Facultad de Tecnología de Construcción

“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE UN EDIFICIO USANDO DISIPADORES DE ENERGIA TIPO TADAS CONTRA EDIFICIO CONVENCIONAL HACIENDO USO DEL MÉTODO DINAMICO NO LINEAL EN LA CIUDAD DE MANAGUA, AÑO 2022”.

Trabajo Monográfico para optar al título de
Ingeniero Civil

Elaborado por:

Br. Kenneth Josué Flores Velazque
Carnet: 2017-0985U

Br. Brandon Alfonso Medrano Vílchez
Carnet: 2017-0258U

Tutor:

Br. Dulmar Guillermo Téllez Martínez
Carnet: 2017-0807U

MSc. Ing. Marco Antonio Palma Cerrato

21 de agosto de 2023
Managua, Nicaragua

Lunes 21 de agosto de 2023

M.SC. ING. MIGUEL FONSECA CHAVEZ

Decano Facultad de Tecnología de la construcción (FTC)

Universidad Nacional de Ingeniería (UNI)

Su despacho

Estimado M.Sc Ing. Fonseca:

El motivo de la presente es para darle a conocer que he revisado el trabajo monográfico titulado **"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE UN EDIFICIO USANDO DISIPADORES DE ENERGIA TIPO TADAS CONTRA EDIFICIO CONVENCIONAL HACIENDO USO DEL MÉTODO DINAMICO NO LINEAL EN LA CIUDAD DE MANAGUA, AÑO 2022"** realizada por los bachilleres **KENNETH JOSEU FLORES VELAZQUE, BRANDON ALFONSO MEDRANO VILCHEZ** y **DULMAR GUILLERMO TELLEZ MARTINEZ,** para optar al título de Ingeniero Civil.

Este trabajo monográfico fue desarrollado por los sustentantes de forma independiente bajo mi tutoría y cumple con todos los requisitos para que pueda ser presentada y defendida ante el honorable jurado que usted designo.

Sin más a que hacer referencia, me despido.

Atentamente;

Ing. Marco Antonio Palma Cerrato, M.Sc.

Docente Depto. de estructuras

UNI FTC

Cc. Archivo

Decanatura FTC

DEC-FTC-REF-No.091
Managua, 12 Julio del 2022

Bachilleres
KENNETH JOSUÈ FLORES VELÀZQUE
BRANDON ALFONSO MEDRANO VÌLCHEZ
DULMAR GUILLERMO TÈLLEZ MARTÌNEZ
Estimados Bachilleres:

Es de mi agrado informarles que el PROTOCOLO de su Tema **MONOGRAFICO**, titulado: **"ANÀLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE UN EDIFICIO USANDO DISIPADORES DE ENERGIA TIPO TADAS CONTRA EDIFICIO CONVENCIONAL HACIENDO USO DEL METODO DINAMICO NO LINEAL EN LA CIUDAD DE MANAGUA, AÑO 2022"** Ha sido aprobado por esta Decanatura.

Asimismo les comunico estar totalmente de acuerdo, que el **M.Sc. Ing. Marco Antonio palma Cerrato.** Sea el tutor de su trabajo final.

La fecha límite, para que presenten concluido su documento final, debidamente revisado por el tutor guía será el **11 Enero del 2023.**

Esperando puntualidad en la entrega de la Tesis, me despido.

Atentamente

M.Sc. Miguel Antonio Fonseca Chávez
Decano

CC: Protocolo
Tutor – M.Sc. Ing. Marco Antonio palma Cerrato
Archivo*Consecutivo

Decanatura | FTC

DEC.FTC.REF No. 003
Managua, 16 de enero del 2023

Bachilleres
KENNETH JOSUÈ FLORES VELÀZQUE
BRANDON ALFONSO MEDRANO VÌLCHEZ
DULMAR GUILLERMO TÈLLEZ MARTÌNEZ
Estimados Bachilleres:

En atención a su carta de solicitud de **AMPLIACION DEL TIEMPO DE ENTREGA,** para efectuar la pre-defensa de su trabajo de **Monografía** titulado: **"ANÀLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE UN EDIFICIO USANDO DISIPADORES DE ENERGIA TIPO TADAS CONTRA EDIFICIO CONVENCIONAL HACIENDO USO DEL METODO DINAMICO NO LINEAL EN LA CIUDAD DE MANAGUA, AÑO 2022 ".** Esta Decanatura le aprueba **3 MESES DE AMPLIACION,** considerando los problemas planteados en su comunicación.

La fecha límite, para que presenten concluido su documento, debidamente revisado por el tutor guía será el **11 de ABRIL del 2023.** Para la programación de su fecha de pre-defensa.

Esperando de ustedes puntualidad en la entrega de su trabajo final, me despido.

Atentamente,

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA · REPUBLICA DE NICARAGUA · AMERICA CENTRAL · F.T.C.

