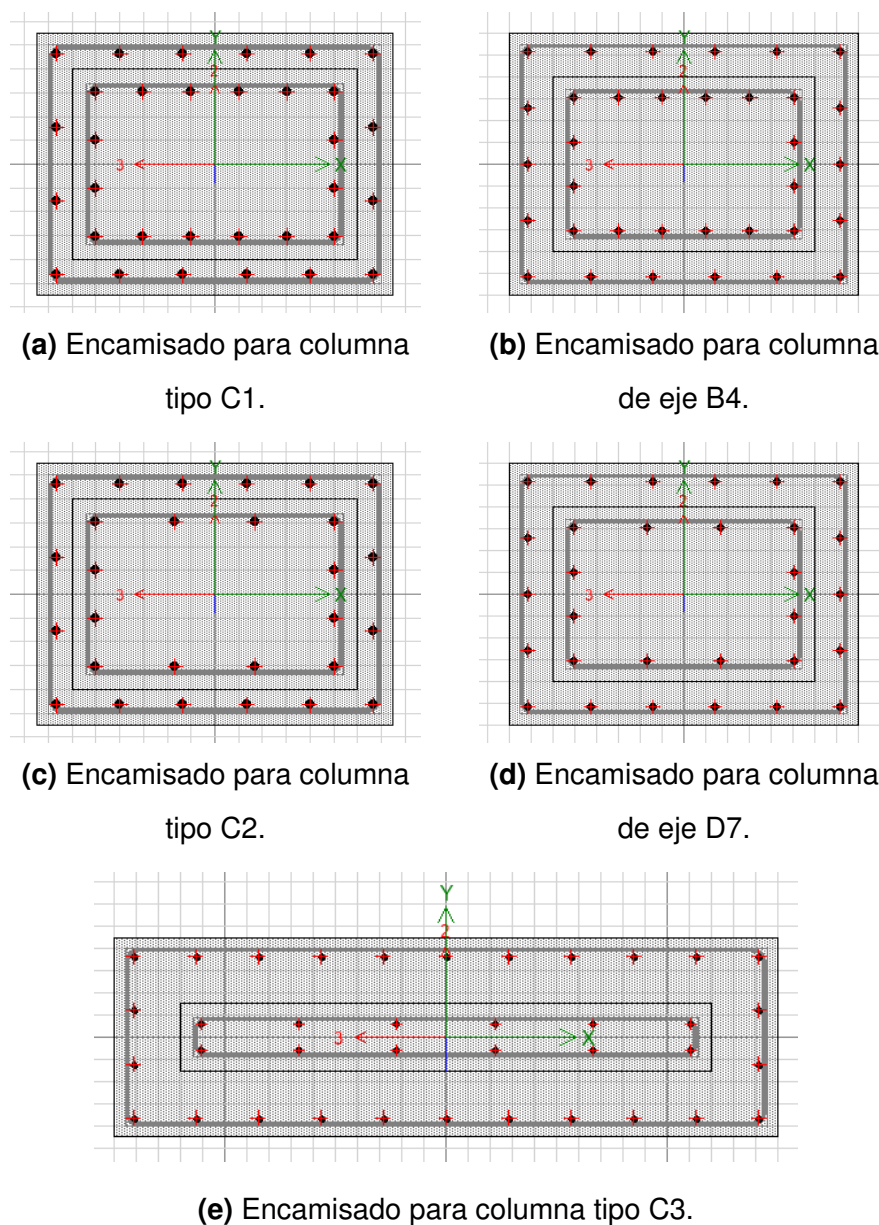
FIGURA 5.10. Vista global de la estructura con secciones encamisadas.



Fuente: ETABS®.

Las columnas originales se muestran en color amarillo y verde, mientras que las encamisadas llevan color azul para el primer tipo de encamisado, naranja para el segundo y magenta para el tercer tipo.

FIGURA 5.11. Secciones de columnas encamisadas.

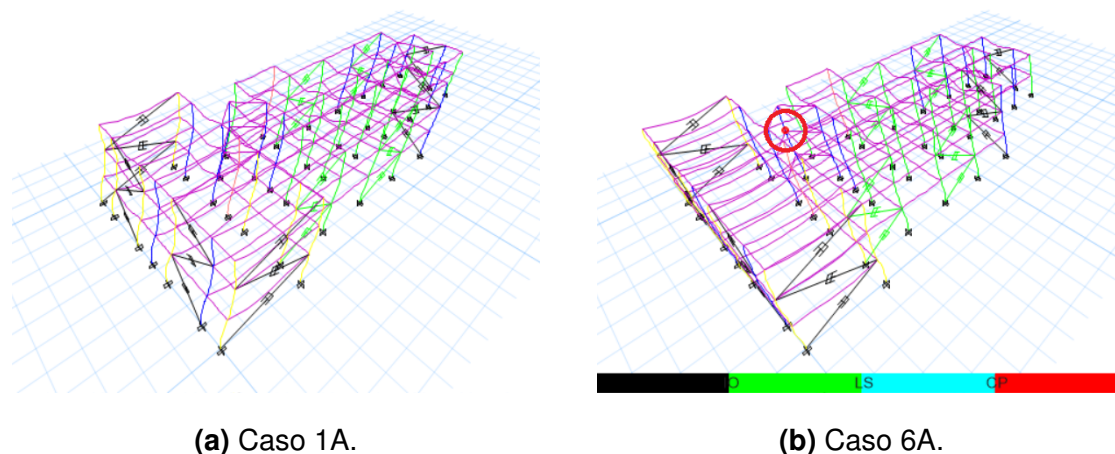


Fuente: ETABS®.

Una vez incorporado el encamisado al modelo podemos chequear el desempeño de la estructura, analizar la formación de las rótulas plásticas y comparar con los anteriores resultados. En la Figura 5.12 se muestra la estructura deformada para el caso de carga 1A y 6A. El caso de cargas sísmica 1A no presenta la formación de ninguna rótula plástica, lo que indica que el encamisado cumple con su propósito.

Sin embargo, al analizar los demás casos de carga sísmica, encontramos que sí se formaron rótulas plásticas en estado de prevención de colapso, como por ejemplo el caso de sismo 6A, en el que sí encontramos una rótula plástica en una de las columnas de la estructura.

FIGURA 5.12. Formación de rótulas plásticas en modelo reforzado con disipadores y con encamisado de columnas.



Fuente: ETABS®.

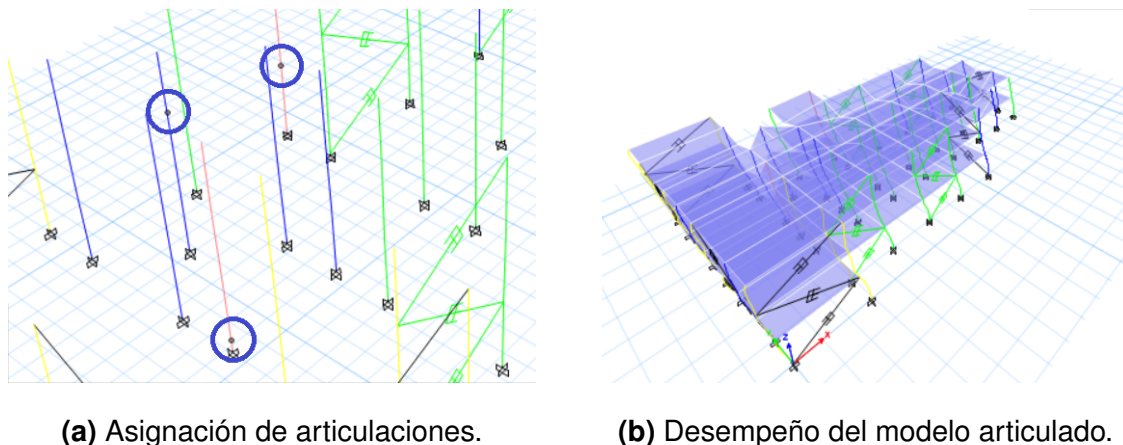
El número de rótulas que se forman para la estructura reforzada con disipadores y encamisado es muy reducido respecto al modelo sin encamisado; a saber las rótulas formadas para cada caso sísmico son:

TABLA 5.6. Rótulas plásticas en estado de prevención de colapso.

Caso de carga sísmica	Columna con rótula en CP
2B	B4
4B	D7
5B	D7
6A	Columna eje 6 tipo C3

Fuente: ETABS®.

Vemos que son 3 columnas las que podrían fallar. Para comprobar que el fallo de dichas columnas no compromete la integridad estructural de los demás elementos se ha modificado el modelo computacional cambiando las rótulas en estado de prevención de colapso por articulaciones con el fin de simular un estado de falla total en el que los extremos de la columna afectada ya no sea capaz de absorber momentos causados por el evento sísmico.

FIGURA 5.13. Cambio de rótulas plásticas por articulaciones en el modelo.

Fuente: ETABS®.

Como se puede apreciar en la figura de desempeño del modelo articulado, no se han formado nuevas rótulas plásticas en ninguna de las demás columnas. Esto indica que al fallar una de las columnas previamente mencionadas (D7, B4 o columna eje 6 tipo C3) no se ven afectados los demás elementos estructurales.

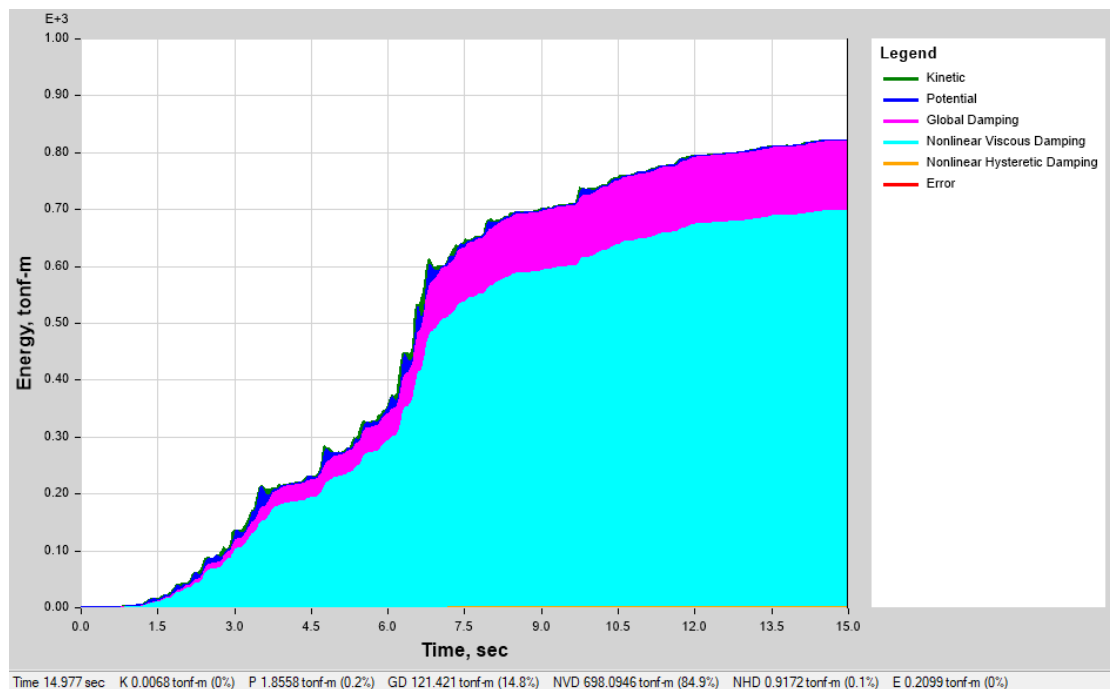
El modelo aquí presentado es el modelo de óptima respuesta dinámica ante los sismos seleccionados. En otras palabras, y a pesar de que fallan tres columnas, es el modelo que da la mejor respuesta ante los registros sísmicos usados para el análisis tiempo historia. En efecto, se puede modificar las propiedades de los disipadores o el espesor del encamisado, y los resultados serán a lo sumo igual de satisfactorios que los mencionados.

5.3.8. ENERGÍA DISIPADA POR LA ESTRUCTURA CON DISIPADORES

En la Sección 4.8.4 ya se mencionó la definición de las distintas formas que tiene una estructura para disipar energía sísmica. En la estructura sin reforzar no existía la disipación de energía de amortiguamiento viscoso E_{NVD} , pero ahora que la estructura cuenta con los disipadores, dicha energía es la que predomina en el balance energético.

La figura a continuación muestra la distribución energética de la estructura reforzada para el caso de carga sísmica A1.

FIGURA 5.14. Componentes de disipación de energía de la estructura reforzada para el caso de carga sísmica 1A.



Fuente: ETABS®.

En la Tabla 5.7 se muestra el balance energético para cada caso de carga de la estructura con disipadores. En promedio, considerando todos los casos de carga sísmica, la disipación de energía de amortiguamiento viscoso E_{NVD} es de 81.77%. Esto significa que la mayor parte de la energía sísmica es absorbida por los dispositivos de amortiguamiento viscoso. Por otro lado, el promedio de la energía de disipación global E_{GD} es de 16.54%, lo que indica que la energía disipada por la edificación en forma de daño estructural por formación de rótulas plásticas en estado de prevención de colapso es muy inferior a la energía disipada por los disipadores.

Si comparamos los valores mencionados con los obtenidos en el análisis de la estructura sin reforzamiento (ver Tabla 4.6), podemos apreciar que previamente la energía de amortiguamiento viscoso era nula, y que la mayor parte del balance energético lo llevaba la energía global. Ahora, analizando la estructura reforzada, vemos que la energía de amortiguamiento se incrementa considerablemente. Este hecho pone en evidencia la importancia de los disipadores en la distribución energética que tiene un evento sísmico sobre una estructura.

TABLA 5.7. Resumen de porcentaje de participación de cada tipo de energía para cada caso de carga sísmica.

Caso	E_K [%]	E_P [%]	E_{GD} [%]	E_{NVD} [%]	E_{NHD} [%]
1A	0.00	1.90	14.80	84.80	0.10
1B	1.30	3.80	14.80	79.90	0.10
2A	0.20	0.20	16.70	82.80	0.10
2B	0.40	0.20	17.30	82.10	0.10
3A	0.30	0.40	16.10	83.10	0.10
3B	0.10	0.60	15.80	83.20	0.20
4A	0.00	0.10	17.20	82.40	0.20
4B	0.20	0.10	17.60	81.90	0.20
5A	0.70	0.70	17.90	80.50	0.20
5B	0.60	1.20	18.80	79.10	0.20
6A	0.10	0.20	16.70	83.00	0.10
6B	0.00	0.10	17.70	82.00	0.10
7A	0.70	1.60	16.20	81.20	0.10
7B	0.40	0.40	16.30	82.60	0.10
8A	0.20	0.20	12.70	86.80	0.10
8B	0.00	0.20	13.10	86.50	0.10
9A	0.00	0.00	18.00	81.80	0.20
9B	0.30	0.30	17.00	82.20	0.20
10A	1.90	1.10	12.90	84.10	0.00
10B	0.00	0.40	13.30	86.30	0.00
11A	0.00	7.10	20.90	72.00	0.00
11B	0.00	7.10	22.10	70.70	0.00

Fuente: ETABS®.

Elaborado por: Los autores.

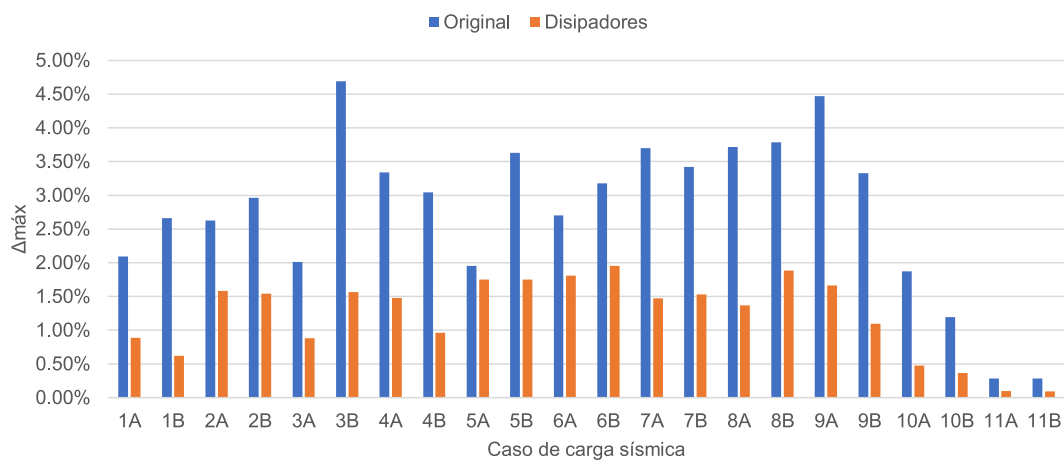
5.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

TABLA 5.8. Resumen de derivas máximas por sismo.

Sismo	Estructura original	Estructura con	Porcentaje reducido
	Original	Disipadores	Reducido
1A	0.0209	0.0088	58 %
1B	0.0266	0.0062	77 %
2A	0.0262	0.0158	40 %
2B	0.0296	0.0154	48 %
3A	0.0201	0.0087	56 %
3B	0.0468	0.0156	67 %
4A	0.0333	0.0148	56 %
4B	0.0304	0.0096	68 %
5A	0.0195	0.0175	10 %
5B	0.0362	0.0175	52 %
6A	0.0270	0.0180	33 %
6B	0.0317	0.0195	39 %
7A	0.0369	0.0147	60 %
7B	0.0341	0.0152	55 %
8A	0.0371	0.0136	63 %
8B	0.0378	0.0188	50 %
9A	0.0447	0.0166	63 %
9B	0.0333	0.0109	67 %
10A	0.0187	0.0047	75 %
10B	0.0119	0.0036	69 %
11A	0.0028	0.0009	66 %
11B	0.0028	0.0009	68 %
Promedio			56 %

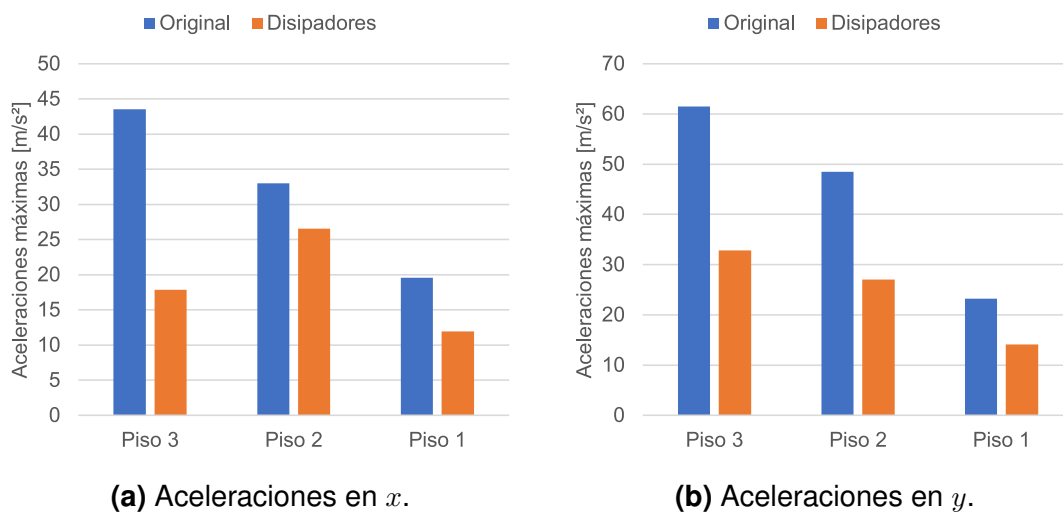
Fuente: ETABS®.

Elaborado por: Los autores.

FIGURA 5.15. Comparación de derivas máximas por sismo.

Fuente: EXCEL®.

Una vez analizados los modelos de la estructura original y la estructura con disipadores, se compararon los valores de las derivas máximas por sismo, obteniendo un porcentaje de reducción correspondiente a 56 % al reforzar la estructura con disipadores de energía de fluido viscoso.

FIGURA 5.16. Comparación de aceleraciones máximas por piso.

Fuente: EXCEL®.

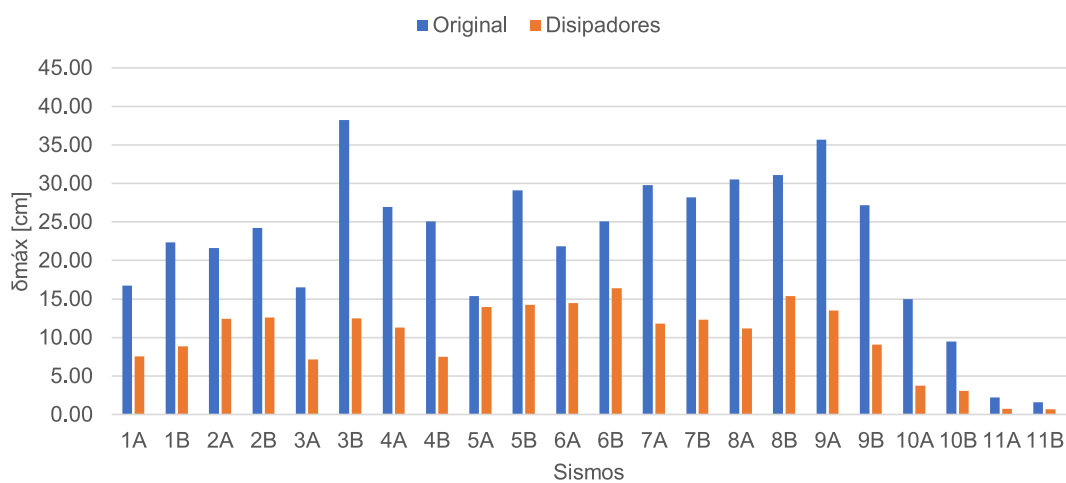
TABLA 5.9. Resumen de aceleraciones máximas por piso en m/s^2 .

Modelo	Dirección x			Dirección y		
	Piso 3	Piso 2	Piso 1	Piso 3	Piso 2	Piso 1
Original	43.51	32.99	19.55	61.49	48.46	23.19
Disipadores	17.86	26.54	11.92	32.86	27.07	14.10
Porcentaje reducido	59 %	20 %	39 %	47 %	44 %	39 %

Fuente: ETABS®.

Elaborado por: Los autores.

Una vez comparadas las aceleraciones máximas por piso entre el modelo original y el modelo con disipadores en las dos direcciones se obtuvo un porcentaje de reducción global del 41 %.

FIGURA 5.17. Comparación de desplazamientos máximos por sismo.

Fuente: EXCEL®.

TABLA 5.10. Resumen de desplazamientos máximos en [cm].

Sismo	Estructura Original	Estructura con Disipadores	% Reducido
1A	16.73	7.53	55 %
1B	22.32	8.84	60 %
2A	21.59	12.43	42 %
2B	24.20	12.61	48 %
3A	16.51	7.13	57 %
3B	38.26	12.50	67 %
4A	26.97	11.27	58 %
4B	25.09	7.47	70 %
5A	15.35	13.97	9 %
5B	29.08	14.21	51 %
6A	21.85	14.46	34 %
6B	25.07	16.41	35 %
7A	29.77	11.81	60 %
7B	28.20	12.30	56 %
8A	30.49	11.19	63 %
8B	31.07	15.37	51 %
9A	35.70	13.49	62 %
9B	27.17	9.05	67 %
10A	14.96	3.77	75 %
10B	9.49	3.03	68 %
11A	2.23	0.71	68 %
11B	1.58	0.69	57 %
Promedio			55 %

Fuente: ETABS®.

Elaborado por: Los autores.

El porcentaje de reducción del desplazamiento máximo es igual a 55 %, que se obtuvo de la comparación del modelo original y el modelo reforzado.

CAPÍTULO 6

DETALLES CONSTRUCTIVOS Y ESTIMACIÓN DE COSTOS DE LOS DISIPADORES

6.1. DISEÑO DE LA SECCIÓN DIAGONAL DEL DISIPADOR

En resumen, para el reforzamiento de la estructura se ha requerido cuatro tipos de disipadores, distribuidos en el perímetro de la estructura, conformando un total de 29 disipadores. La tabla inferior muestra las características de cada tipo de disipador: el coeficiente de amortiguamiento, la rigidez y la longitud del vano en el que se encuentran ubicados.

TABLA 6.1. Resumen de tipos de disipadores.

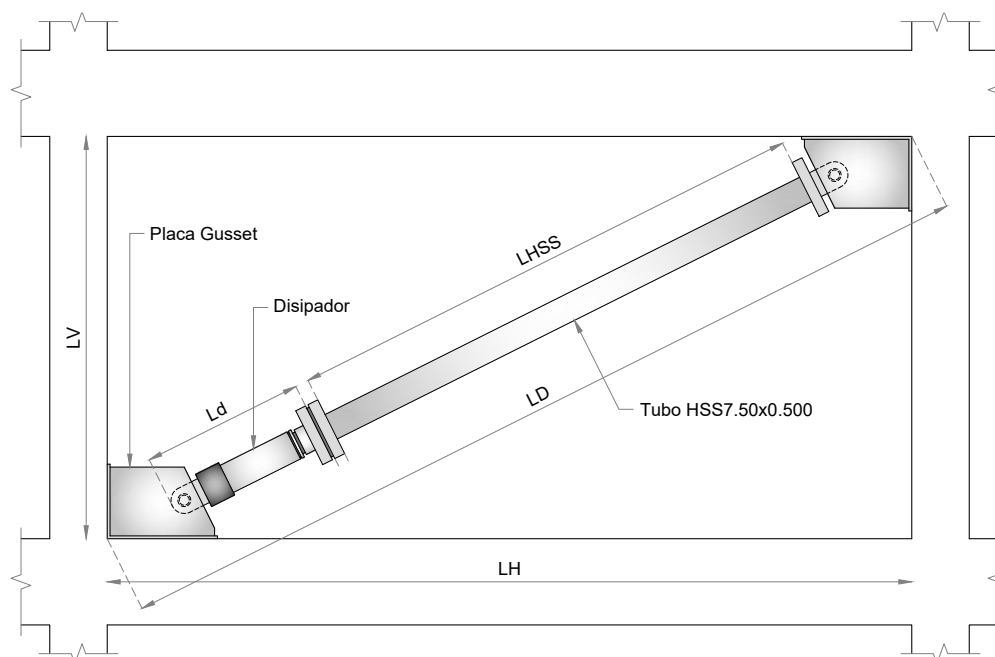
Disipador	Amortiguamiento [Ts/m]	Rigidez [T/m]	Longitud de vano [m]	Cantidad
D1	140	25000	6	12
D2	150	16000	9	6
D3	300	25000	6	8
D4	250	25000	6	3
Total				29

Elaborado por: Los autores.

Los disipadores tipo D1 y tipo D2 se ubican en dirección paralela al eje x y los disipadores tipo D3 y D4 en la dirección paralela al eje y . A continuación se describe el diseño de la diagonal de sección circular para el disipador tipo D1.

Para incorporar un disipador a un pórtico se requiere de una diagonal de sección circular que se ancla mediante una articulación a una de las esquinas del pórtico y se empata con la placa del disipador, el cual también se ancla mediante una articulación a la otra esquina del pórtico. En la siguiente figura se puede ver un esquema de un disipador colocado en un pórtico.

FIGURA 6.1. Colocación de disipador en disposición diagonal en pórtico estructural.



Elaborado por: Los autores.

Las fuerzas de los disipadores ya fueron determinadas en el capítulo anterior, y en este apartado se verificará si las secciones tubulares soportan dichas fuerzas sin pandearse.

Para el diseño se ha seleccionado el tubo HSS7.50x0.500 (ver Anexo 8), el cual es una sección circular hueca con las siguientes propiedades:

TABLA 6.2. Propiedades de la sección tubular HSS7.50x0.500.

Propiedad	Símbolo	Unidad	Valor
Diámetro exterior	D	cm	19.0
Espesor	t	cm	1.2
Área efectiva	A_e	cm ²	66.5
Inercia centroidal	I	T/m ³	2659.7
Radio de giro	r	T/m ³	6.3

Elaborado por: Los autores.

Se ha considerado que el tubo es de acero ASTM-A36, el cual tiene un módulo de elasticidad de $E_s = 2.039 \times 10^6 \text{ kg cm}^{-2}$ y un esfuerzo de fluencia de $f_y = 2530.0 \text{ kg cm}^{-2}$.

Las dimensiones del pórtico en donde se coloca la diagonal son $l_H = 560.0$ cm y $l_V = 280.0$ cm, por lo tanto la longitud de la diagonal es la hipotenusa de dichas dimensiones, es decir, $l_D = 626.1$ cm.

Para chequear el desempeño de la sección tubular ante el posible pandeo recurrimos a las fórmulas expuestas por la AISC360 (2016) para pandeo de secciones tubulares huecas.

Lo primero que debemos calcular es la longitud del tubo, el cual resulta de restar la longitud de la diagonal l_D menos la longitud del disipador l_d . Para ver la longitud del disipador recurrimos al catálogo del fabricante de los dispositivos, el mismo que se encuentra adjunto en el Anexo 9, y observamos el disipador que mejor se adapte a las fuerzas de sollicitación. Para nuestro caso hemos seleccionado un disipador que soporta nominalmente 1000 KN, lo que equivale a aproximadamente 100 T, y que tiene una longitud de 1048 mm, es decir 104.8 cm. Con esto ya podemos calcular la longitud del tubo circular.

$$\begin{aligned} l_{HSS} &= l_D - l_d \\ &= (626.1 - 104.8) \text{ cm} \\ &= 521.3 \text{ cm} \end{aligned} \tag{6.1}$$

Esta longitud representa la longitud real del tubo, pero para el chequeo de pandeo se requiere obtener la longitud efectiva, la misma que está dada por:

$$l_e = k \cdot l_{HSS} \tag{6.2}$$

Donde k es el coeficiente de condiciones de borde. Para un tubo que se encuentra articulado y empotrado, k toma el valor de 0.7; así, la longitud efectiva del tubo sería $l_e = 364.9$ cm.

La esbeltez del tubo se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{l_e}{r} \\ &= \frac{364.9 \text{ cm}}{6.3 \text{ cm}} \\ &= 57.7 \end{aligned} \tag{6.3}$$

Una vez calculada la esbeltez aplicamos la ecuación de Euler para encontrar el esfuerzo de pandeo:

$$\begin{aligned}
 f_e &= \frac{\pi^2 \cdot E_s}{\lambda^2} \\
 &= \frac{\pi^2 \cdot 2.039e6}{57.7^2} \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 6045 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}
 \tag{6.4}$$

El esfuerzo de pandeo indica el esfuerzo que puede alcanzar la sección justo en el momento antes de que se produzca el pandeo, es decir que si la sección es sometida a esfuerzos mayores se pandeará inminentemente. Sin embargo, la norma AISC360 (2016) sugiere que se reduzca dicho esfuerzo con el fin de establecer un esfuerzo permisible menor al esfuerzo de Euler. Por lo que es necesario calcular el esfuerzo crítico:

$$\begin{aligned}
 f_{cr} &= 0.658^{(f_y/f_e)} \cdot f_y \\
 &= 0.658^{0.65} \cdot 2530.0 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 2123.47 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}
 \tag{6.5}$$

Finalmente la fuerza máxima permisible o fuerza crítica se calcula en términos del esfuerzo crítico y el área efectiva de la sección. La fuerza crítica para nuestro caso sería:

$$\begin{aligned}
 P_{cr} &= \phi \cdot A_e \cdot f_{cr} \\
 &= 0.85 \cdot 66.5 \text{ cm}^2 \cdot 2123.47 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 120 \text{ T}
 \end{aligned}
 \tag{6.6}$$

Vemos que la fuerza máxima para evitar el pandeo para esta sección circular es de 120 T. Fuerzas por debajo de este umbral no causarán daño al tubo de acero.

Si observamos el resumen de fuerzas mostrado en la Tabla 5.2, vemos que los disipadores desde el K1 hasta el K8, dispuestos en dirección paralela al eje x , generan fuerzas menores a la fuerza crítica calculada en este apartado. Por lo que se puede asignar el tubo HSS7.50x0.500 a esos 18 disipadores. Sin embargo, los disipadores desde el K19 hasta el K29, dispuestos en dirección paralela al eje y , sobrepasan la fuerza crítica del tubo seleccionado. Por esta razón es preciso dotar a los disipadores en el eje y de un tubo de mayor diámetro y espesor. Luego de

ensayar el cálculo de pandeo para varias secciones tubulares se encontró que la sección HSS10.000x0.625 (ver Anexo 8) satisface la demanda de fuerzas de los disipadores en el eje y .

TABLA 6.3. Propiedades de la sección tubular HSS9.625x0.500.

Propiedad	Símbolo	Unidad	Valor
Diámetro exterior	D	cm	25.4
Espesor	t	cm	1.5
Área efectiva	A_e	cm ²	111.0
Inercia centroidal	I	T/m ³	7950.0
Radio de giro	r	T/m ³	8.5

Elaborado por: Los autores.

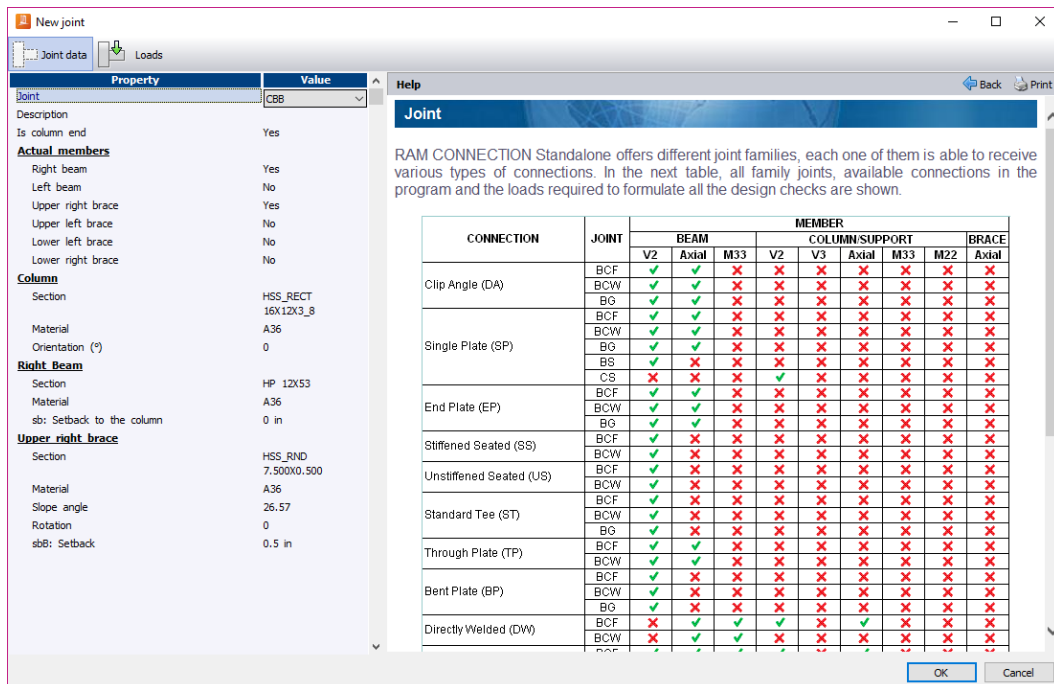
Al aplicar las ecuaciones para pandeo a la nueva sección se comprueba que la fuerza crítica es 276 T, lo que cubre el espectro de fuerzas de los disipadores en la dirección y .

En síntesis, se colocaron dos tipos de secciones tubulares huecas. El primero corresponde a la sección tipo HSS7.50x0.500, con un diámetro exterior de 19.0 cm y un espesor de 1.2 cm, que se ubica en todas las diagonales con disipadores en dirección x . El segundo corresponde a la sección tipo HSS10.000x0.625, con un diámetro exterior de 25.4 cm y un espesor de 1.5 cm, que se ubica en todas las diagonales con disipadores en dirección y .

6.2. DISEÑO DE LA PLACA DE CONEXIÓN GUSSET

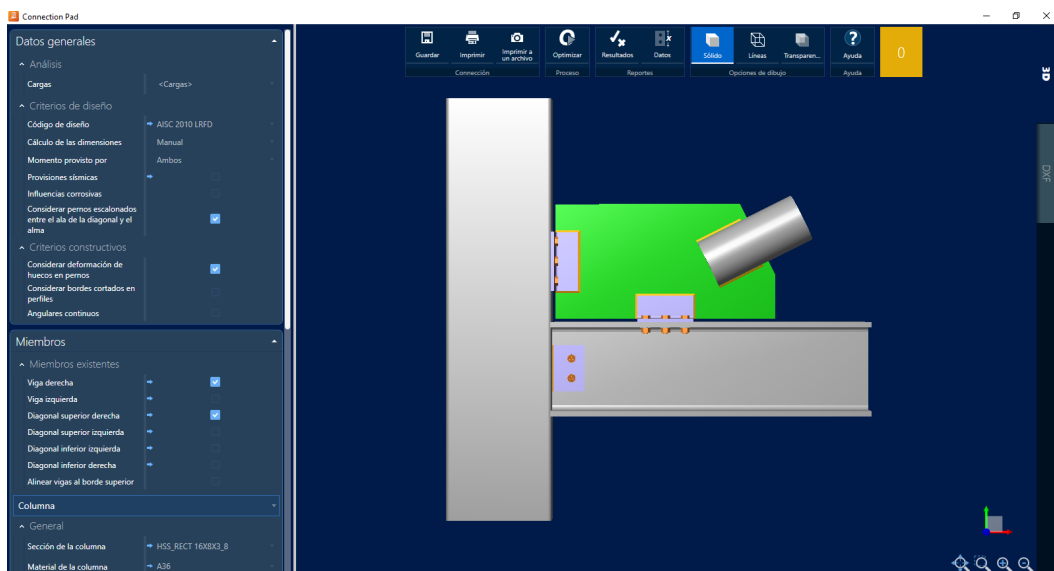
El diseño de la placa Gusset que conecta el elemento tubular de la diagonal con las columnas y vigas de la estructura, se ha realizado mediante el programa RAM Connection Standalone 11 en su versión de prueba. La Figura 6.2 muestra los datos que se ingresaron en el paquete computacional y la Figura 6.3 muestra las adecuaciones que se realizaron a la placa y a las conexiones entre los diversos elementos.