M.Sc. Miguel Antonio Fonseca Chávez
Decano

CC. Prorroga
Tutor – M.Sc. Ing. Marco Antonio palma Cerrato.
Archivo-Consecutivo

INDICE DE CONTENIDO

INTRODUCCION 1

ANTECEDENTES 3

JUSTIFICACION 5

OBJETIVOS 6

Objetivo General 6

Objetivos Específicos 6

2 INFLUENCIA DE LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LOS EDIFICIOS 7

2.1 Características De La Respuesta Estructural 8

2.1.1 Rigidez 8

2.1.2 Resistencia 8

2.1.3 Ductilidad 8

2.1.4 Sobre resistencia 9

2.1.5 Amortiguamiento 9

2.2 Los Cinco Principios Básicos De Estructuración 9

2.2.1 Simetría 9

2.2.2 Regularidad 9

2.2.3 Continuidad 10

2.2.4 Redundancia 10

2.2.5 Ligereza 10

2.3 Condiciones De Regularidad En Base Al Reglamento Nacional De Construcción RNC07 11

2.3.1 Estructura regular 11

2.3.2 Estructura irregular 11

2.3.3 Estructura fuertemente irregular 11

3 MODELADO MATEMATICO DISIPADOR TADAS 12
3.1 Parámetros Elásticos Del Disipador TADAS 13
3.2 Fuerza y desplazamiento de fluencia del disipador TADAS 14
3.3 Rigidez elástica del disipador TADAS 15
3.3.1 Parámetros elásticos de disipador TADAS 16
3.4 Fuerza de corte Fu 16
3.5 Pre-diseño del disipador 17
3.6 Modelos histéricos 18
3.6.1 Modelo Bilineal 18
3.6.2 Modelo de Bouc-Wen 20
3.7 Energía disipada por un disipador 22
3.7.1 Energía elástica 22
3.7.2 Factor de amortiguamiento equivalente 24
3.7.3 Amortiguamiento equivalente 24
3.8 Metodología Por Tena Y Nangullasmu 25
3.8.1 Parámetros de modelo 25
3.8.2 Sustento teórico 26
3.8.3 Pasos para el diseño del disipador 28
3.9 Modelado del disipador TADAS en ETABS 28
3.9.1 Elemento LINK 28
3.9.2 Ejes locales 28
3.9.3 Introducción de los valores al programa 29
4 ANALISIS DINAMICO NO LINEAL 32
4.1 Análisis Modal 32
4.1.1 Sistemas de un solo grado de libertad 32

4.1.2 Métodos de solución de un sistema SDOF 36
4.1.3 Desarrollo de la fuerza efectiva sísmica 37
4.2 Fast nonlinear analysis (FNA) 46
4.2.1 Introducción 46
4.2.2 Uso del análisis historia de respuesta 46
4.2.3 Parámetros de respuesta 47
4.2.4 Ecuaciones fundamentales de equilibrio 49
4.2.5 Cálculo de las fuerzas no lineales 50
4.2.6 Vectores de Ritz 50
4.3 Espectros de análisis 53
4.3.1 Registro de aceleraciones. 53
4.3.2 Características de registros de aceleraciones. 54
4.3.3 Selección de los registros de aceleraciones. 57
4.3.4 Selección de los registros de aceleración del terreno 58
4.3.5 Registro artificial de aceleraciones. 59
4.3.6 Espectro de respuesta y características generales de los registros de aceleraciones seleccionados. 60
5 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA SIN DISIPADORES 61
5.1 Modelo matemático 61
5.2 Definición de materiales 63
5.3 Análisis de cargas 63
5.3.1 Carga muerta 63
5.3.2 Carga viva 64
5.3.3 Carga viva reducida 64
5.4 Condiciones de regularidad RNC-07 65

5.5 Parámetros sísmicos según RNC-07 69
5.5.1 Clasificación de la Estructura según su importancia 69
5.5.2 Factor de reducción por ductilidad 69
5.5.3 Factor de reducción por sobre resistencia 69
5.5.4 Factor de influencia del suelo 69
5.5.5 Isoaceleraciones para Managua, Nicaragua 70
5.5.6 Construcción de espectros sísmicos para diseño 71
5.5.7 Coeficiente de diseño sismo-resistente 72
5.6 Revisión utilizando el modal espectral 73
5.6.1 Participación modal 73
5.6.2 Modos de vibrar 73
5.6.3 Revisión de cortantes dinámico con estático 75
5.6.4 Desplazamientos 79
5.6.5 Derivas 80
5.6.6 Efecto P-Δ 81
5.7 FNA 85
5.7.1 Justificación del tipo de análisis 85
5.7.2 Registros sísmicos utilizados 85
5.7.3 Emparejamiento espectral 86
5.7.4 Estados de cargas 87
5.7.5 Aceleraciones del terreno 89
5.7.6 Análisis modal con vectores Ritz 90
5.8 Resultados del análisis 91
5.8.1 Participación modal de las cargas 91
5.8.2 Modos de vibrar 92

5.8.3 Factor R 92
5.8.4 Resultados por cortantes 94
5.8.5 Balance energético 96
5.8.6 Periodos 96
5.8.7 Reacciones en la base 97
5.8.8 Acciones globales 97
5.8.9 Evaluación de los desplazamientos según ASCE/SEI 7-22 97
6 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA CON DISIPADORES 100
6.1 Estrategia de ubicación de disipadores 100
6.2 Diseño del disipador 100
6.2.1 Propiedades mecánicas del material 100
6.2.2 Parámetros de diseño 100
6.2.3 Memoria de cálculo para diseño de disipador 101
6.3 Propiedades físicas del disipador 107
6.3.1 Volumen 107
6.3.2 Peso 107
6.3.3 Masa 107
6.4 Momentos de inercias rotacionales 108
6.5 Distribución del disipador 110
6.6 Análisis dinámico no lineal (FNA) 112
6.6.1 Análisis modal con vectores de Ritz 112
6.6.2 Resultados del análisis 113
7 Comparación de resultados 117
7.1 Balance energético 117
7.2 Periodos 118

7.3 Desplazamientos laterales 120
7.4 Reacciones en la base 121
7.5 Acciones globales 125
7.6 Demanda en los elementos 126
8 CONCLUSIONES 129
9 RECOMENDACIONES 130
10 BIBLIOGRAFIA 131
11 ANEXOS 133
A. Elaboración del modelo 133
B. Selección de Sismos de la base de datos del PEER. 139
C. Selección de Sismos de la base de datos del PEER. 142
D. Diagramas de histéresis 147
E. Curvas de energía con disipador 150

INDICE DE IMÁGENES

Imagen 3-1: Disipadores de energía tipo Tadas sobre contraviento chevron 12
Imagen 3-2. Disipador TADAS 13
Imagen 3-3: Diagrama de deformaciones de una sección 14
Imagen 3-4: Estructura ensayada por Whittaker 19
Imagen 3-5: Curva deformación- carga de un disipador ensayado por Whittaker 19
Imagen 3-6: Modelo de histéresis bilineal de un disipador TADAS 20
Imagen 3-7 Parámetros del modelo Bouc-Wen 21
Imagen 3-8 Energía elástica 22
Imagen 3-9 Energía elástica 23
Imagen 3-10 Modelado disipador TADAS como elemento LINK en el programa ETABS 29
Imagen 3-11 Datos del disipador TADAS en el programa ETABS 30
Imagen 3-12 Propiedades físicas en la dirección de análisis del disipador TADAS 31
Imagen 3-13 Propiedades físicas en las direcciones U1 y U3 31
Imagen 4-1: Equilibrio dinámico SDOF 32
Imagen 4-2: Amortiguamiento vs Desplazamiento 33
Imagen 4-3: Fuerza interna vs Aceleración 34
Imagen 4-4: Fuerza VS Desplazamiento 35
Imagen 4-5: Energía almacenada y energía disipada 36
Imagen 4-6: Repuesta del terreno ante una acción sísmica 38
Imagen 4-7: Carga sísmica en los diferentes modos de vibración 44
Imagen 4-8: Ejemplos de edificios con elementos no lineales. (Fuente: Wilson, 2002) 48
Imagen 5-1 modelo ETABS 62
Imagen 5-2 Propiedades del acero 63
Imagen 5-3 zonificación sísmica de Nicaragua 70
Imagen 5-4 Mapa de isoaceleraciones 71
Imagen 5-5 Espectro de diseño 72

Imagen 5-6 Modos de Vibrar de la estructura. 74
Imagen 5-7 Definición del caso de carga gravitatorio Para la aplicación de cargas estáticas 88
Imagen 5-8 Definición de la función RampTH 89
Imagen 5-9 Definición del caso de carga Managua_Nicaragua-01 90
Imagen 5-10 Definición de análisis modal con vectores de Ritz 91
Imagen 5-11 Respuesta fuerzas en análisis elásticos e inelásticos 93
Imagen 5-12 Factor R 94
Imagen 5-13 Balance energético del registro "MANAGUA_NICARAGUA-01" 96
Imagen 6-1 Valores óptimos de α y β 101
Imagen 6-2 Nomenclatura de dimensiones TADAS 101
Imagen 6-3 Ejes locales TADAS 109
Imagen 6-4 Elevación estructural ejes 1, 2, A y D 111
Imagen 6-5 Definición de los vectores de Ritz para el análisis de la estructura con disipadores 112
Imagen 6-6 Balance energético del registro "MANAGUA_NICARAGUA-01" 113
Imagen 7-1 Balance energético 117
Imagen 7-2 Comparación periodos 119
Imagen 7-3 Variación en X 120
Imagen 7-4 Variación en Y 121
Imagen 7-5 Comparación de reacciones en la base 122
Imagen 7-6 Comparación de cortantes basales y momentos 125
Imagen 7-7 Comparación de demandas en elementos 126
Imagen 11-11-1 selección de parámetros del modelo 134
Imagen 11-11-2 Plantillas rápidas para el modelo 134
Imagen 11-11-3 Geometría estructural y propiedades para cubierta de acero . 135
Imagen 11-11-4 Propiedades de Vigas secundarias 136
Imagen 11-11-5 Conjunto de cargas uniformes para losas 136
Imagen 11-11-6 Vista en planta de modelo ETABS 137
Imagen 11-11-7 Espectro de respuesta 137
Imagen 11-11-8 Patrones de cargas 138