FIGURA 6.2. Ingreso de datos en RAM Connection.

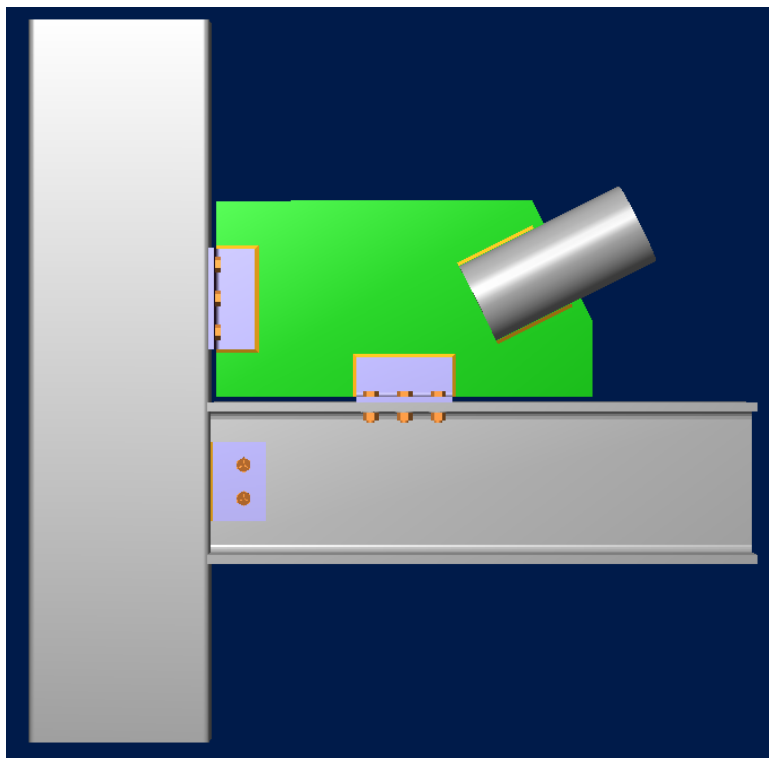


Fuente: RAM Connection.

FIGURA 6.3. Modificaciones de los elementos y conexiones.



Fuente: RAM Connection.

FIGURA 6.4. Placa Gusset 3D.

Fuente: RAM Connection.

En la Figura 6.4 se muestra el diseño de la placa obtenida de RAM Connection, sin embargo solo se tomó como base estas dimensiones, puesto que el programa únicamente permite conexiones de perfiles de acero. En Anexo 10 se muestran las dimensiones finales de la placa optimizada para el pórtico CD, perteneciente al eje x de 6 m. Según Aguiar et al. (2017) se deben realizar los siguientes cálculos para diseñar la placa Gusset:

a) Resistencia a Tensión.

$$A_w = L_w \cdot t_p \quad (6.7)$$

$$\phi R_n = \phi F_y \cdot A_w \quad (6.8)$$

Donde:

A_w = Área de la sección de la placa Gusset.

L_w = Ancho de la sección Whitmore calculado en función del ángulo α con un valor recomendado de 30° .

t_p = Espesor de la placa.

F_y = Mínimo esfuerzo de fluencia especificado.

ϕ = Factor de diseño de 0.9 para LRFD.

ϕR_n = Capacidad de diseño

b) Resistencia a Cortante Vertical.

$$A_{gv} = (L_1 + L_2) \cdot t_p \quad (6.9)$$

$$\phi R_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} \quad (6.10)$$

Dónde:

A_{gv} = Área bruta a cortante.

L_1 y L_2 = Distancia mostradas en la Figura 6.5.

c) Resistencia por Bloque de Cortante.

Fluencia a cortante y fractura a tensión:

$$\phi R_n = \phi \cdot [0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + F_u \cdot A_{nt}] \quad (6.11)$$

$$A_{nt} = L_b \cdot t_p \quad (6.12)$$

Fluencia a tensión y fractura a cortante:

$$\phi R_n = \phi \cdot [0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + F_y \cdot A_{gt}] \quad (6.13)$$

Donde:

A_{nt} = Área neta a tensión.

A_{gt} = Área bruta a tensión.

A_{nv} = Área neta a cortante.

A_{gv} = Área bruta a corte.

ϕ = Factor de reducción de esfuerzos por fractura a tracción = 0.75.

F_u = Esfuerzo último del material.

L_b = Diámetro del tubo.

La capacidad por bloque de cortante es obtenido del valor menor de las ecuaciones.

d) Resistencia a Compresión.

Longitud necesaria para la resistencia al pandeo.

$$L_g = \frac{L' + L_2 + L''}{3} \quad (6.14)$$

La sección transversal para verificar la compresión, tiene un ancho L_w y una altura t_p .

$$I_g = \frac{L_w \cdot t_p^3}{12} \quad (6.15)$$

$$A_g = L_w \cdot t_p \quad (6.16)$$

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (6.17)$$

Donde:

I_g = Momento de inercia.

A_g = Área de la sección transversal.

r = Radio de giro.

Factor de longitud efectiva considerando $K_m = 1.2$.

$$K = \frac{K_m}{\sqrt{1 + \frac{1}{1+2 \cdot L_w/L_g}}} \quad (6.18)$$

Relación de esbeltez de la placa

$$K = \frac{K_m \cdot L_w}{r} \leq 25 \quad (6.19)$$

$$P_n = F_y \cdot A_g \quad (6.20)$$

Si es > 25 se aplica lo dispuesto en la AISC360 (2016). Resistencia elástica.

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{(K \cdot L_g/r)^2} \quad (6.21)$$

Verificar la relación

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \quad (6.22)$$

$$F_{cr} = 0.658^{(F_y/F_e)} \cdot F_y \quad (6.23)$$

Si es > 2.25

$$F_{cr} = 0.877 \cdot F_e \quad (6.24)$$

Donde:

F_{cr} = Esfuerzo a compresión.

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \cdot A_g \quad (6.25)$$

Donde:

ϕP_n = Capacidad a compresión.

$\phi = 0.9$.

Es importante comparar que la resistencia a compresión de la placa sea mayor que la resistencia a compresión de la diagonal, si no es el caso, se debe rediseñar.

- e) Soldadura, aplicando el Método LRFD (Load Resistance Factor Design) de la AISC360 (2016).

$$F_{nw} = 0.60 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin \theta^{1.5}) \quad (6.26)$$

Donde:

F_{nw} = Resistencia nominal de la soldadura.

F_{EXX} = Resistencia de la soldadura para el electrodo E70XX es de 4.92 T/cm².

θ = Es el ángulo de carga, medido con respecto al eje X .

$$\phi R_n = \phi L_h \cdot D \cdot F_{nw} \quad (6.27)$$

Donde:

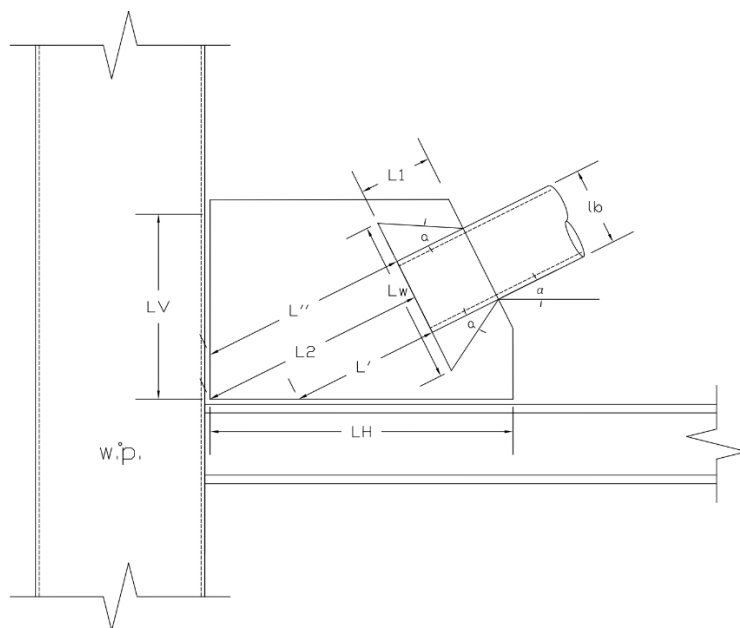
ϕR_n = Resistencia de la soldadura.

$\phi = 0.75$.

L_h = Longitud de la soldadura.

D = Espesor efectivo de soldadura.

La Figura 6.5, se identifican todos los parámetros necesarios para el cálculo de la capacidad a compresión de la placa.

FIGURA 6.5. Parámetros placa Gusset.

Elaborado por: Los autores.

En la Tabla 6.4 se muestran los datos necesarios para obtener la resistencia a compresión de la placa Gusset.

TABLA 6.4. Datos para el diseño de la placa Gusset.

Parámetro	Valor	Unidad
a	30	°
α	26.57	°
F_y	2.53	T/cm ²
F_u	4.08	T/cm ²
E	2039	T/cm ²
L_H	72.75	cm
L_V	47.86	cm
L_1	17.77	cm
L_2	54.93	cm
L'	55.16	cm
L''	50.14	cm
L_w	39.64	cm
L_b	19.05	cm
t_p	2.5	cm
L_h	17	cm
w	1.7	-

Elaborado por: Los autores.

La Tabla 6.5 muestra la capacidad de la placa Gusset del pórtico C-D en el eje x para 6 m.

TABLA 6.5. Capacidad de la placa Gusset.

Parámetro	Valor [T]
Resistencia a tensión	225.65
Resistencia a corte	275.90
Resistencia por bloque de cortante	253.49
Resistencia a compresión	167.83
Resistencia de soldadura	104.00

Elaborado por: Los autores.

Como se puede ver la capacidad a compresión de la placa Gusset de 167.83 T es mayor a la capacidad a compresión de la diagonal de 120 T, por lo que el diseño propuesto es válido.

6.3. ESTIMACIÓN DE COSTO DE LOS DISIPADORES

Los parámetros requeridos para la estimación de costos de los disipadores fueron:

- a) Fuerzas
- b) Stroke
- c) Amortiguamiento
- d) Rigidez
- e) Coeficiente de amortiguamiento (η)
- f) Área construida de la edificación.

Todos estos valores se muestran en la Tabla 6.1. El área total construida de la edificación es de 2184.2 m².

Estos datos fueron enviados a CDV-Ingeniería Sísmica, representantes de Taylor Devices en Latinoamérica, solicitando una cotización, la misma que se encuentra

en el Anexo 11, dando como resultado un valor de \$450 000 (los cuales no incluyen envío ni instalación), correspondiente a:

- a) 18 disipadores sísmicos Taylor de 100T de fuerza y 150 Ts/m.
- b) 6 disipadores sísmicos Taylor de 230T de fuerza y 250 Ts/m.
- c) 4 disipadores sísmicos Taylor de 260T de fuerza y 300 Ts/m.

El costo elevado dado por CDV, se debe a que a partir de 150 T de fuerza, este se eleva exponencialmente. Las fuerzas sísmicas enviadas para la cotización son aquellas fuerzas máximas obtenidas de todos los sismos, la cual corresponde al sismo 6B, de la estación TCG014 en Japón. La fuerza con valores más elevados corresponden a los que se encuentran ubicados en el eje Y de la estructura, siendo el mayor el disipador K20, ubicado en el eje A entre 1 y 2 del tercer piso, con un valor de 261.03 T. La fuerza es directamente proporcional al amortiguamiento como se puede ver en la Ecuación 2.17, por lo que al aumentar el amortiguamiento la fuerza será mayor.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. CONCLUSIONES

- a) Al observar la Tabla 4.6 y compararla con la tabla Tabla 5.7, vemos que en el primer caso, correspondiente a la estructura original, no existe disipación de energía de amortiguamiento viscoso, mientras que en el segundo caso, correspondiente a la estructura reforzada, la disipación de energía sísmica en forma de energía de amortiguamiento viscoso asciende a un valor promedio de 80 %. Esto indica que la energía provocada por los sismos es absorbida en su mayor parte por los dispositivos de disipación.
- b) La estructura original alcanza una deriva máxima en el sismo 3B, correspondiente al sismo Japonés de la estación IWT012, de 4.68 %, mientras que al reforzarla con los disipadores de fluido viscoso esta disminuye a 1.56 %; una vez comprobados todos los porcentajes de reducción se obtuvo un promedio de 56 %, dejando todos estos valores por debajo del límite recomendado en la NEC15 (2014c), lo que comprueba que la estructura tendrá un mejor comportamiento frente a sismos severos.
- c) El amortiguamiento objetivo de la estructura reforzada es de 14.88 %, cercano al 15 % que fue el valor con el que se han diseñado los disipadores de fluido viscoso, viéndose incrementado alrededor de un 10 % con respecto a la estructura original. El aumento de amortiguamiento en la estructura se ve reflejado en un menor número de oscilaciones (ver Figura 5.8), lo que resulta en una reducción de velocidades y de aceleraciones.
- d) En este proyecto se evaluó el desempeño estructural de tres modelos computacionales: el primero (ver Figura 4.21) que representaba a la estructura original (ver Figura 5.9), un segundo modelo que representaba la estructura con

disipadores y un tercer modelo (ver Figura 5.12) en el que se incluía los disipadores y un encamisado de hormigón armado para las columnas. En el primer modelo se pudo ver que se formaron rótulas plásticas en estado de prevención de colapso en todas las columnas. Para el segundo modelo el número máximo de rótulas plásticas se redujo y se formaron en 4 columnas. Y finalmente, en el tercer modelo, se logró disminuir considerablemente el número de rótulas plásticas, formándose únicamente en una columna. Con esto en cuenta, se puede decir que la estructura reforzada con disipadores y encamisado cumple con el objetivo de reducir el daño en la estructura, reduciendo significativamente el número de rótulas que podrían llegar al estado de prevención de colapso.

- e) El método de escalamiento sísmico utilizado en este proyecto fue el método conocido como *Spectral Matching*, el cual consiste en escalar los espectros de los sismos con respecto al espectro de diseño. Este proceso depende del número de registros sísmicos elegidos, ya que se considera el promedio de todos ellos. En un principio se contaba con 11 registros sísmicos, pero 2 quedaron fuera del escalamiento. Los factores de escalamiento se pueden ver en la Ecuación 4.16, todos resultaron ser mayores a uno, siendo el mayor de todos igual a $SS_{max} = 6.65$. Esto indica que los PGA's de todos los sismos se incrementan, lo que podría considerarse como una medida de seguridad estructural ante los eventos dinámicos.
- f) Al comparar las aceleraciones máximas por piso de la estructura original con la estructura reforzada (ver Figura 5.16), vemos que para la estructura reforzada las aceleraciones se reducen, en promedio, un 41 %. La razón por la que la aceleración disminuye en la estructura con disipadores es que esta tiene un mayor amortiguamiento mientras conserva su período.
- g) El valor máximo de stroke necesario para el diseño de la cámara de acumulación del fluido del disipador, corresponde al disipador *K29*, ubicado en el segundo piso, con un valor de 2.49 cm y se encuentra dentro del límite recomendado por CDV, representantes de Taylor Devices en Latinoamérica, que

es de 5 cm, por lo que los disipadores trabajan de una manera eficaz y con disposiciones adecuadas.

- h) El diseño de la conexión del elemento tubular de la diagonal con las columnas y vigas, que se realiza a través de la placa Gusset, ha mostrado una resistencia a la compresión de 167.83 T, siendo capaz de soportar la resistencia a compresión de la diagonal cuyo valor es de 120 T, al satisfacer estos criterios, los parámetros escogidos para el diseño de la placa y mostrados en la Tabla 6.4 la consideran válida.
- i) El costo del reforzamiento de la estructura con disipadores de fluido viscoso es de \$206.02 por m², esta cantidad es dependiente de la fuerza que necesita cada dispositivo y debido a que en el eje *y* estos alcanzan valores de hasta 261.03 T, el costo se ha incrementado exponencialmente, sin embargo los disipadores han respondido positivamente respecto a derivas, desplazamientos, aceleraciones y energía disipada.

7.2. RECOMENDACIONES

- a) El núcleo del análisis tiempo historia es la elección de los acelerogramas, si la elección de los registros es acertada se obtendrán resultados fiables. Por ello, uno de los criterios más importantes al momento de seleccionar registros sísmicos es buscar acelerogramas que tengan un PGA cercano al PGA teórico de la zona sísmica en donde se emplaza el edificio.
- b) Antes de realizar el análisis tiempo historia se debe verificar que los acelerogramas estén correctamente corregidos a la línea base y filtrados, pues de no estarlo se estaría incluyendo ruido de fondo y frecuencias ajenas a las frecuencias de lectura de los acelerómetros, lo que desembocaría en resultados erróneos de aceleraciones, velocidades, desplazamientos y derivas.
- c) En teoría, para que un registro sísmico se pueda utilizar en el análisis tiempo historia es necesario que su espectro de respuesta se asemeje lo más posible

al espectro de diseño. Sin embargo, en la práctica, lo más probable es que los espectros reales difieran en gran medida de los probabilistas. Es por esta razón que se debe aplicar el escalamiento sísmico, y siempre verificar que el espectro promedio escalado quede por arriba del espectro de diseño, con esto se puede asegurar que el escalamiento es correcto y que no se subestimarán las señales sísmicas.