Imagen 11-11-9 Casos de cargas 138
Imagen 11-11-10 Combinaciones de cargas 139
Imagen 11-11-11.Ingreso de espectro elástico en PEER. 140
Imagen 11-11-12. Motor de búsqueda de Sismo según Características 141
Imagen 11-11-13. Resultado de sismos encontrados según las características buscadas..... 142
Imagen 11-11-14 Patrones de Cargas 143
Imagen 11-11-15 Conjunto de cargas uniformes para losas..... 144
Imagen 11-11-16 Fuente de masa 144
Imagen 11-11-17 Caso gravitatorio..... 145
Imagen 11-11-18 Caso de carga del terremoto de Managua..... 145
Imagen 11-11-19 Caso de carga Kobe_Japan 146
Imagen 11-11-20 Caso de carga de Parkfield..... 146
Imagen 11-11-21 Caso de carga Morgan Hill 147
Imagen 11-11-22 Caso de carga Imperial Valley 147
Imagen 11-11-23 Histeresis Link K9 148
Imagen 11-11-24 Histeresis Link K10 149
Imagen 11-11-25 Histeresis Link K18 149
Imagen 11-11-26 Histeresis Link K19 150
Imagen 11-11-27 Histeresis Link K24 150
Imagen 11-11-28 Histeresis Link K26 151
Imagen 11-11-29 Balance energetico "MANAGUA_NICARAGUA-02" 151
Imagen 11-11-30 Balance energetico "PARKFIELD-VINEYARD CANYON" 152
Imagen 11-11-31 Balance energético "MORGAN HILL" 152
Imagen 11-11-32 Balance energético "PARKFIELD- JOAQUIN CANYON" 153
Imagen 11-11-33 Balance energético "KOBE JAPAN" 153

INDICE DE TABLAS

Tabla 5-1 Cargas muertas de techo 61
Tabla 5-2 Cargas muertas 62
Tabla 5-3 Carga viva 62
Tabla 5-4 Carga viva reducida 62
Tabla 5-5 Condición de regularidad 2 63
Tabla 5-6 Condición de regularidad 3 63
Tabla 5-7 Condición de regularidad 4 64
Tabla 5-8 Condición de regularidad 5 64
Tabla 5-9 Condición de regularidad 6 64
Tabla 5-10 Condiciones de regularidad 7 y 8 65
Tabla 5-11 Condición de regularidad 10 66
Tabla 5-12 Condición de regularidad 11 66
Tabla 5-13 Condición de regularidad 12 67
Tabla 5-14 Factores de amplificación por tipo de suelo, S. 68
Tabla 5-15 Calculo de coeficiente sísmico 71
Tabla 5-16 Factores de participación Modal 71
Tabla 5-17 Calculo de Aceleraciones espectral y coeficiente sísmico reducido . 73
Tabla 5-18 Cortantes dinámicos y estáticos 73
Tabla 5-19 Tabla de Py 74
Tabla 5-20 Criterio de evaluación efecto P-Delta según RNC-07 en X 75
Tabla 5-21 Criterio de evaluación efecto P-Delta según RNC-07 en Y 75
Tabla 5-22 Factor de amplificación de distorsión para SMF. 76
Tabla 5-23 Efecto P-Delta en X según ASCE 7-22 77
Tabla 5-24 Efecto P-Delta en Y según ASCE 7-22 77
Tabla 5-25 Registros extraídos del PEER Ground motion database 78
Tabla 5-26 Participación Modal con Análisis Modal de Ritz 84
Tabla 5-27 Comparativa de casos modales 85
Tabla 5-28 Cortantes máximos en dirección X 87
Tabla 5-29 Cortantes máximos en dirección Y 87
Tabla 5-30 Cortantes Máximos no lineales 87

Tabla 5-31 Balance energético del registro "MANAGUA_NICARAGUA-01"..... 88
Tabla 5-32 Periodos de vibración para cada modo..... 88
Tabla 5-33 Desplazamiento de piso permisible 89
Tabla 5-34 categoría de riesgos de las estructuras según ASCE 7-22..... 90
Tabla 5-35 Evaluación de los desplazamientos máximos inelásticos según ASCE 7-22..... 91
Tabla 6-1 Dimensiones del disipador TADAS 98
Tabla 6-2 Peso y masa del disipador TADAS 99
Tabla 6-3 Momentos de inercia rotacionales 102
Tabla 6-4 Tabla resumen | TADAS 102
Tabla 6-5 Periodo de la estructura con disipadores para cada modo 106
Tabla 6-6 Cortantes basales y momentos de volteos 106
Tabla 6-7 Reacciones en cada base..... 107
Tabla 6-8 Evaluación de desplazamientos máximos inelástico según ASCE 7-22 107
Tabla 7-1 Comparación de los primeros 30 modos de vibración 109
Tabla 7-2 Comparación de masas participativas en los primeros 3 modos de vibración..... 110
Tabla 7-3 Variación de desplazamientos máximos..... 111

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 3-1: Momento de fluencia 15
Ecuación 3-2: Rigidez elástica del disipador TADAS 16
Ecuación 3-3: Desplazamiento Último 17
Ecuación 3-4: Rigidez Secante 17
Ecuación 3-5 Fuerza restauradora modelo Bouc-Wen 20
Ecuación 3-6 Ecuación diferencial de la variable histeretica 21
Ecuación 3-7 Energía disipada en un ciclo de histéresis 23
Ecuación 3-8 Energía elástica del disipador 23
Ecuación 3-9 Coeficiente de amortiguamiento 24
Ecuación 3-10: Parámetro alfa 25
Ecuación 3-11 Parámetro Beta 26
Ecuación 3-12: Rigidez Post fluencia 26
Ecuación 3-13: Rigidez total 1 27
Ecuación 3-14 Rigidez total 2 27
Ecuación 3-15: Rigidez Contraviento - Disipador 27
Ecuación 3-16: Rigidez de la diagonal 27
Ecuación 4-1: Ecuación general segunda ley de newton 32
Ecuación 4-2: Ecuación general equilibrio dinámico 33
Ecuación 4-3: Ecuación simplificada de equilibrio dinamico 39
Ecuación 4-4: Ecuación de movimiento forzado 40
Ecuación 4-5: Ecuación simplificada modal del movimiento del terreno 44
Ecuación 4-6: Masa efectiva de cada modo 45
Ecuación 4-7: Matriz de rigidez elástica 50
Ecuación 4-8: Aproximación de modos método de ritz 53
Ecuación 4-9: Energia de entrada 57
Ecuación 5-1: Coeficiente de estabilidad θ 83
Ecuación 5-2. Coeficiente de estabilidad máximo 84
Ecuación 6-1: Volumen de una sustancia 107
Ecuación 6-2: Peso de una sustancia 107
Ecuación 6-3: Masa de una sustancia 107

Ecuación 6-4: Momentos de inercia alrededor del eje x..... 108
Ecuación 6-5: Momentos de inercia alrededor del eje y..... 108
Ecuación 6-6: Momentos de inercia alrededor del eje z..... 108
Ecuación 6-7: Momentos de inercia para un Disipador TADAS alrededor del eje 1 109
Ecuación 6-8: Momentos de inercia para un Disipador TADAS alrededor del eje 2 110
Ecuación 6-9: Momentos de inercia para un Disipador TADAS alrededor del eje 3 110

Agradecimiento

1. A mi tutor

MS.C Marco Palma Cerrato. Sin usted y sus virtudes, su paciencia y constancia este trabajo no lo hubiese logrado tan fácil. Sus consejos fueron siempre útiles cuando no salían de mi pensamiento las ideas para escribir lo que hoy he logrado. Usted formó parte importante de esta historia con sus aportes profesionales que lo caracterizan. Muchas gracias por sus múltiples palabras de aliento, cuando más las necesite; por estar allí cuando mis horas de trabajo se hacían confusas. Gracias por sus orientaciones.

2. A los docentes

Sus palabras fueron sabias, sus conocimientos rigurosos y precisos, a ustedes mis profesores queridos, les debo mis conocimientos. Donde quiera que vaya, los llevaré conmigo en mí transitar profesional. Su semilla de conocimientos germinó en el alma y el espíritu. Gracias por su paciencia, por compartir sus conocimientos de manera profesional e invaluable, por su dedicación perseverancia y tolerancia.

Al ingeniero MARTIN SOMARRIBA por su apoyo, tiempo y asesoría que nos brindó para la elaboración de esta tesis, sin él no se hubiera cumplido los objetivos propuestos y es por eso que estamos completamente agradecidos con el

3. A mis padres

Ustedes han sido siempre el motor que impulsa mis sueños y esperanzas, quienes estuvieron siempre a mi lado en los días y noches más difíciles durante mis horas de estudio. Siempre han sido mis mejores guías de vida. Hoy cuando concluyo mis estudios, les dedico a ustedes este logro amado padres, como una meta más conquistada. Orgullosa de haberlos elegido mis padres y que estén a mi lado en este momento tan importante.

Gracias por ser quienes son y por creer en mí

4. A mis compañeros:

Mis amigos y compañeros de viaje; hoy culminan esta maravillosa aventura y no puedo dejar de recordar cuantas tardes y horas de trabajo nos juntamos a lo largo de nuestra formación. Hoy nos toca cerrar un capítulo maravilloso en esta historia de vida y no puedo dejar de agradecerles por su apoyo y constancia, al estar en las horas más difíciles, por compartir horas de estudio. Gracias por estar siempre allí.

Dedicatoria

Le dedico el resultado de este trabajo a toda mi familia. Principalmente, a mis padres que me apoyaron y contuvieron los momentos malos y en los menos malos. Gracias por enseñarme a afrontar las dificultades sin perder nunca la cabeza ni morir en el intento.

Me han enseñado a ser la persona que soy hoy, mis principios, mis valores, mi perseverancia y mi empeño. Todo esto con una enorme dosis de amor y sin pedir nada a cambio.