- d) Es importante optimizar el modelo computacional de la estructura, debido al tiempo que se requiere en compilar el mismo para obtener resultados, por lo que el recorte de los acelerogramas obtenidos para el análisis tiempo historia es vital para este proceso, además de considerar el número de rótulas en el análisis dinámico, se necesita observar el comportamiento de las mismas y colocarlas solo en elementos críticos.
- e) Se debe verificar la mejor ubicación de los disipadores y su configuración de manera que se consiga el amortiguamiento objetivo y el cumplimiento de derivas según la NEC15 (2014c), sin sobrepasar el límite permisible del Stroke del disipador.
- f) El diseño de la diagonal del disipador se debe realizar únicamente con la longitud real de la misma, es decir con la longitud del tubo de acero; al tomar una longitud errónea se corre el riesgo de disminuir la capacidad de la diagonal, sobredimensionar la misma y por ende sobredimensionar la placa de conexión Gusset.
- g) Debido a los elevados valores de fuerza en el eje y , de los disipadores de fluido viscoso, se recomienda realizar el estudio combinando estos dispositivos con otro tipo de disipadores, como disipadores metálicos, que aporten mayor rigidez en ese sentido con el fin de abaratar costos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abarca, R., Bolomey, A., Boroschek, R., & Castañeda, J. T. (2011). *Protección Sísmica de Estructuras*. Cámara Chilena de la Construcción, Chile.
- Agueda, J., Anguita, F., Araña, V., López, R. J., & Torre, S. L. (1997). *Procesos Tectónicos*. Editorial Rueda, Madrid, España.
- Aguiar, R., Castillo, F. D., Ávila, V., Coyago, H., & Cedeño, A. (2017). *Diseño de contraviento y placas Gusset de conexión para soportar disipadores de energía*. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras ESPE.
- AISC360 (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction, Chicago, EUA.
- Alvarado, A., Vaca, S., & Ruiz, M. (17 de abril de 2016). *Informe Sísmico Especial Espectral Número 13*. Instituto Geofísico, Escuela Politécnica Nacional.
- Angel, G. V. M. (2018). *Encamisado en Concreto Armado para el Refuerzo de Vigas y Columnas de una Edificación*. Universidad Distrital Francisco José de Caldas, Quito, Ecuador.
- Anguita, F. & Moreno, F. (1991). *Procesos Geológicos Internos*. Editorial Rueda, España.
- ASCE41 (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Structural Engineering Institute, Virginia, EUA.
- ASCE7 (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Structural Engineering Institute, Virginia, EUA.
- Azunción, L. (2014). *Análisis Comparativo de un Pórtico Convencional con y sin Disipadores de FLuido Viscoso Modelado en SAP2000*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

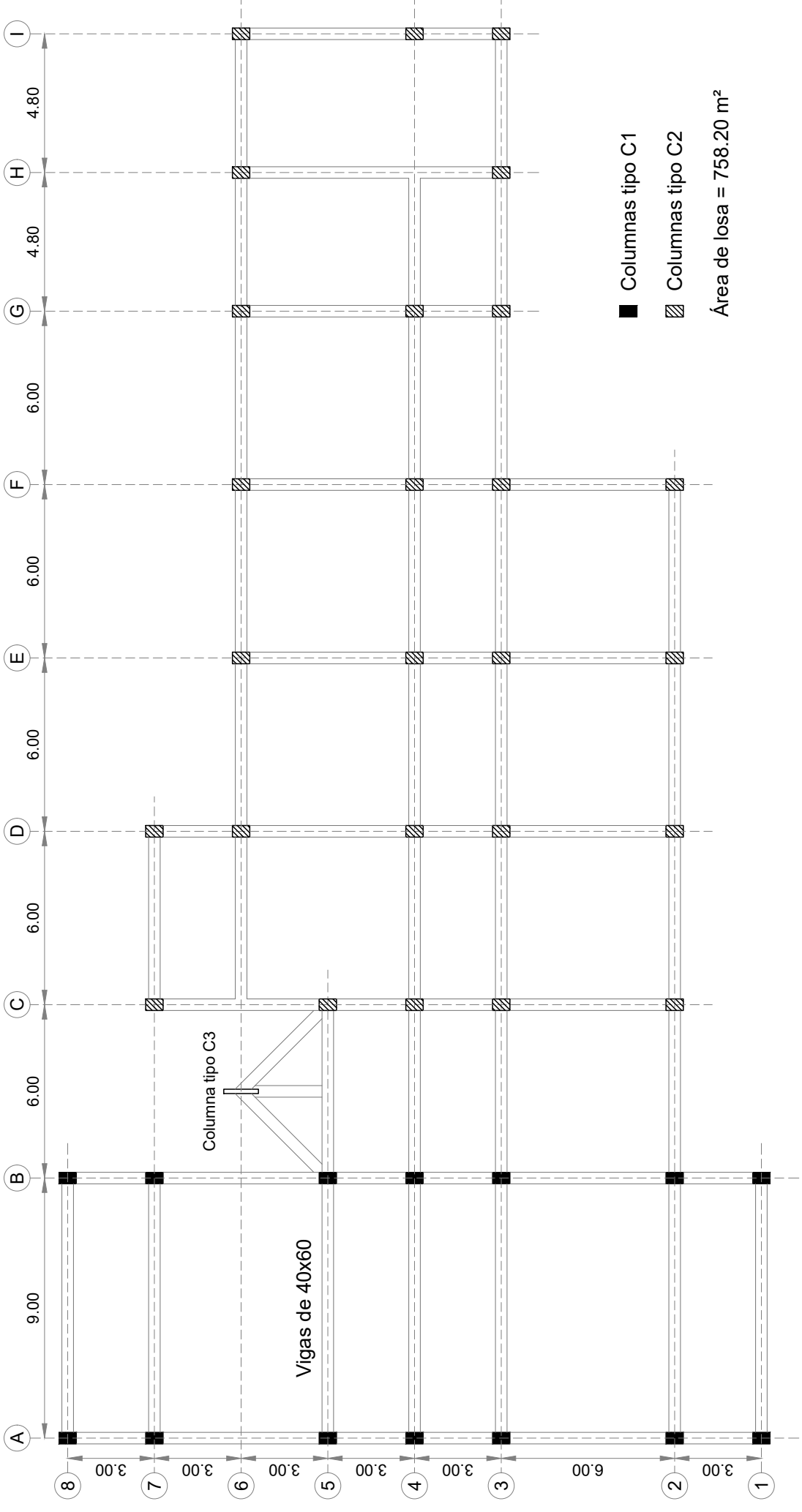
- Barnes, G. (2009). *Origins of the Japanese Islands*. University of Durham, Reino Unido.
- Beer, M., Kouglioumtzoglou, I., Patelli, E., & Au, S. (2015). *Encyclopedia of Earthquake Engineering*. Springer, Berlin, 2nd edition.
- Bianchi, G. & Sorrentino, R. (2007). *Electronic Filter Simulation and Design*. McGraw-Hill Professional, USA.
- Carranza, J. S. & Calderón, E. J. M. (2015). *Reforzamiento de una estructura aporticada con disipadores de fluido viscoso para un mercado en la ciudad de Trujillo*. Universidad Privada Antenor Orrego, Perú.
- Carreño, E., Bravo, B., Suárez, A., & Tordesillas, J. M. (1999). *Registro y Tratamiento de Acelerogramas*. Instituto Geográfico Nacional, España.
- Casana, G. M. (2018). *Desempeño Sísmico de un Edificio de 14 pisos con Disipadores de Energía en la ciudad de Tumbes*. Universidad Privada del Norte, Trujillo, Perú.
- Cassan, F. & Maliza, D. (2006). *Gran Atlas de la Ciencia Volcanes y Terremotos*. Editorial Sol.
- Chacón, J. (Agosto, 2016). *Memoria de Cálculo Proyecto 16-15A*. PUCE, Portoviejo.
- Chacón, R. & Ramírez, J. (2014). *Análisis de una Edificación de 4 pisos con Disipadores de Fluido Viscoso*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras*. Pearson, México, cuarta edición edition.
- Christopoulos, C. & Filiatrault, A. (2006). *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*. IUSS Press, Italia.
- CSI (2012). *CSI Analysis Reference Manual*. CSI Knowledge Base, EUA.
- Cueva, A. & González, D. (2013). *Diseño por Desempeño de Edificaciones en Hormigón Armado con Muros de Corte*. ESPE, Quito, Ecuador.

- FEMA751 (2012). *Recommended Seismic Provisions: Design Examples*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Genatios, C. & Lafuente, M. (Noviembre de 2016). *Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras*. CAF-Banco de Desarrollo de América Latina, Caracas, Venezuela.
- Grünthal, G. (2008). *Escala Macrosísmica Europea*. Comisión Sismológica Europea, Alemania.
- Guevara, D. N. & Torres, P. O. (2012). *Diseño de un Edificio Aporticado con Amortiguadores de Fluido Viscoso en Disposición Diagonal*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Herrera, M. (2018). *Desempeño sísmico en edificaciones con aisladores elastoméricos y amortiguadores de fluido viscoso*. Universidad de Piura, Perú.
- Ibañez, J. M. & Carmoma, E. (1997). *Sismicidad Volcánica*. Universidad de Granada, España.
- Kirikov, B. (Julio de 1992). *History of Earthquake Resistant Construction from Antiquity to Our Times*. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (C), Madrid, España.
- MacLeod, M. J. & Knapp, G. W. (2018). *Ecuador*. Encyclopaedia Britannica.
- Makris, N. & Constantinou, M. C. (2015). *Analytical Model of Viscous Fluid Dampers*. ASCE, Florida, EEUU.
- Mattauer, M. (1973). *Las deformaciones de la Corteza Terrestre*. Editorial Omega, Barcelona, España.
- NEC15 (2014a). *Cargas no Sísmicas*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- NEC15 (2014b). *Estructuras de Hormigón Armado*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- NEC15 (2014c). *Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente Parte 1*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

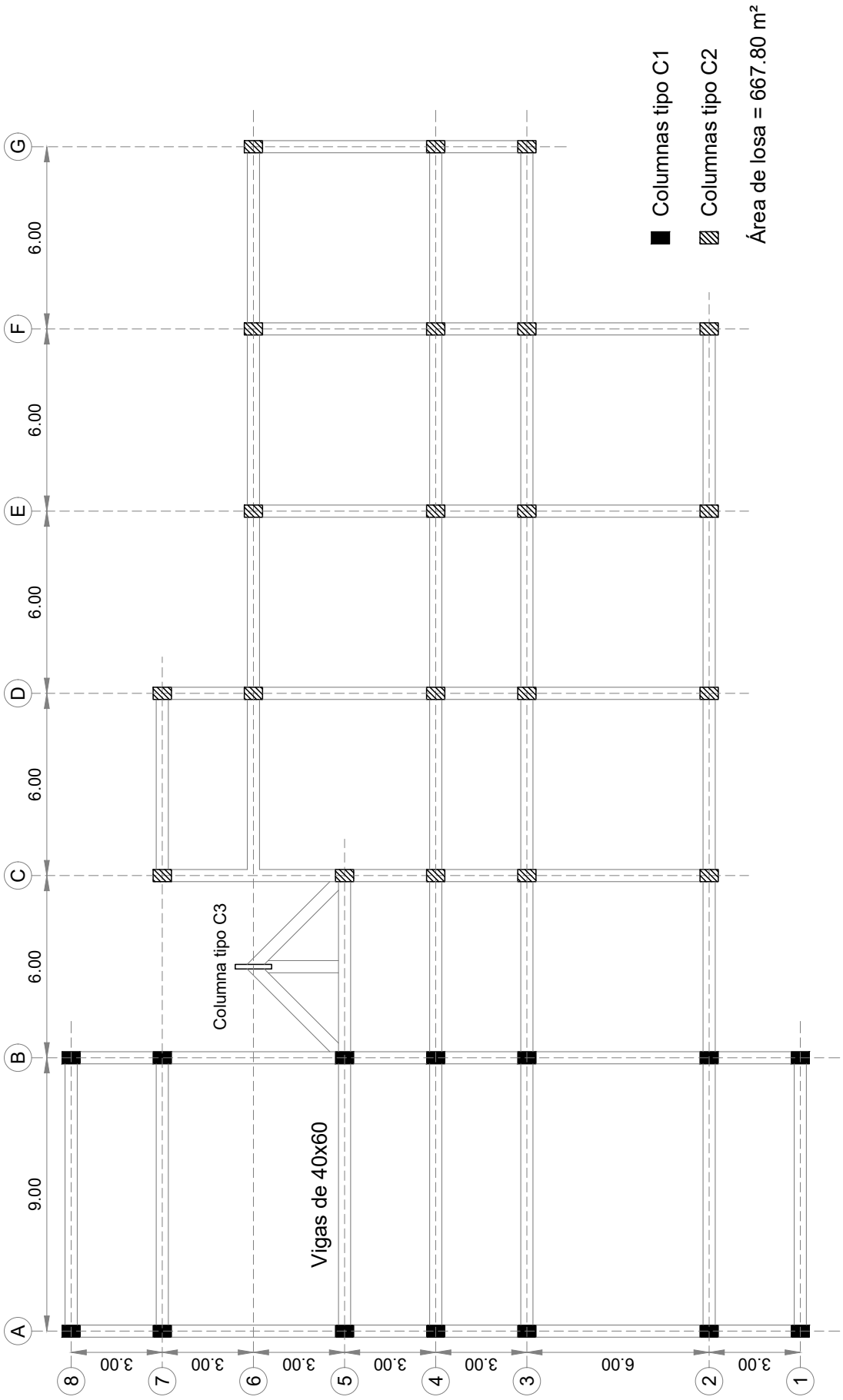
- Pall, A. & Pall, R. (Abril de 2004). *Performance-based design using pall friction dampers-an economical design solution*. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canadá.
- Pardo, J. P. (2007). *Control de la Respuesta Dinámica de Estructuras Mediante el Uso de Disipadores de Energía de Fluido Viscoso*. Universidad Austral de Chile, Chile.
- Singaucho, J. C., Laurendeau, A., & Ruiz, M. (4 de mayo de 2016). *Informe Sísmico Especial Espectral Número 18*. Instituto Geofísico, Escuela Politécnica Nacional.
- Stiros, S. (Diciembre de 1995). *Archaeological Evidence of Antiseismic Constructions in Antiquity*. Instituto de Geología y Exploración Minera (IGME), Atenas, Grecia.
- Vaidya, P. (2018). *ETABS-Time History Analysis-Detailed Steps and Information*. Academia, India.
- Vicente, G. (2009). *Guía Ilustrada de los Cabalgamientos Andinos en el Sistema Central*. Universidad Complutense, Madrid, España.
- Whittaker, A. & Constantinou, M. (2004). *Earthquake engineering: From engineering seismology to performance-based engineering*. CRC Press, EEUU.

ANEXOS

ANEXO 1
DISTRIBUCIÓN DE COLUMNAS Y VIGAS EN PLANTA



Planta Tipo Nv. +3.40, +6.80



Planta Alta Nv. +10.20

ANEXO 2
CODIFICACIÓN DEL MÉTODO DE NEWMARK EN MATLAB®

```

% Funcion para resolver la ecuacion de movimiento ante carga arbitraria de
% aceleracion en la base por el metodo de Newmark
% Desarrollado durante los cursos de Ingenieria Sismica de la Facultad de
% Ingenieria Civil y Ambiental (FICA- EPN)
%
%-----
%Copyright (c) 2016, JCSA IG-EPN (Quito-Ecuador) <juansa2025@gmail.com>
%
%THE SOFTWARE IS PROVIDED "AS IS" AND THE AUTHOR DISCLAIMS ALL WARRANTIES
%WITH REGARD TO THIS SOFTWARE INCLUDING ALL IMPLIED WARRANTIES OF
%MERCHANTABILITY AND FITNESS. IN NO EVENT SHALL THE AUTHOR BE LIABLE FOR
%ANY SPECIAL, DIRECT, INDIRECT, OR CONSEQUENTIAL DAMAGES OR ANY DAMAGES
%WHATSOEVER RESULTING FROM LOSS OF USE, DATA OR PROFITS, WHETHER IN AN
%ACTION OF CONTRACT, NEGLIGENCE OR OTHER TORTIOUS ACTION, ARISING OUT OF
%OR IN CONNECTION WITH THE USE OR PERFORMANCE OF THIS SOFTWARE.
%
%Permission to use, copy, modify, and/or distribute this software for any
%purpose with or without fee is hereby granted, provided that the above
%copyright notice and this permission notice appear in all copies.
%-----

%
function[PSa]=espectros_de_respuesta(acceleracion,dt,xi)
% Datos de entrada
% aceleracion = Vector columna de aceleracion corregida (cm/s^2)
% dt=          Intervalo de tiempo entre muestras (e.g. 0.01,0.02)
% xi=          Amortiguamiento (e.g. 0.02,0.05,0.1)
gamma=0.5;
beta=0.166666; % o 0.25

% NECESITA DEFINIR EL VECTOR DE PERIODOS ESTRUCTURALES
% Cambie los valores del vector T si es necesario
%T=0:0.01:3;

```

```

T=0:0.01:4;
ll=length(T);

%Salida

% T= Vector de periodos estructurales
% PSa= Pseudo-spectral acceleration (cm/s^2)
% PSv= Pseudo-velocidad espectral (cm/s)
% Sd= Desplazamiento espectral(cm)
% Sv= Velocidad espectral (cm/s)
% Sa= Aceleracion espectral (cm/s^2)

PGA=max(abs(acceleracion));
%vg=cumtrapz(acceleracion)*dt;
%xg=cumtrapz(vg)*dt;
%vector de desplazamiento del Sistema de 1 GDL
u=zeros(length(acceleracion),1);
%vector de velocidad del SDOF
v=zeros(length(acceleracion),1);
%vector de aceleracion del SDOF
a=zeros(length(acceleracion),1);

%T(1,1)=0;
g=dt*pi()*sqrt(2)*sqrt(gamma-2*beta);
for j=1:ll
%for j=1:round(Tmax/dt)
    %Calculo de propiedades del SDOF
    if T(j)>g
        w(j,1)=2*pi/T(j); %Frecuencia natural
        m=1; % Masa del SDOF
        k=(w(j,1))^2*m; % Rigidez del SDOF
        c=2*m*w(j,1)*xi; %Amortiguamiento

    %Calculo de los coeficientes

```

```

a1=m/(beta*dt^2)+gamma*c/(beta*dt);
a2=m/(beta*dt)+c*(gamma/beta-1);
a3=(1/(2*beta)-1)*m+dt*(gamma/(2*beta)-1)*c;
kp=k+a1;
for i=1:length(u)-1
    u(1,1)=0;
    v(1,1)=0;
    a(1,1)=0;
    pp=-m*aceleracion(i,1)+a1*u(i,1)+a2*v(i,1)+a3*a(i,1);

    %Respuesta de cada SDOF
    u(i+1,1)=pp/kp; %Desplazamiento relativo del SDOF
    v(i+1,1)=gamma*(u(i+1,1)-u(i,1))/(beta*dt)+(1-gamma/beta)*v(i,1)+dt
        *(1-gamma/(2*beta))*a(i,1);
    %Velocidad relativa
    a(i+1,1)=(u(i+1,1)-u(i,1))/(beta*dt^2)-v(i,1)/(beta*dt)-a(i,1)*(1/(2*
        beta)-1);
    %Aceleracion relativa
    at(i+1,1)=(u(i+1,1)-u(i,1))/(beta*dt^2)-v(i,1)/(beta*dt)-a(i,1)*(1/(2*
        beta)-1)+aceleracion(i,1);
    %aceleracion absoluta
    %v(i+1,1)=gamma*(u(i+1,1)-u(i,1))/(beta*dt)+(1-gamma/beta)*v(i,1)+dt
        *(1-gamma/(2*beta))*a(i,1);
end
Sd(j,1)=max(abs(u(:,1)));
Sv(j,1)=max(abs(v(:,1)));
Sa(j,1)=max(abs(at(:,1)));
PSv(j,1)=w(j)*Sd(j,1);
PSa(j,1)=(w(j))^2*Sd(j,1);
%T(j+1,1)=T(j)+dt;
else
    Sd(j,1)=0;
    Sv(j,1)=0;
    Sa(j,1)=PGA;

```

```
    PSv(j,1)=0;  
    PSa(j,1)=PGA;  
end  
end
```

ANEXO 3
CAPTURAS DEL MODELO COMPUTACIONAL EN ETABS®

Definición de material hormigón


Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/cm³

Mass per Unit Volume: kgf-s²/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/cm²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/cm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Definición de material acero de refuerzo


Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/cm³

Mass per Unit Volume: kgf-s²/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/cm²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Definición de sección de columna C1

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C1 40x60

Material: $f_c=280$ kg/cm²

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 40 cm

Width: 60 cm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

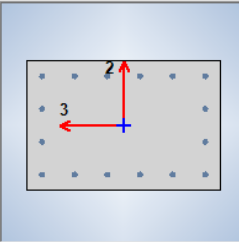
Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK

Cancel

Show Section Properties...