También quiero dedicarle este trabajo a Dios por ser el motor que me dio la fuerza necesaria para culminar este proceso. Realmente, Dios me ayudó a alcanzar el equilibrio que me permite dar todo mi potencial. Nunca dejaré de estar agradecido por esto.

También, quiero dedicarles este trabajo a mis compañeros que nunca se echaron para atrás en ningún momento. Ellos han Sido más que cruciales en la culminación de este proceso. Siempre estuvieron en el momento justo para darme el último empujón que me faltaba para terminar el proyecto.

Kenneth Velazque.

A Dios por guiarme y darme la sabiduría para poder completar este largo proceso, por darme las fuerzas para seguir adelante y nunca darme por vencido.

Especialmente a padres y a toda mi familia por siempre estar ahí cuando más lo necesite dándome su apoyo y amor en todo momento. Gracias ellos he logrado conquistar mis metas y lograr todo lo que me he propuesto.

A mis amigos y compañeros con los cuales pude disfrutar esta hermosa travesía. Y a todos los que estuvieron ahí para apoyarme y extenderme su mano en los momentos que lo necesite.

Dulmar Téllez

Primeramente, quiero agradecer a Dios por haberme brindado la sabiduría y paciencia suficiente para seguir adelante en mi vida y por haberme bendecido siempre con buena salud.

A mis abuelos Luis Vílchez y Gloria Reyes mis verdaderos padres, que siempre me han apoyado y me han brindado lo mejor que a un hijo se le puede dar que es la educación, si no fuera por ellos yo no hubiera llegado tan lejos y es por eso que este triunfo va dedicado a ellos.

A mi tía Mayte Vílchez que siempre me brindaba palabras de alientos en momentos claves en mi época universitaria.

A mis compañeros de universidad ellos me motivaban a ser mejor estudiante y gracias a todos sus consejos que he llegado tan lejos.

Y finalmente a una persona muy especial Brisa Sarahí, ella fue mi apoyo incondicional durante toda mi carrera y mi principal motivación para seguir luchando por mis sueños, a ella le debo todo el esfuerzo que le he puesto a esta tesis.

Muchas gracias a todos.

Brandon Vílchez

CAPITULO I

INTRODUCCION

A lo largo de los años se ha tenido como ideología el hecho de diseñar estructuras con base en la resistencia, rigidez y ductilidad de los sistemas estructurales de las edificaciones. Debido a este planteamiento, la estructura se ve obligada a absorber energía que puede ser inducida por sismos en forma de desplazamientos o deformaciones y mecanismos de falla en sus componentes estructurales. Esto se traduce en daños en la estructura luego del evento, cuyo proceso de rehabilitación podría ser costoso y poco viable.

Considerando lo antes mencionado, la metodología actual de diseño sísmico se enfoca en poder ubicar los elementos estructurales que requieran ductilidad y mecanismos de falla para disipar la energía inducida por el sismo. Durante estos últimos años hasta la fecha se han ido desarrollando métodos que reducen o disminuyen la demanda de ductilidad en la estructura y la protegen del colapso. Estos sistemas son conocidos como sistemas de protección estructural ante un sismo.

Pese a que son sistemas eficientes, estos requieren en muchas situaciones tecnologías altamente sofisticadas, lo que indica que, en Nicaragua, al ser un país en vías de desarrollo, no se ha visto este tipo de sistemas de protección sísmica.

Aun cuando estos impedimentos están presentes, los sistemas de control estructural incluyen disipadores metálicos de energía tipo TADAS (Triangular Added Damping and Stiffness), no exigen tecnología altamente desarrollada para su instalación y pueden fabricarse con materiales accesibles en el país. Dicho esto, la presente investigación se concentra en estos disipadores, aun teniendo en cuenta la existencia de otros sistemas de protección sismica.

Por tanto, la finalidad del presente estudio será mostrar la mejoría que produce la implementación de los disipadores TADAS en el comportamiento de un edificio

convencional idealizado, ubicado en la ciudad de Managua haciendo uso del software ETABS. De este modo se impulsa el estudio de disipadores metálicos para que sea posible el hecho de implementarlos en estructuras existentes o estructuras nuevas, regulares.

ANTECEDENTES

En el diseño de estructuras, al principio se consideran los efectos gravitatorios y las cargas adicionales debidas a sobrecargas según el uso de los edificios. Las cargas de viento y/o sismos, se deben considerar y modelar de tal manera que reproduzcan la situación real. Por lo tanto, el estudio de la respuesta debe tener en cuenta estos efectos.

Entre las primeras nociones de control pasivo estructural se tiene como ejemplo el edificio construido sobre rodillos por el profesor inglés John Milne en la universidad de Tokio a finales del siglo XIX quien realizo varios experimentos de aislación sísmica en los cuales instrumentaba una estructura aislada sísmicamente y la sometía movimientos sísmicos.

En el año 1909 el Doctor J.A Calantarientents del Reino Unido, propuso mediante una carta al director del servicio sismológico de chile construir los edificios sobre capas de arena u otro material que permitieran a las estructuras deslizarse durante un terremoto y así reducir la fuerza que se transmite desde el suelo.

Posteriormente, los conceptos modernos de amortiguamiento y control de vibración se desarrollaron con fines militares durante la primera guerra mundial con el revolucionario cañón francés de 75mm, modéle 1897 y durante la segunda guerra mundial para su aplicación en las aeronaves de combate. No obstante, fue a partir de la década de 1960 que se consideró la posibilidad de aplicar dichos conceptos a estructuras civiles cargadas lateralmente (Oviedo & Duque, 2009)(Oviedo & Duque, 2009).

Luego de conocer las posibilidades de utilizar placas metálicas como disipadores de energía, fueron superados los retos de modelar el comportamiento no lineal ante carga cíclica y la creación de los algoritmos que permitieran considerar el efecto de los dispositivos ensamblados a la estructura. Gracias a estos logros, se vio un progreso notable en el desarrollo e implementación de amortiguadores metálicos (Soong & Dargush, 1997)(Soong & Dargush, 1997).

Con la implementación de los disipadores, la capacidad de respuesta de muchos edificios fue notablemente mejorada. Lecciones aprendidas luego de eventos sísmicos como Loma Prieta en 1989 y Northridge en 1994 motivaron el desarrollo de los sistemas de protección sísmica para evitar daños en los marcos estructurales, de modo que a partir de la segunda mitad de la década de 1990 se incrementó rápidamente la implementación de sistemas pasivos de disipación de energía (Symans y otros, 2008)

En Nicaragua, a raíz del terremoto de Managua en 1972, los franceses ofrecen usar su técnica de aislamiento sísmico en edificios públicos. El entonces jefe de la Guardia Nacional y presidente del Comité Nacional de Emergencia Anastasio Somoza Debayle accede, para un edificio de la Cementera Nacional. Parte del plan era que dos ingenieros nicaragüenses fuesen educados en Francia en diseño de estructuras. Solo uno de ellos finalmente viajo a Francia. En cuanto al edificio, se hicieron los cálculos, se hicieron los planos, pero nunca se construyó si se hubiese construido hubiera sido el primero en el mundo con aisladores de base modernos. (Pichardo y otros, 2016)

Entre algunas de las investigaciones realizadas sobre sistemas de disipación de energía sísmica encontramos:

- Gutiérrez Páramo, Martín Alonso; Herrera Gutiérrez, Marely Del Carmen y Hodgson Escobar, Annie Solangee. (2016). Análisis comparativo de un edificio diseñado por métodos convencionales y uso de amortiguadores friccionantes y viscoelásticos.
- Somarriba López, Martin René. (2012). Efecto de los disipadores metálicos de energía tipo Adas y Tadas en la respuesta sísmica de un edificio irregular.
- López Vanegas, Rosa Elena y Méndez Riso, Gripdia Selena. (2018). Modelo y Análisis de una estructura metálica de 20 niveles con sistemas de masas sintonizadas.

JUSTIFICACION

A través de los años se han registrado sismos de gran magnitud en varios países que han afectado enormemente a las edificaciones y por ende a la población en general, los factores que afectan en el daño de un sismo se reducen a un mal diseño ya sea estructural o de cimentación, o una mala predicción del comportamiento del edificio debido a un sismo. Los ingenieros estructurales se han encargado de implementar nuevos métodos o sistemas para poder mejorar la respuesta de la estructura ante tales eventos, uno de los más comunes es el uso de disipadores de energía, estos sistemas dinámicos se encargan de disipar la energía propagada del sismo en forma de desplazamientos controlando así el efecto del sismo en la estructura. Existen una gran cantidad de disipadores, pero los que han tomado revuelo en la actualidad son los TADAS y ADAS.

La presente investigación se centrará en el análisis de una estructura ante cargas dinámicas y como esta muestra cambios en la respuesta estructural mediante el uso de dispositivos TADAS.

El uso de estos disipadores tiene como beneficios de que estos pueden funcionar como elementos fusibles (Bobadilla, 2018) (Bobadilla, 2018), disminuyen las vibraciones en los elementos, aumentan el amortiguamiento viscoso de la estructura, disminuyen la aceleración del edificio y reduce las fuerzas cortantes que ejerce el sismo en las columnas o ya sea riostras si se habla de un sistema arriostrado. Debido a su compacto diseño hace más sencillo la forma de colocarlos.

Estos sistemas tienden a proteger la calidad de vida de la estructura al pasar los años con el fin de preservar la vida de los usuarios a la hora de un sismo, también se pueden aplicar para rehabilitación de estructuras que han sufrido daños en sus elementos.

OBJETIVOS

Objetivo General

- Realizar un análisis comparativo del comportamiento de un edificio en la usando disipadores de energía tipo TADAS contra edificio convencional haciendo uso del método dinámico FAST NONLINEAR ANALISYS (FNA) en la ciudad de Managua, año 2022.

Objetivos Específicos

- Realizar Análisis método dinámico FAST NONLINEAR ANALISYS (FNA) del edificio convencional con un sistema estructural de marcos especiales resistentes a momento (SMF) y obtener las propiedades dinámicas, de energía y desempeño haciendo uso del software ETABS 19.
- Proponer el uso de disipadores de energía tipo TADAS y realizar el método dinámico FAST NONLINEAR ANALISYS (FNA) del edificio para obtener las propiedades dinámicas, de energía y desempeño haciendo uso del software ETABS.
- Evaluar la respuesta sísmica del edificio con disipador y sin disipador, en función a los factores que modifican dicho parámetro.