Definición de sección de viga

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V 40x60

Material: $f_c=280$ kg/cm²

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 60 cm

Width: 40 cm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

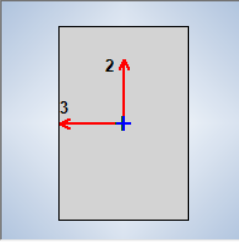
Reinforcement

Modify/Show Rebar...

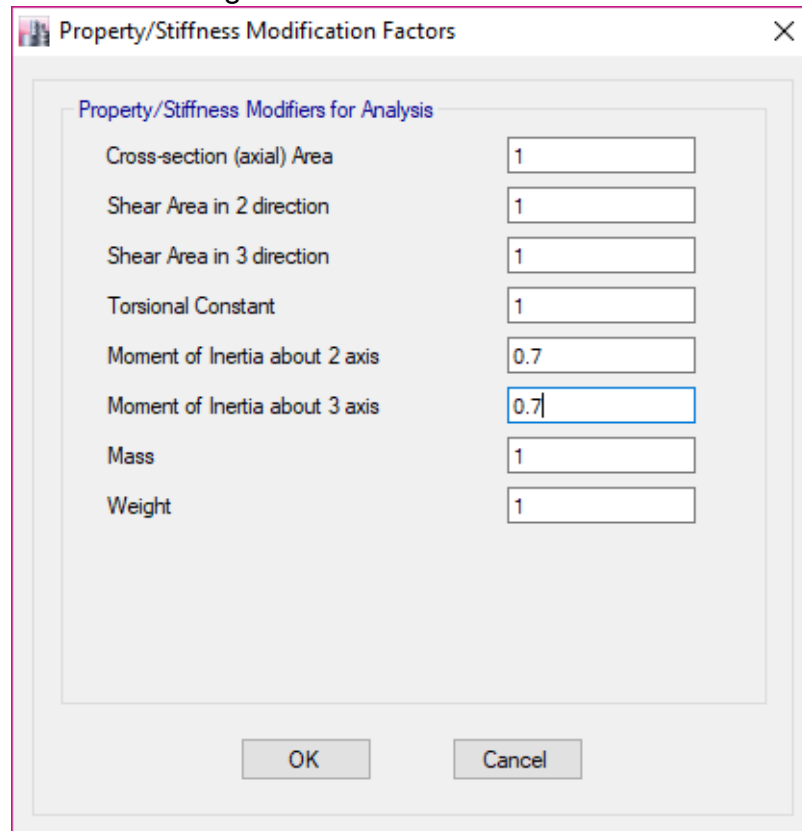
OK

Cancel

Show Section Properties...



Agrietamiento de columna C1



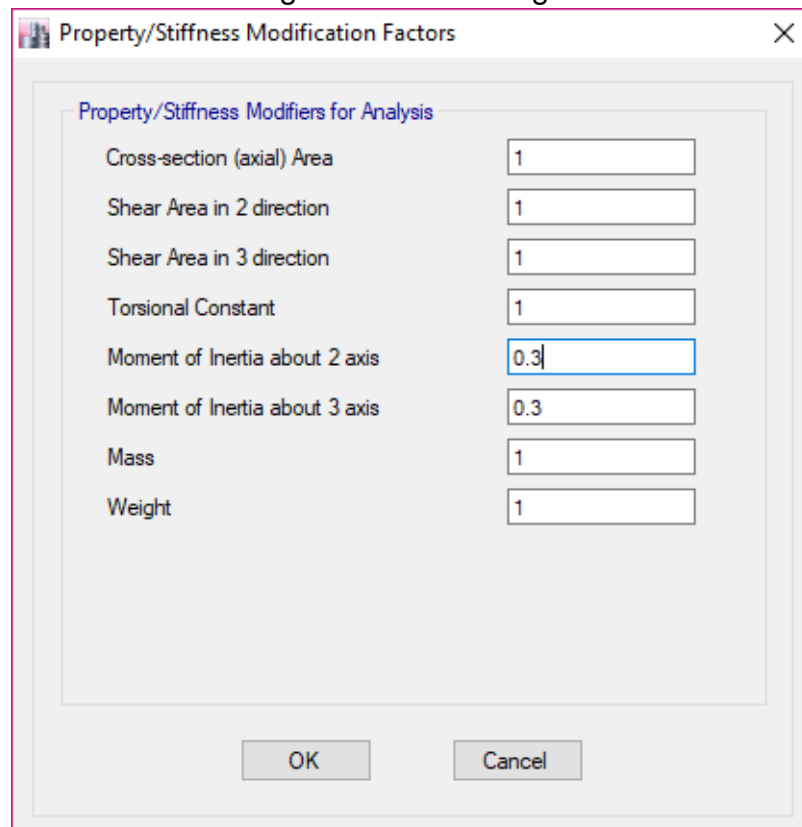
Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

Agrietamiento de viga



Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.3
Moment of Inertia about 3 axis	0.3
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

Acero de refuerzo en columna C1

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)
 M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: $f_y=4200$ kg/cm²
 Confinement Bars (Ties): $f_y=4200$ kg/cm²

Reinforcement Configuration

Rectangular
 Circular

Confinement Bars

Ties
 Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked
 Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 3 cm
 Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 6
 Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 4
 Longitudinal Bar Size and Area: 16, 2.01 cm²
 Corner Bar Size and Area: 16, 2.01 cm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 10, 0.79 cm²
 Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 10 cm
 Number of Confinement Bars in 3-dir: 4
 Number of Confinement Bars in 2-dir: 6

OK Cancel

Acero de refuerzo en viga

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)
 M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: $f_y=4200$ kg/cm²
 Confinement Bars (Ties): $f_y=4200$ kg/cm²

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 4.1 cm
 Bottom Bars: 4.1 cm

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 0 cm²
 Top Bars at J-End: 0 cm²
 Bottom Bars at I-End: 0 cm²
 Bottom Bars at J-End: 0 cm²

OK Cancel

Definición de sección de losa

Slab Property Data

General Data

Property Name: Losa equivalente $e = 12.84\text{cm}$

Slab Material: $f_c=280\text{ kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Use Special One-Way Load Distribution

Property Data

Type: Slab

Thickness: 12.84 cm

OK Cancel

Fuente de masa para carga reactiva

Mass Source Data

Mass Source Name: D

Mass Source

Element Self Mass

Additional Mass

Specified Load Patterns

Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Dead	1
Dead	1

Add Modify Delete

Mass Options

Include Lateral Mass

Include Vertical Mass

Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Configuración de efectos P-Delta

Preset P-Delta Options [X]

Automation Method

None

Non-iterative - Based on Mass

Iterative - Based on Loads

Iterative P-Delta Load Case

Load Pattern	Scale Factor

Add

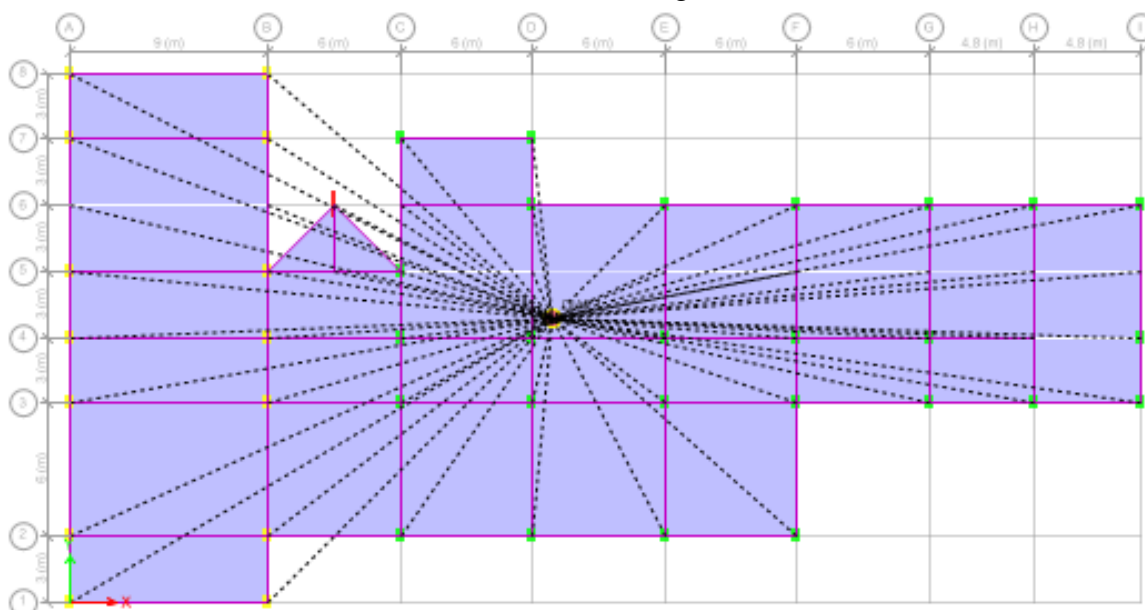
Modify

Delete

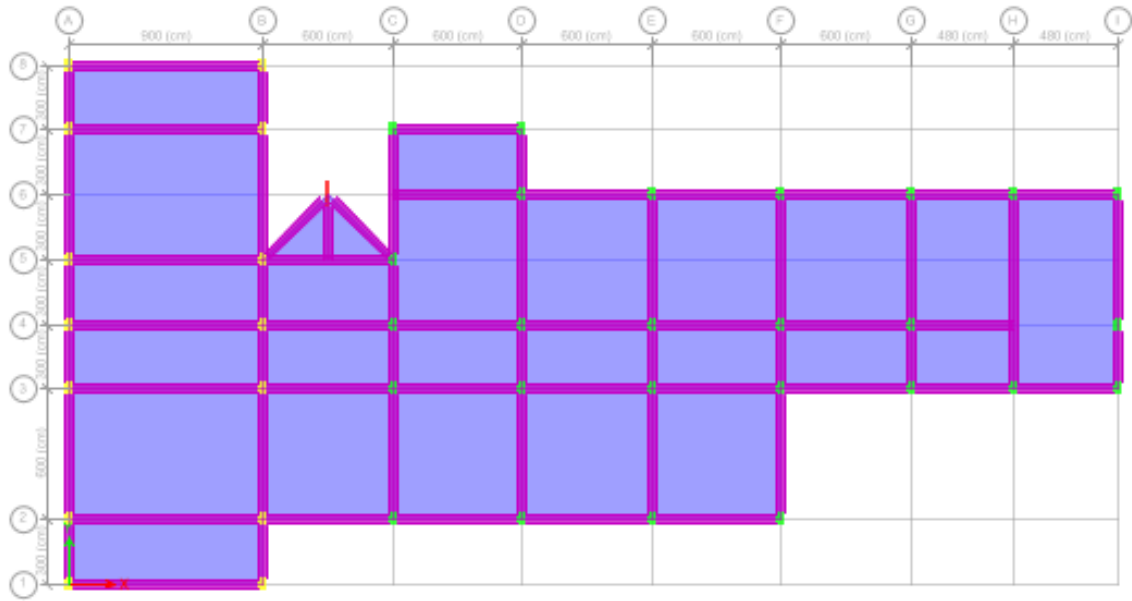
Relative Convergence Tolerance:

OK Cancel

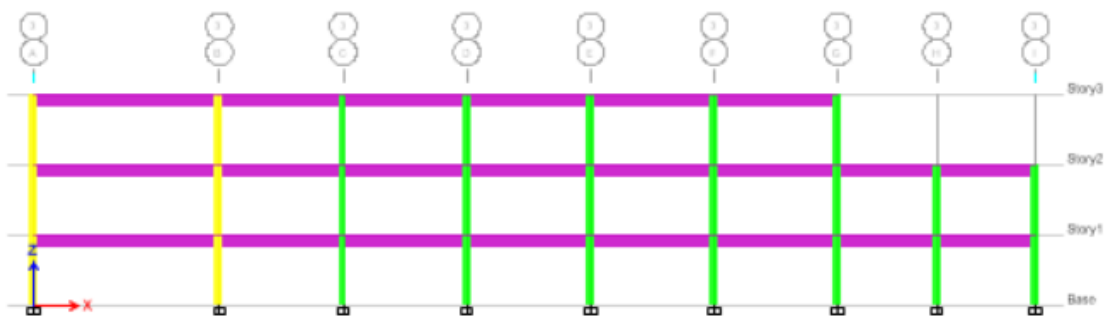
Definición de diafragmas



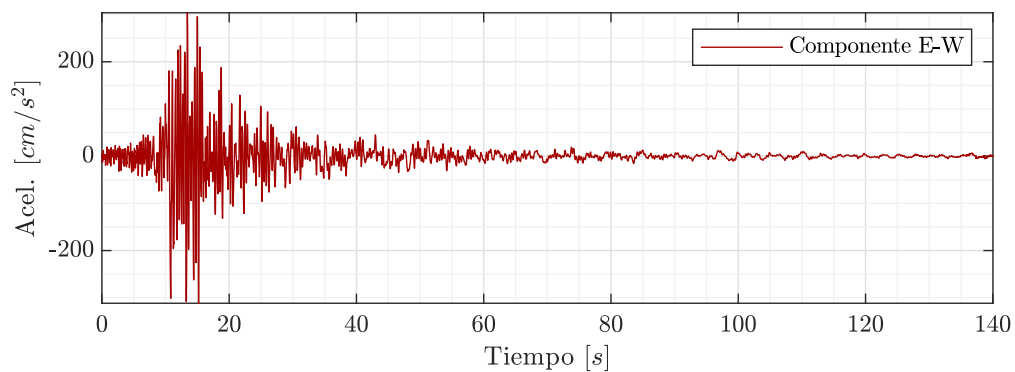
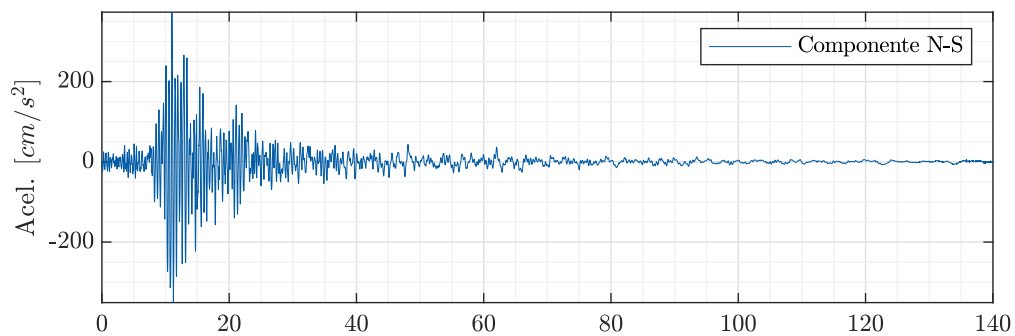
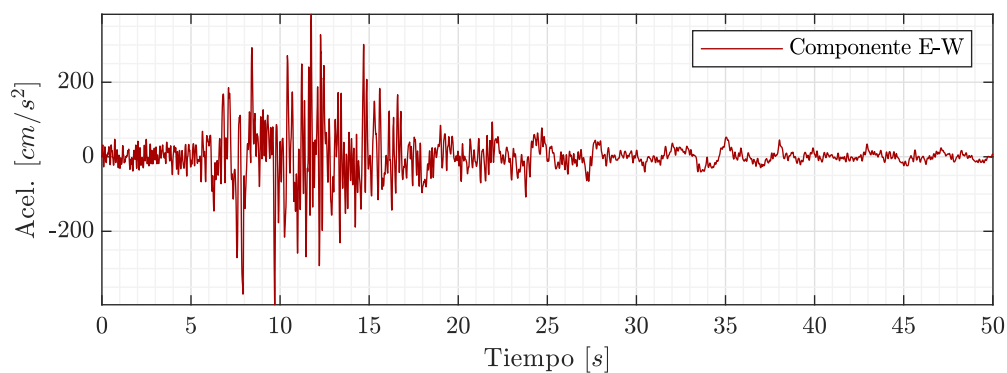
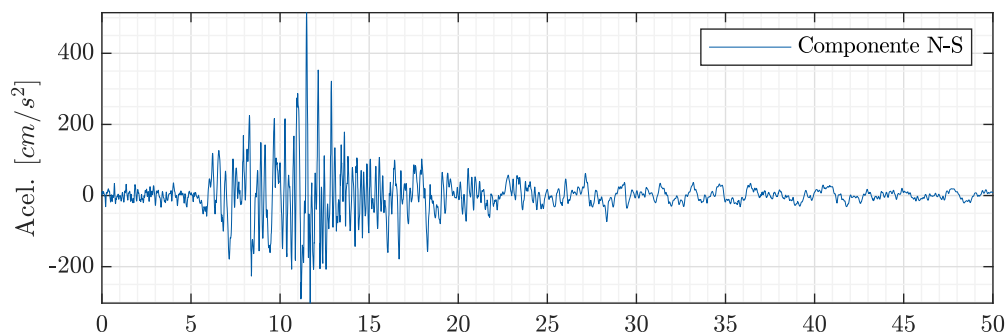
Irregularidad en planta de la estructura

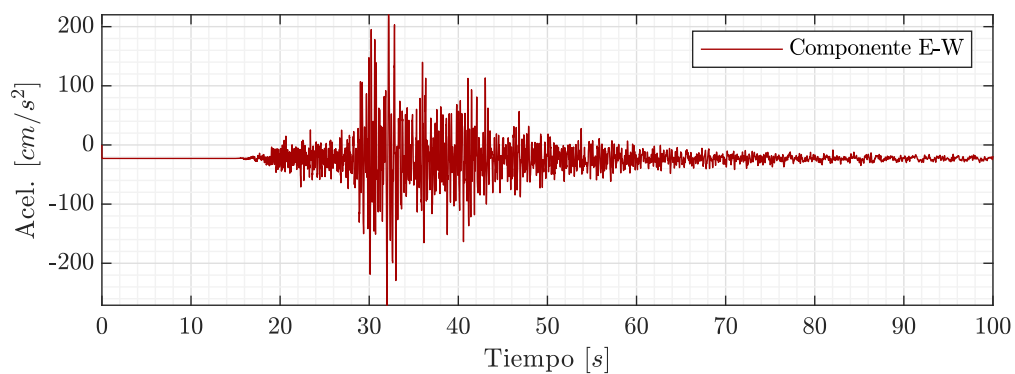
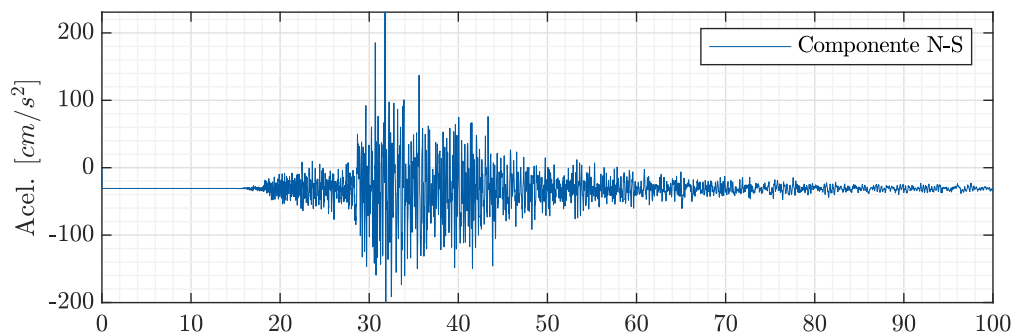
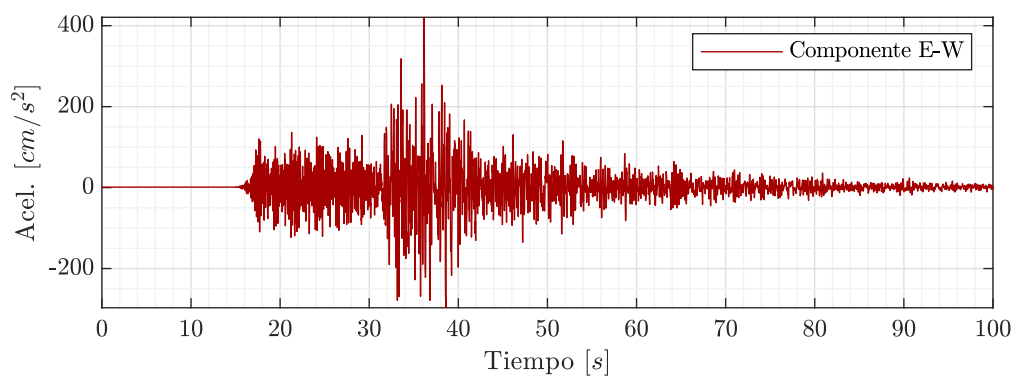
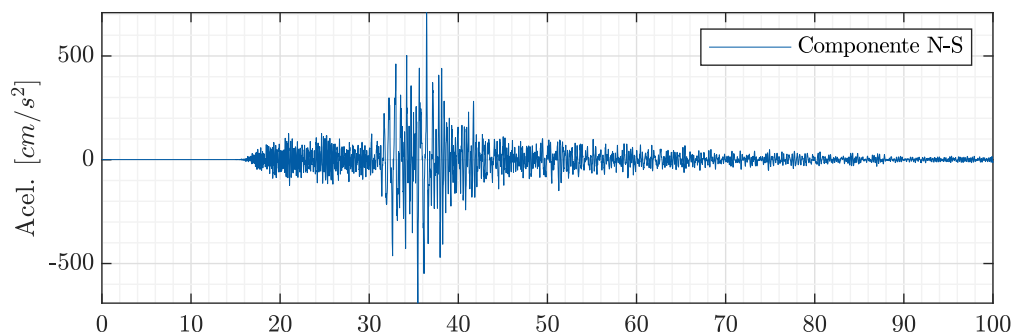


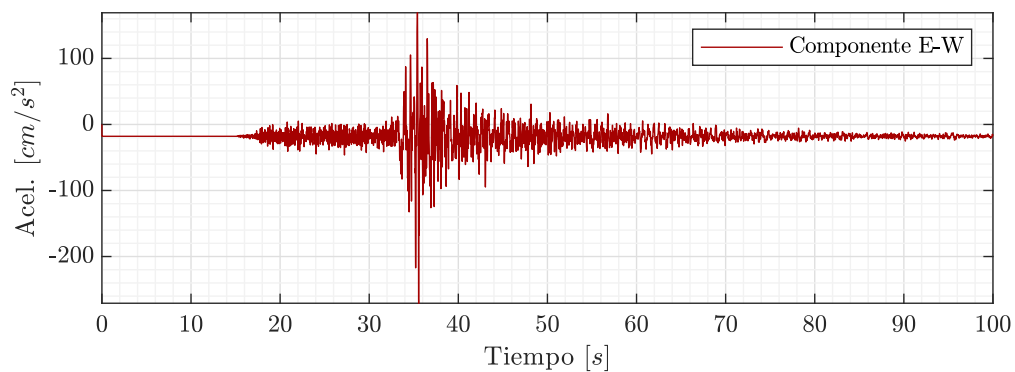
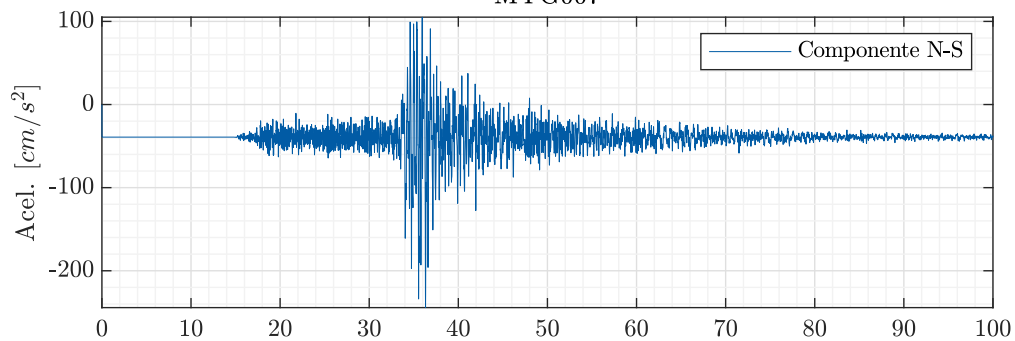
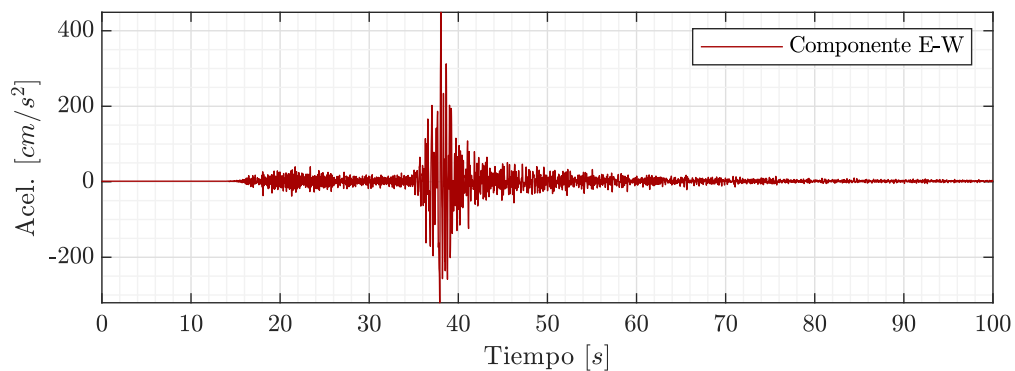
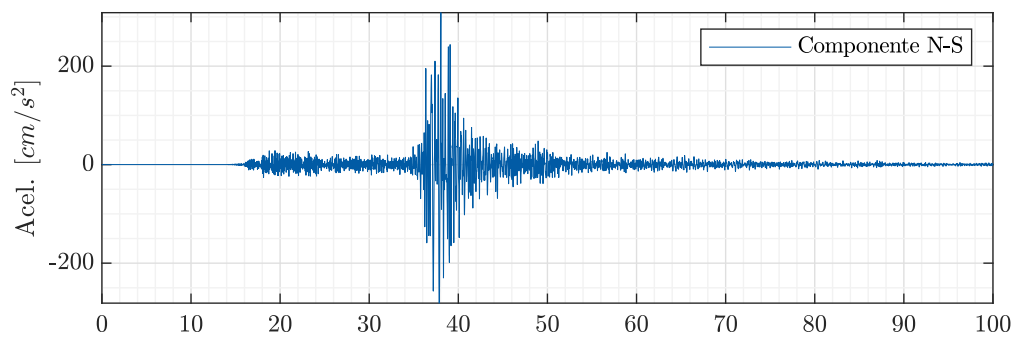
Irregularidad en elevación de la estructura

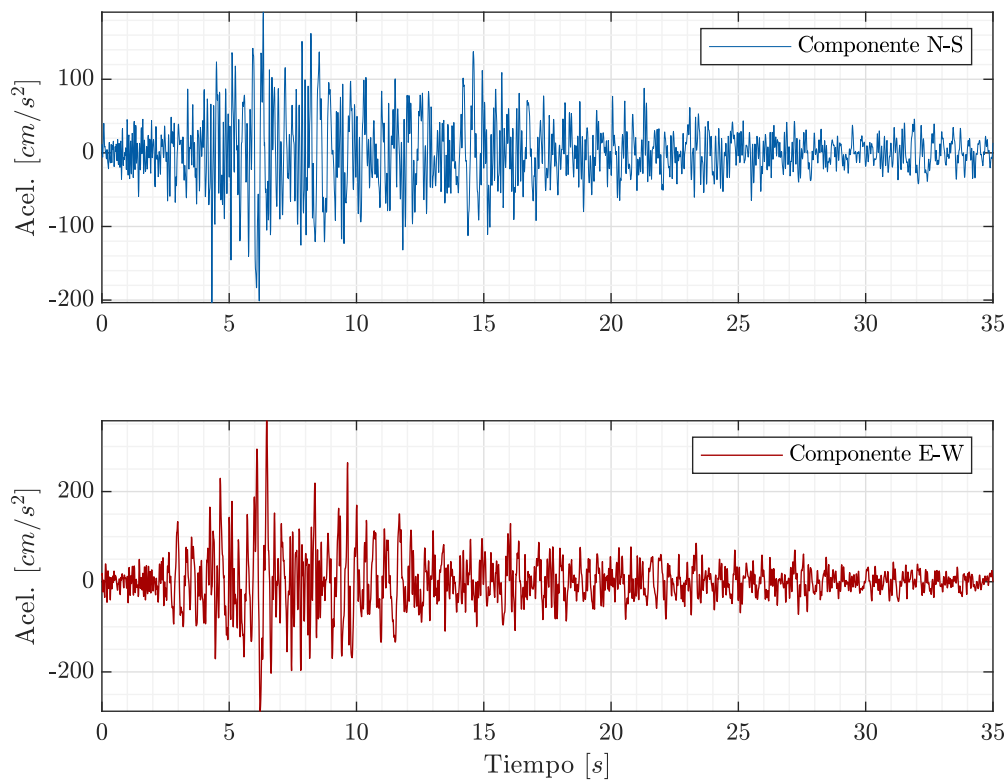
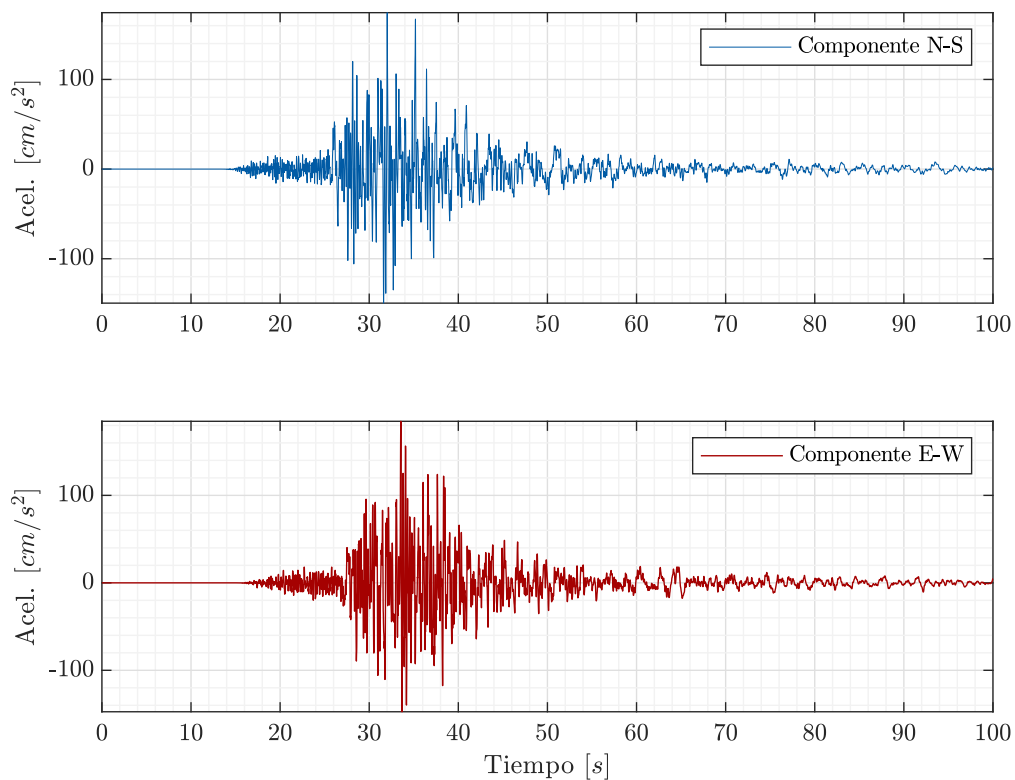


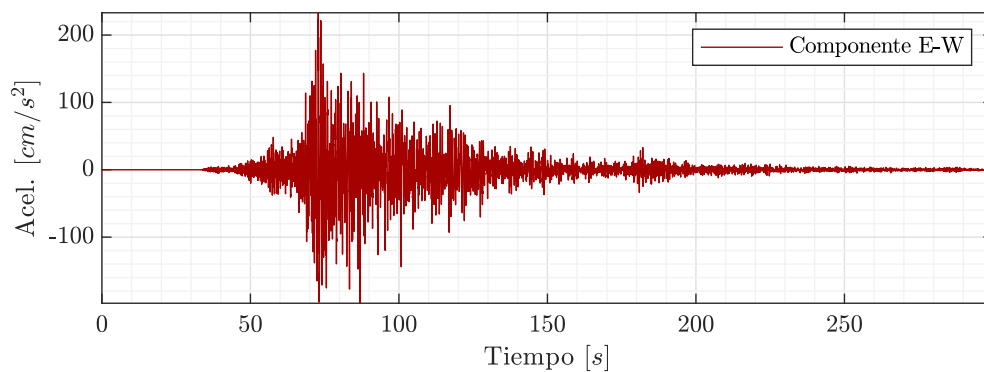
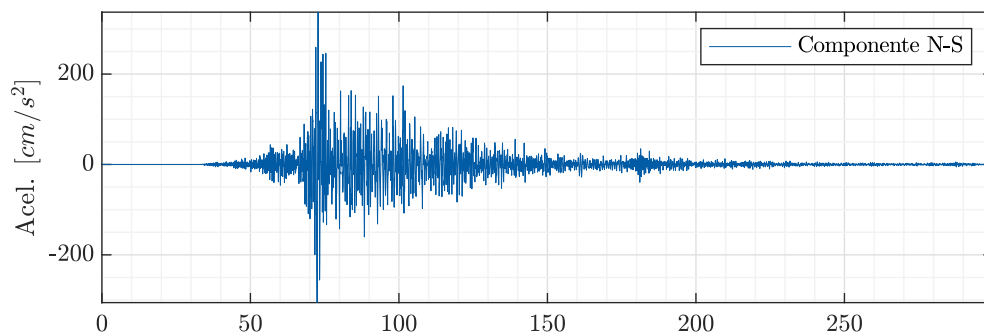
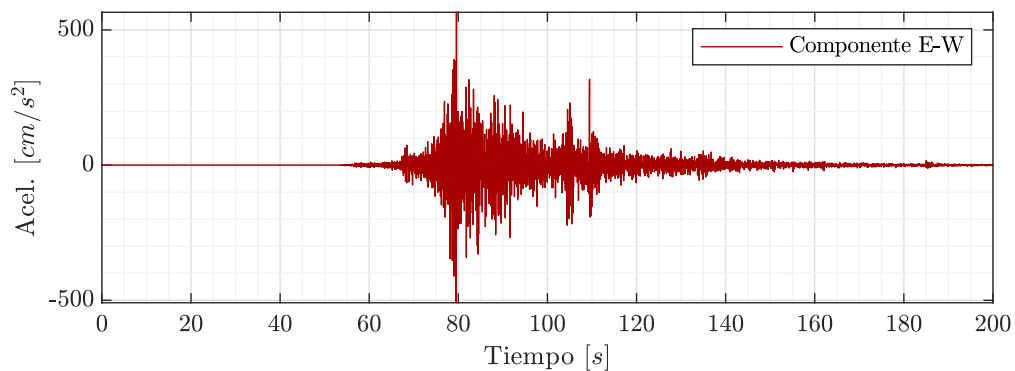
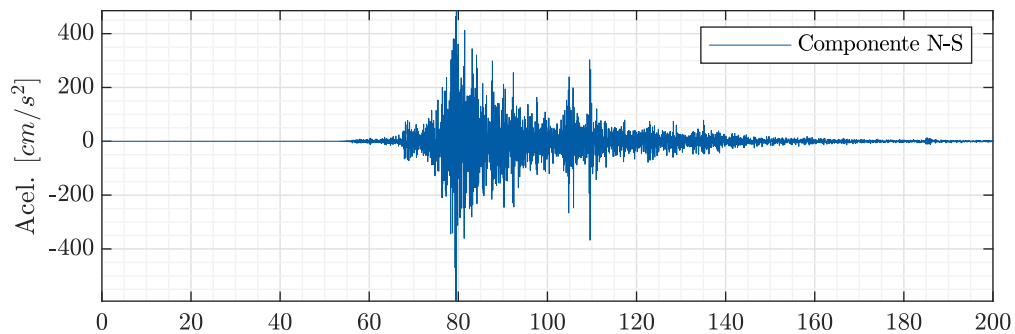
ANEXO 4
ACELEROGRAMAS

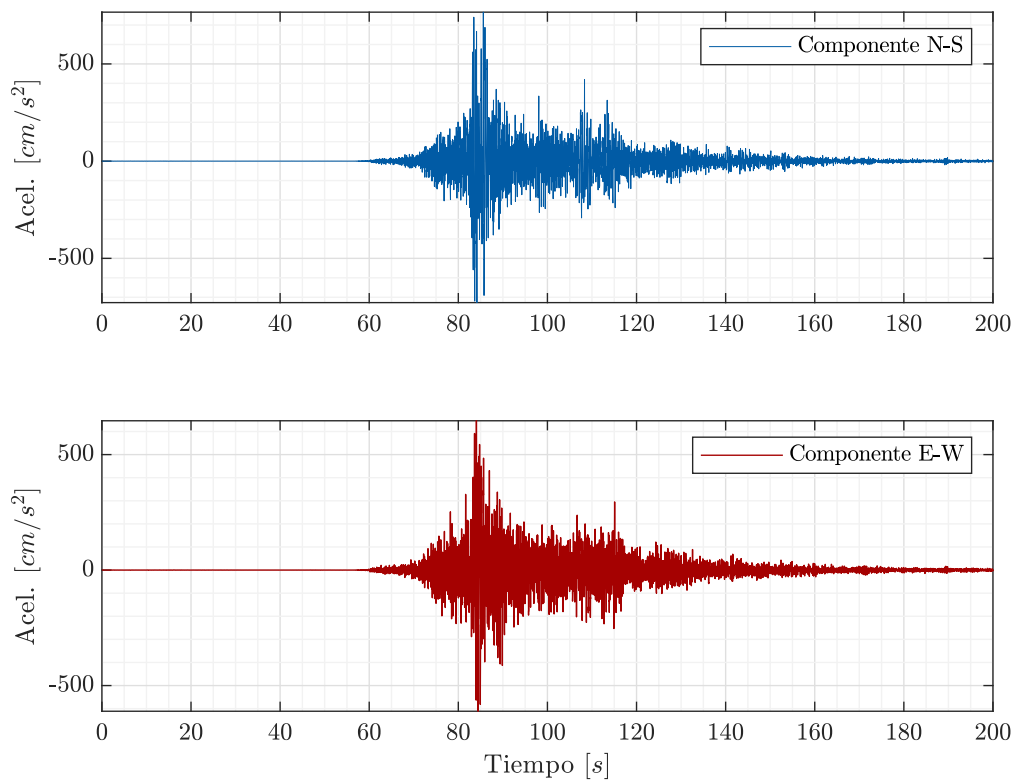
Acelerogramas de estacion
APO1Acelerogramas de estacion
AMNT

Acelerogramas de estacion
MYG013Acelerogramas de estacion
IWT012

Acelerogramas de estacion
MYG007Acelerogramas de estacion
HKD071

Acelerogramas de estacion
TCG009Acelerogramas de estacion
LL07

Acelerogramas de estacion
GO04Acelerogramas de estacion
T03A

Acelerogramas de estacion
T10A

ANEXO 5
CODIFICACIÓN PARA EL AJUSTE A LA LÍNEA BASE Y
FILTRADO DE LOS CELEROGRAMAS EN MATLAB®

```

%% Funcion para Correccion de linea base
% Este codigo realiza un detrend en el acelerograma es decir que le quita
% su linea de tendencia
%% Codigo de la funcion
function [ac,vc,dc,t]=CorreccLineaBase(a0,fs)
%fs=Tasa de muestreo
%a0=Acelerograma sin correccion
% clear
% load('Acel_Tarea2.mat')

%.....Registro original.....
l=length(a0);
dt=1/fs;
t=0:dt:(l-1)*dt;
v0=cumtrapz(a0)*dt;
d0=cumtrapz(v0)*dt;
% figure(1)
% subplot(3,1,1)
% plot(t,a0)
% title('Registro Original - Aceleracion vs tiempo')
%
% subplot(3,1,2)
% plot(t,v0)
% title('Velocidad vs tiempo')
%
% subplot(3,1,3)
% plot(t,d0)
% title('Desplazamiento vs tiempo')

%.....Registro corregido linea de tendencia.....
adetrend=detrend(a0); %Remueve la mejor linea de tendencia
v=cumtrapz(adetrend)*dt;
d=cumtrapz(v)*dt;
figure(2)

```

```

subplot(3,1,1)
plot(t,a0)
hold on
plot(t,adetrend)
title('Aceleracion')
grid on
grid minor
ylabel('$a\tilde{[cm/seg^2]}$')
legend('Original','Ajustado')

```

```

subplot(3,1,2)
plot(t,v0)
hold on
plot(t,v)
title('Velocidad')
grid on
grid minor
ylabel('$v\tilde{[cm/seg]}$')

```

```

subplot(3,1,3)
plot(t,d0)
hold on
plot(t,d)
title('Desplazamiento')
grid on
grid minor
xlabel('Tiempo $\tilde{[seg]}$')
ylabel('$u\tilde{[cm]}$')

```

```

%.....Filtrado de Senal.....
flc=.1;%flc=Low-cut frecuencia
fhc=30;%fhc=High-cut frecuencia
Fn=fs/1.9999;%Frecuencia de Nyquist
[fb,fa]=butter(4,[flc/Fn fhc/Fn]); %Diseno de filtro butterworth de orden 4

```

```
vc=filter(fb,fa,v); %Velocidad filtrada

dc=cumtrapz(vc)*dt;
ac=diff(vc)/dt;
ac(end+1)=0;
% figure(3)
% subplot(3,1,1);plot(t,ac);plot(t,adetrend);hold all;title('Registro
    corregido linea de tendencia y filtrado-Aceleracion vs tiempo');
% subplot(3,1,2);plot(t,vc);hold all;plot(t,v);title('Velocidad vs tiempo');
% subplot(3,1,3);plot(t,dc);hold all;plot(t,d);title('Desplazamiento vs
    tiempo');

% figure(4)
% subplot(3,1,1);plot(t,ac);title('Registro corregido filtrado-Aceleracion vs
    tiempo');
% subplot(3,1,2);plot(t,vc);title('Velocidad vs tiempo');
% subplot(3,1,3);plot(t,dc);title('Desplazamiento vs tiempo');
```


ANEXO 6
CODIFICACIÓN PARA RECORTAR LOS ACELEROGRAMAS
MEDIANTE LA *INTENSIDAD DE ARIAS* EN MATLAB®

```

function[ia,acumulada]=intensidad_arias(signal,muestreo)
    %ia=intensidad arias
    l=length(signal); % Longitud de la senal
    dt=1/muestreo; % Intervalo de tiempo
    t=0:dt:(l-1)/muestreo; % Vector de tiempo

    %Aceleracion al cuadrado/
    ac2=signal.^2;
    integrar=0; % Variable para intensidad de arias
    acumulada=0; % Variable para Ia acumulada

    for i=2:l
        integrar=integrar+(ac2(i-1)+ac2(i))/2*dt; % Integrar
        acumulada(i-1)=pi/(2*981)*integrar; % Ia acumulada
    end

    ia=pi/(2*981)*integrar; % Intensidad de arias
    acumulada=acumulada./ia*100; % Porcentaje
    %GRaFICAS

    figure(6)
    subplot(2,1,1)
    plot(t,signal)
    grid on
    grid minor
    ylabel('Aceleracion_□$a~[cm/s^2]$\')

    subplot(2,1,2)
    plot(t(1:l-1),acumulada,'LineWidth',1.5);
    grid on
    grid minor
    xlabel('Tiempo_□$t~[seg]$\')
    ylabel('Porcentaje_□acumulado')

```

ANEXO 7
CODIFICACIÓN PARA EL ESCALAMIENTO SÍSMICO EN MATLAB®

```

%% Limpiar pantalla
clc
clear

%% Definir interprete y colores
set(groot, 'defaultAxesTickLabelInterpreter','latex');
set(groot, 'defaultLegendInterpreter','latex');
set(groot, 'defaulttextinterpreter','latex');

coolBlue=[1 91 165]/255;
coolRed=[165 1 1]/255;

lineWidth = 1.5;

%% Leer archivos de un excel
load('Sismos')

%% Espectro de diseno NEC15
NEC = xlsread('ESPECTRO.xlsx','Hoja1','C39:C239');
T=0:0.01:2;

%% Espectros de Respuesta
EspectroRespuesta = {0,0};

% Sismos de 100Hz
for i=1:8
    EspectroRespuesta{1,i} = espectros_de_respuesta(Sismos{2,i},0.01,0.05); %
        Componente norte
    EspectroRespuesta{2,i} = espectros_de_respuesta(Sismos{3,i},0.01,0.05); %
        Componente este
end

% Sismos de 200Hz
for i=9:10
    EspectroRespuesta{1,i} = espectros_de_respuesta(Sismos{2,i},0.005,0.05); %
        Componente norte
    EspectroRespuesta{2,i} = espectros_de_respuesta(Sismos{3,i},0.005,0.05); %
        Componente este
end

```

```

%% Graficos Espectros sin SS
% Espectros componente N
figure('Name','Espectros_componente_N-S')
plot(T,NEC,'LineWidth',lineWidth)
hold on
for i=1:10
    plot(T,EspectroRespuesta{1,i})
end
grid on
grid minor
legend('NEC15','APO1','AMNT','MYG013','IWT012','MYG007','HKD071','LLO7','G004
    ','T03A','T10A')
xlabel('Periodo_[s]')
ylabel('PSa_[cm/s^2]')
ax = gca;
ax.GridColor = [0.15 0.15 0.15];
ax.MinorGridColor = [0.8 0.8 0.8];
ax.MinorGridLineStyle = '-';
% Espectros componente W
figure('Name','Espectros_componente_E-W')
plot(T,NEC,'LineWidth',lineWidth)
hold on
for i=1:10
    plot(T,EspectroRespuesta{2,i})
end
grid on
grid minor
legend('NEC15','APO1','AMNT','MYG013','IWT012','MYG007','HKD071','LLO7','G004
    ','T03A','T10A')
xlabel('Periodo_[s]')
ylabel('PSa_[cm/s^2]')
ax = gca;
ax.GridColor = [0.15 0.15 0.15];

```

```

    ax.MinorGridColor = [0.8 0.8 0.8];
    ax.MinorGridLineStyle = '-';
    %% Escalamiento Sismico
    % Espectro SRSS
    figure('Name','Espectros_SRSS')
    plot(T,NEC,'LineWidth',lineWidth)
    hold on
    SRSS = {0};
    for i=1:10
        SRSS{i} = ((EspectroRespuesta{1,i}).^2+(EspectroRespuesta{2,i}).^2).^0.5;
        plot(T,SRSS{i})
    end
    grid on
    grid minor
    legend('NEC15','APO1','AMNT','MYG013','IWT012','MYG007','HKD071','LL07','G004',
        ',','T03A','T10A')
    xlabel('Periodo [s]')
    ylabel('PSa [cm/s^2]')
    ax = gca;
    ax.GridColor = [0.15 0.15 0.15];
    ax.MinorGridColor = [0.8 0.8 0.8];
    ax.MinorGridLineStyle = '-';
    %% Periodos ETABS
    %Periodo en x
    Tx=0.675; %sec
    %Periodo en y
    Ty=0.491; %sec
    % Promedio
    Tavg=(Tx+Ty)/2;
    %% Rango de periodos
    % 0.2T a 1.5T
    Tinf=0.2*Tavg;
    Tsup=1.5*Tavg;

```

```

% Truncar periodos
Tavg=fix(Tavg*100)/100;
display(Tavg)
Tinf=fix(Tinf*100)/100;
display(Tinf)
Tsup=fix(Tsup*100)/100;
display(Tsup)

% Valor de NEC en Tavg
index=find(T==Tavg);
index_inf=find(T==Tinf);
index_sup=find(T==Tsup);
NECavg=NEC(index);
disp('El valor de la aceleracion NEC en Tavg es')
display(NECavg)

%% Factor S1
S1=zeros(10,1);
for i=1:10
    S1(i)=NECavg/SRSS{i}(index);
end
disp('S1=')
disp(S1)

%% SRSS*S1
figure('Name','Espectros_SRSS$\cdot$S1')
plot(T,NEC,'LineWidth',lineWidth)
hold on
for i=1:10
    plot(T,SRSS{i}*S1(i))
end
grid on
grid minor
legend('NEC15','AP01','AMNT','MYG013','IWT012','MYG007','HKD071','LLO7','G004',
    ',','T03A','T10A')
xlabel('Periodo_[s]')

```

```

ylabel('PSa $\square$ [cm/s $\wedge$ 2]')

    ax = gca;
    ax.GridColor = [0.15 0.15 0.15];
    ax.MinorGridColor = [0.8 0.8 0.8];
    ax.MinorGridLineStyle = '-';
%% SRSS*S1 Promedio
figure('Name','Espectros $\square$ SRSS $\square$ \cdot $\square$ S1 $\square$ Promedio')
plot(T,NEC,'LineWidth',lineWidth)
hold on
SRSS_S1={0};
SRSSavg=zeros(201,1);
for i=1:10
    SRSS_S1{i}=S1(i)*SRSS{i};
    SRSSavg = SRSSavg + SRSS_S1{i};
end
SRSSavg = SRSSavg/10;
plot(T,SRSSavg)
grid on
grid minor
legend('NEC15',' $\square$ SRSS $\square$ \cdot $\square$ S1 $\square$ {avg}')
xlabel('Periodo $\square$ [s]')
ylabel('PSa $\square$ [cm/s $\wedge$ 2]')

    ax = gca;
    ax.GridColor = [0.15 0.15 0.15];
    ax.MinorGridColor = [0.8 0.8 0.8];
    ax.MinorGridLineStyle = '-';
%% Relacion espectral
ratio=NEC./SRSSavg;
figure('Name','Relacion $\square$ Espectral $\square$ entre $\square$ 0.2T $\square$ y $\square$ 1.5T')
plot(Tinf:1/100:Tsup,ratio(index_inf:index_sup),'LineWidth',1)
xlim([-inf inf])
ylim([0.4 1.8])
grid on
grid minor

```



```

xlabel('Periodo_[$[s]$')
ylabel('Relaciones_Espectrales_[$[cm/s^2]$')

ax = gca;
ax.GridColor = [0.15 0.15 0.15];
ax.MinorGridColor = [0.8 0.8 0.8];
ax.MinorGridLineStyle = '-';

%% Factor S2
S2=max(ratio(index_inf:index_sup));
display(S2)

%% Factor SS
SS=S1*S2;
display(SS)

%% SRSS_S1 promedio * SS
figure('Name','Espectro_SRSS_promedio_Escalado_con_SS')
plot(T,NEC,'LineWidth',lineWidth)
hold on
SRSS_SS={0};
SRSSavg_SS=zeros(201,1);
for i=1:10
    SRSS_SS{i}=SS(i)*SRSS{i};
    SRSSavg_SS = SRSSavg_SS + SRSS_SS{i};
end
SRSSavg_SS = SRSSavg_SS/10;
plot(T,SRSSavg_SS)
grid on
grid minor
legend('NEC15','$SRSS\cdot SS_{avg}$')
xlabel('Periodo_[$[s]$')
ylabel('PSa_[$[cm/s^2]$')

ax = gca;
ax.GridColor = [0.15 0.15 0.15];
ax.MinorGridColor = [0.8 0.8 0.8];
ax.MinorGridLineStyle = '-';

%% Grafico Sismos

```

```

estacion = ["AP01" "AMNT" "MYG013" "IWT012" "MYG007" "HKD071" "LL07" "G004" "
    T03A" "T10A" "ARTF"];
% Rangos en x para dibujar, para "recortar" los sismos
xlim_pool = {[-inf inf],[-inf inf],[0 100],[0 100],[0 100],[0 100],[0 100],[-
    inf inf],[0 200],[0 200],[-inf inf]};
for i=1:11
    figure('NumberTitle', 'on', 'Name', estacion(i))
    subplot(2,1,1)
    plot(Sismos{1,i},Sismos{2,i},'LineWidth',0.1,'Color',coolBlue)
    xlim(xlim_pool{i})
    ylim([-inf inf])
    grid on
    grid minor
    legend('Componente_N-S')
    title(['Acelerogramas_de_estacion' estacion(i)])
    ylabel('Acel. [cm/s^2]')
    ax = gca;
    ax.GridColor = [0.15 0.15 0.15];
    ax.MinorGridColor = [0.8 0.8 0.8];
    ax.MinorGridLineStyle = '-';

    subplot(2,1,2)
    plot(Sismos{1,i},Sismos{3,i},'Color',coolRed)
    xlim(xlim_pool{i})
    ylim([-inf inf*2])
    grid on
    grid minor
    legend('Componente_E-W')
    xlabel('Tiempo [s]')
    ylabel('Acel. [cm/s^2]')
    ax = gca;
    ax.GridColor = [0.15 0.15 0.15];
    ax.MinorGridColor = [0.8 0.8 0.8];
    ax.MinorGridLineStyle = '-';

```

```
end
%% Escalamiento de registros sismicos
SismosEscalados = Sismos;
for i=1:10
    SismosEscalados{2,i} = Sismos{2,i} * SS(i); % Escalar componente NS
    SismosEscalados{3,i} = Sismos{3,i} * SS(i); % Escalar componente EW
end
```

ANEXO 8
TABLA DE SECCIONES CIRCULARES HUECAS DE ACERO DE
LA AISC

Shape	Design Wall Thickness, <i>t</i> in.	Nominal Wt. lb/ft	Area, <i>A</i> in. ²	<i>D/t</i>	<i>I</i> in. ⁴	<i>S</i> in. ³	<i>r</i> in.	<i>Z</i> in. ³	Torsion		
									<i>J</i> in. ⁴	<i>C</i> in. ³	
HSS20.000×0.500	0.465	104.00	28.5	43.0	1360	136	6.91	177	2720	272	
	×0.375 ^f	0.349	78.67	21.5	57.3	1040	104	6.95	135	2080	208
HSS18.000×0.500	0.465	93.54	25.6	38.7	985	109	6.20	143	1970	219	
	×0.375 ^f	0.349	70.66	19.4	51.6	754	83.8	6.24	109	1510	168
HSS16.000×0.625	0.581	103.00	28.1	27.5	838	105	5.46	138	1680	209	
	×0.500	0.465	82.85	22.7	34.4	685	85.7	5.49	112	1370	171
	×0.438	0.407	72.87	19.9	39.3	606	75.8	5.51	99.0	1210	152
	×0.375	0.349	62.64	17.2	45.8	526	65.7	5.53	85.5	1050	131
	×0.312 ^f	0.291	52.32	14.4	55.0	443	55.4	5.55	71.8	886	111
	×0.250 ^f	0.233	42.09	11.5	68.7	359	44.8	5.58	57.9	717	89.7
HSS14.000×0.625	0.581	89.36	24.5	24.1	552	78.9	4.75	105	1100	158	
	×0.500	0.465	72.16	19.8	30.1	453	64.8	4.79	85.2	907	130
	×0.375	0.349	54.62	15.0	40.1	349	49.8	4.83	65.1	698	100
	×0.312	0.291	45.65	12.5	48.1	295	42.1	4.85	54.7	589	84.2
	×0.250 ^f	0.233	36.75	10.1	60.1	239	34.1	4.87	44.2	478	68.2
HSS12.750×0.500	0.465	65.48	17.9	27.4	339	53.2	4.35	70.2	678	106	
	×0.375	0.349	49.61	13.6	36.5	262	41.0	4.39	53.7	523	82.1
	×0.250 ^f	0.233	33.41	9.16	54.7	180	28.2	4.43	36.5	359	56.3
HSS10.750×0.500	0.465	54.79	15.0	23.1	199	37.0	3.64	49.2	398	74.1	
	×0.375	0.349	41.59	11.4	30.8	154	28.7	3.68	37.8	309	57.4
	×0.250	0.233	28.06	7.70	46.1	106	19.8	3.72	25.8	213	39.6
HSS10.000×0.625	0.581	62.64	17.2	17.2	191	38.3	3.34	51.6	383	76.6	
×0.500	0.465	50.78	13.9	21.5	159	31.7	3.38	42.3	317	63.5	
×0.375	0.349	38.58	10.6	28.7	123	24.7	3.41	32.5	247	49.3	
×0.312	0.291	32.31	8.88	34.4	105	20.9	3.43	27.4	209	41.9	
×0.250	0.233	26.06	7.15	42.9	85.3	17.1	3.45	22.2	171	34.1	
×0.188 ^f	0.174	19.72	5.37	57.5	64.8	13.0	3.47	16.8	130	25.9	

^f Shape exceeds compact limit for flexure with $F_y = 42$ ksi.

Table 1-13 (continued)
Round HSS
Dimensions and Properties



HSS9.625-
HSS6.875

Shape	Design Wall Thickness, t	Nominal Wt.	Area, A	D/t	I	S	r	Z	Torsion	
									J	C
	in.	lb/ft	in. ²		in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³
HSS9.625×0.500	0.465	48.77	13.4	20.7	141	29.2	3.24	39.0	281	58.5
×0.375	0.349	37.08	10.2	27.6	110	22.8	3.28	30.0	219	45.5
×0.312	0.291	31.06	8.53	33.1	93.0	19.3	3.30	25.4	186	38.7
×0.250	0.233	25.06	6.87	41.3	75.9	15.8	3.32	20.6	152	31.5
×0.188 ^f	0.174	18.97	5.17	55.3	57.7	12.0	3.34	15.5	115	24.0
HSS8.625×0.625	0.581	53.45	14.7	14.8	119	27.7	2.85	37.7	239	55.4
×0.500	0.465	43.43	11.9	18.5	100	23.1	2.89	31.0	199	46.2
×0.375	0.349	33.07	9.07	24.7	77.8	18.0	2.93	23.9	156	36.1
×0.322	0.300	28.58	7.85	28.8	68.1	15.8	2.95	20.8	136	31.6
×0.250	0.233	22.38	6.14	37.0	54.1	12.5	2.97	16.4	108	25.1
×0.188 ^f	0.174	16.96	4.62	49.6	41.3	9.57	2.99	12.4	82.5	19.1
HSS7.625×0.375	0.349	29.06	7.98	21.8	52.9	13.9	2.58	18.5	106	27.8
×0.328	0.305	25.59	7.01	25.0	47.1	12.3	2.59	16.4	94.1	24.7
HSS7.50×0.500	0.465	37.42	10.3	16.1	63.9	17.0	2.49	23.0	128	34.1
×0.375	0.349	28.56	7.84	21.5	50.2	13.4	2.53	17.9	100	26.8
×0.312	0.291	23.97	6.59	25.8	42.9	11.4	2.55	15.1	85.8	22.9
×0.250	0.233	19.38	5.32	32.2	35.2	9.37	2.57	12.3	70.3	18.7
×0.188	0.174	14.70	4.00	43.1	26.9	7.17	2.59	9.34	53.8	14.3
HSS7.000×0.500	0.465	34.74	9.55	15.1	51.2	14.6	2.32	19.9	102	29.3
×0.375	0.349	26.56	7.29	20.1	40.4	11.6	2.35	15.5	80.9	23.1
×0.312	0.291	22.31	6.13	24.1	34.6	9.88	2.37	13.1	69.1	19.8
×0.250	0.233	18.04	4.95	30.0	28.4	8.11	2.39	10.7	56.8	16.2
×0.188	0.174	13.69	3.73	40.2	21.7	6.21	2.41	8.11	43.5	12.4
×0.125 ^f	0.116	9.19	2.51	60.3	14.9	4.25	2.43	5.50	29.7	8.49
HSS6.875×0.500	0.465	34.07	9.36	14.8	48.3	14.1	2.27	19.1	96.7	28.1
×0.375	0.349	26.06	7.16	19.7	38.2	11.1	2.31	14.9	76.4	22.2
×0.312	0.291	21.89	6.02	23.6	32.7	9.51	2.33	12.6	65.4	19.0
×0.250	0.233	17.71	4.86	29.5	26.8	7.81	2.35	10.3	53.7	15.6
×0.188	0.174	13.44	3.66	39.5	20.6	5.99	2.37	7.81	41.1	12.0

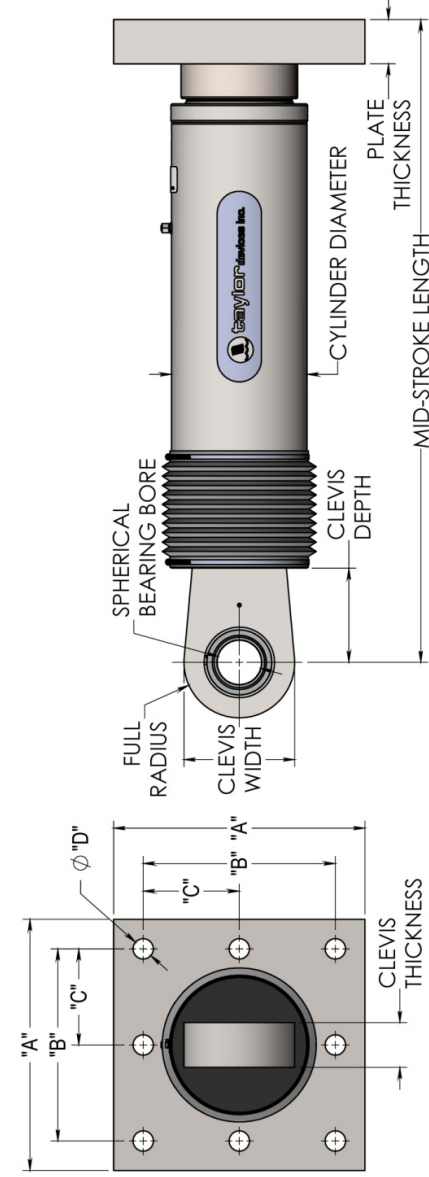
^f Shape exceeds compact limit for flexure with $F_y = 42$ ksi.

ANEXO 9
CATÁLOGO DE DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO DE LA
COMPANÍA TAYLOR DEVICES INC.



taylor devices inc.

FLUID VISCOUS DAMPERS & LOCK-UP DEVICES CLEVIS – BASE PLATE CONFIGURATION, METRIC UNITS



NOTE:

VARIOUS STROKES ARE AVAILABLE, FROM ± 50 TO ± 900 mm. FORCE CAPACITY MAY BE REDUCED FOR STROKE LONGER THAN STROKE LISTED IN THE TABLE. ANY STROKE CHANGE FROM THE STANDARD STROKE VERSION DEPICTED CHANGES THE MIDSTROKE LENGTH BY 5 mm PER ± 1 mm OF STROKE.

EXAMPLE: 1000kN \pm 100mm STROKE, MID-STROKE LG IS 1048mm
1000 kN \pm 150 mm STROKE, 150-100= 50. 50*5=250
1048+250 = 1298 mm MID-STROKE LENGTH

BELLOWS MAY BE REPLACED WITH A STEEL SLEEVE AS DESIRED STROKE LENGTHS INCREASE. CONSULT TAYLOR DEVICES FOR STROKE OVER ± 300 mm AND/OR FOR FORCE CAPACITIES FOR STROKE LONGER THAN LISTED IN TABLE.

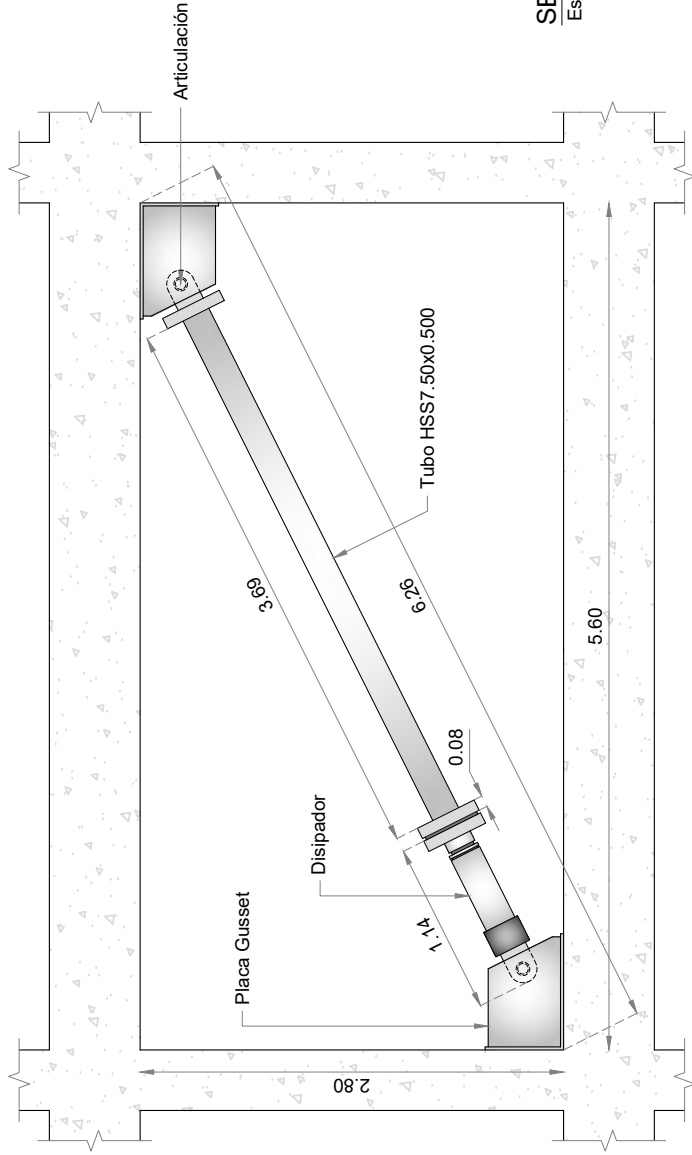
FORCE (kN)	TAYLOR DEVICES MODEL NUMBER	SPHERICAL BEARING BORE DIAMETER (mm)	MID-STROKE LENGTH (mm)	STROKE (mm)	CLEVIS THICKNESS (mm)	MAXIMUM CLEVIS WIDTH (mm)	CLEVIS DEPTH (mm)	BEARING THICKNESS (mm)	MAXIMUM CYLINDER DIAMETER (mm)	WEIGHT (kg)	"A" (mm)	"B" (mm)	"C" (mm)	"D" (mm)	PLATE THICKNESS (mm)
250	17120	38.10	787	± 75	43	100	83	33	114	44	178 \pm 3	127 \pm 25	†	20.6 \pm 25	38 \pm .76
500	17130	50.80	997	± 100	55	127	102	44	150	98	282 \pm 3	203 \pm 25	†	31.8 \pm 25	38 \pm .76
750	17140	57.15	1016	± 100	59	155	129	50	184	168	343 \pm 3	254 \pm 25	127 \pm 25	28.7 \pm 25	61 \pm .76
1000	17150	69.85	1048	± 100	71	185	150	61	210	254	419 \pm 3	318 \pm 25	159 \pm 25	31.8 \pm 25	76 \pm 1.5
1500	17160	76.20	1105	± 100	77	205	162	67	241	306	432 \pm 3	330 \pm 25	165 \pm 25	34.9 \pm 25	76 \pm 1.5
2000	17170	88.90	1346	± 125	91	230	191	78	286	500	457 \pm 3	343 \pm 25	171.5 \pm 25	38.1 \pm 25	102 \pm 1.5
3000	17180	101.60	1441	± 125	117	290	203	89	350	800	508 \pm 3	406 \pm 25	203 \pm 25	41.4 \pm 25	102 \pm 1.5
4000	17190	127.00	1645	± 125	142	325	273	111	425	1088	**	**	**	**	**
6500	17200	152.40	1752	± 125	154	350	305	121	515	1930	**	**	**	**	**
8000	17210	177.80	1867	± 125	178	415	317	135	565	2625	**	**	**	**	**

† DENOTES 4 HOLE PATTERN, MEANING NO CENTER HOLES.

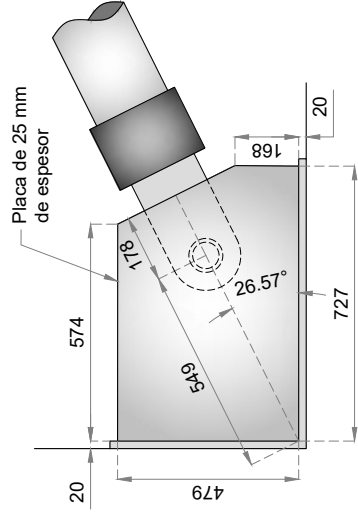
** CONSULT FACTORY FOR DIMENSIONS.

MADE IN USA

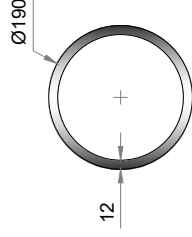
ANEXO 10
PLANOS DETALLADOS DEL DISIPADOR, DIAGONAL Y PLACA
GUSSET



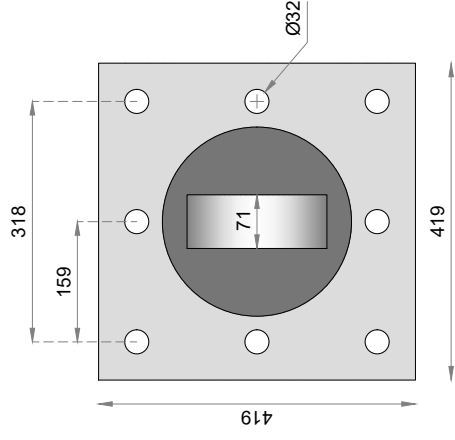
DISIPADOR Y TUBO HSS EN PÓRICO (m)
Esc 1:50



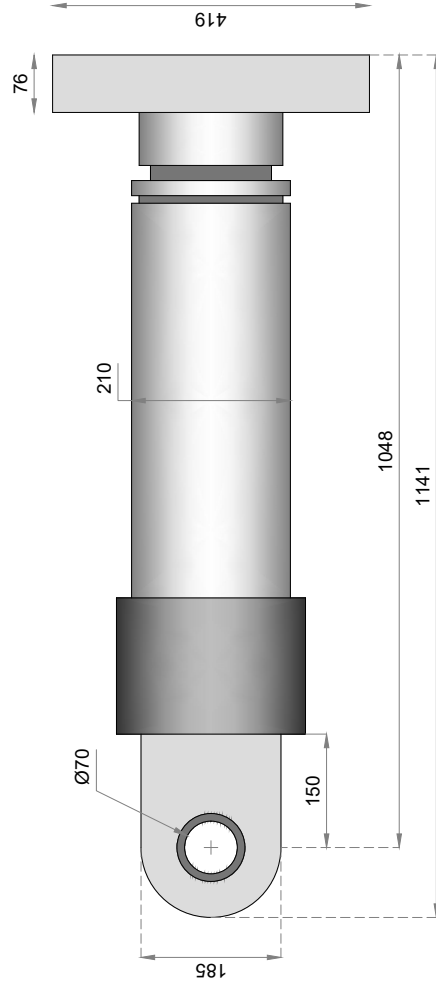
DETALLE DE PLACA GUSSET (mm)
Esc 1:20



SECCIÓN TUBULAR (mm)
Esc 1:10



DETALLE DE DISIPADOR - VISTA LATERAL (mm)
Esc 1:10



DETALLE DE DISIPADOR - VISTA FRONTAL (mm)
Esc 1:10

ANEXO 11
COTIZACIÓN DE EMPRESA CDV

INFORMACIÓN CON FINES ACADÉMICOS

Lima, 30 de mayo del 2019

PARA : Bach. Paúl Sebastián Aguilar Rosero
Sandra Gabriela Arias Cabrera
(ALUMNOS ESCUELA POLITECNICA NACIONAL – ECUADOR)

ATENCIÓN : Ing. M. Sc. EDGAR DAVID MORA MARTÍNEZ (ASESOR)

**18 DISIPADORES SÍSMICOS TAYLOR F=100Toneladas; C= 150 Tn*s/m;
alpha=0.50**

**06 DISIPADORES SÍSMICOS TAYLOR F=230Toneladas; C= 250 Tn*s/m;
alpha=0.50**

**04 DISIPADORES SÍSMICOS TAYLOR F=260Toneladas; C= 300 Tn*s/m;
alpha=0.50**

PRECIO GLOBAL: 450 000.00 DOLARES USA

CONSIDERACIONES:

1. La presente información se entrega para fines de desarrollo del proyecto de TESIS de titulación: "PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO AFECTADO EN EL SISMO DEL 16 DE ABRIL DE 2016 UBICADO EN LA CIUDAD DE PORTOVIEJO UTILIZANDO DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO".
2. CDV está colaborando con el presente trabajo mediante la emisión de costos referenciales de los dispositivos previamente diseñados por el tesista. CDV no asume ninguna responsabilidad por el diseño y las metodologías empleadas en el desarrollo de la misma.
3. El precio de los disipadores es muy sensible con las cantidades que se requieren, el precio variará si se modifican dichas cantidades.
4. Estos precios no son fijos en el tiempo, por lo tanto no podrán ser usados para trabajos académicos posteriores a estas fechas. La actualización de precios se da mensualmente.
5. La información presentada es únicamente para fines educativos, no podrá ser usada como referencia oficial por alguna empresa o entidad, tampoco para el desarrollo de otra investigación. Se prohíbe la difusión cuyo objetivo sea diferente a los fines de la presente tesis.

NOTAS:

6. Precios dados en US\$ dólares USA

7. Disipadores Sísmicos fabricados en su totalidad en EE.UU. por TAYLOR DEVICES INC.
8. Los precios incluyen ensayos a todos los disipadores, requeridos de acuerdo a Norma ASCE 7-16, Capítulo 18.
9. Las cantidades y características de los disipadores usadas para la presente cotización fueron tomadas en base a *INFORMACIÓN ENTREGADA POR EL TESISISTA*.
10. El producto se entrega en puerto de Guayaquil. Costos de nacionalización y traslado hasta la obra son cubierto por el cliente.
11. El presente costo está referido a suministro, no considera costos de instalación ni de materiales complementarios que se requieran.

Atentamente,

**Ing. Diego Taboada S. | Jefe Departamento de Ingeniería – Unidad de Negocios
Protección Antisísmica | C. 99415*2116 T. 346 1002**
Av. Javier Prado Este 3349, San Borja
dtaboada@cdvperu.com