CAPITULO II

2 INFLUENCIA DE LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LOS EDIFICIOS

Al momento de diseñar un edificio, se piensa en el dimensionamiento de los elementos principales, la resistencia requerida mediante cálculos y el seguimiento de los reglamentos aplicables de diseño estructural. Al estar en una zona sísmica, es más minuciosa la revisión en los reglamentos.

Debido a eventos sísmicos de gran magnitud ocurridos en el siglo XX (Valparaíso, 1985; México, 1985, entre otros) los códigos internacionales de diseño sísmico se vieron actualizados, así como las pruebas de laboratorio. Adicionalmente, el alto crecimiento tecnológico de programas (software) estructural para que los ingenieros puedan realizar el cálculo de estructuras de forma más rápida.

Las irregularidades en altura son traducidas en cambios repentinos de rigidez entre pisos adyacentes, hacen que la absorción y disipación de energía en el momento del sismo se concentren en los pisos flexibles, donde los elementos estructurales se ven sobre solicitados. Las irregularidades en planta de masa, rigidez y resistencia pueden originar vibraciones torsionales que generan concentraciones de esfuerzos difíciles de evaluar, razón por la cual una mayor exigencia en este tipo de aspectos debe tenerse en cuenta a la hora de diseñar arquitectónicamente las edificaciones. Podemos distinguir algunos casos descritos a continuación:

1. Concentraciones de masas
2. Columnas débiles
3. Pisos Blandos
4. Falta de Redundancia
5. Excesiva flexibilidad estructural
6. Excesiva flexibilidad del Diafragma

7. Riesgo Torsional

2.1 Características De La Respuesta Estructural

2.1.1 Rigidez

La rigidez es la propiedad de una estructura o de sus elementos de oponerse a las cargas exteriores en lo que se refiere a cambios de forma y dimensiones (Pisarenko, Yákolev, & Matyéev, 1979)(Pisarenko, Yákolev, & Matyéev, 1979). Define la relación entre las acciones y deformaciones de una estructura y sus componentes (Elnashai & Sarno, 2008)(Elnashai & Sarno, 2008)

Su importancia en el diseño sísmico se debe a que las deformaciones se ven limitadas, controla inestabilidades tanto locales como globales, los daños en componentes no estructurales se reducen y la funcionalidad de las edificaciones durante sismos no se ve vulnerada.

2.1.2 Resistencia

Todo sistema estructural y sus elementos son diseñados para resistir las cargas a las que se prevé estarán sometidos. La resistencia es definida como la capacidad de una estructura, o de sus partes y miembros, de contrarrestar una carga determinada sin deteriorarse (Pisarenko, Yákolev, & Matyéev, 1979)(Pisarenko, Yákolev, & Matyéev, 1979).

Evaluar la resistencia de un sistema estructural no es tarea fácil debido a las incertidumbres asociadas con: la variación en las propiedades de los materiales, las propiedades geométricas y la calidad de la construcción.

2.1.3 Ductilidad

Es la habilidad de un material, un componente, una conexión o bien una estructura, de sufrir deformaciones más allá del rango elástico con una rigidez aceptable y reducción de resistencia (Elnashai & Sarno, 2008)(Elnashai & Sarno, 2008) sin llegar al punto de falla.

Una estructura dúctil es capaz de absorber energía cuando se deforma en el rango inelástico. Por ello, la ductilidad es una característica muy deseable en cualquier diseño sismo-resistente (Taranath, 2005)(Taranath, 2005).

2.1.4 Sobre resistencia

Es la relación entre la resistencia real de un sistema o sus elementos y la resistencia requerida por el diseño. Representa un parámetro para estimar la variación de resistencia entre la estructura ideal y la real.

La sobre resistencia se da principalmente por las suposiciones y consideraciones adoptadas en el diseño, ya que muchas veces en el diseño no modelan perfectamente las características de los materiales reales.

2.1.5 Amortiguamiento

Es la forma en que las estructuras pueden disipar energía durante la respuesta dinámica. Generalmente se expresa como porcentaje del amortiguamiento crítico, el cual es el mínimo necesario para evitar que la estructura vibre ante una perturbación.

Al incrementar el amortiguamiento se disminuyen la vibración y los esfuerzos. Sin embargo, los medios para lograrlo son generalmente costosos y no siempre fáciles de implementar (Beards, 1996)(Beards, 1996).

2.2 Los Cinco Principios Básicos De Estructuración

En base a las características de la estructura que afectan su comportamiento sísmico se establece los principios básicos de estructuración. Estos representan una guía para seleccionar la configuración adecuada de todo sistema estructural.

2.2.1 Simetría

Es el principio fundamental de estructuración. La simetría se debe garantizar en cuanto a geometría, masa, rigidez y comportamiento de los materiales. A su vez, debe cumplirse con lo anterior tanto en planta como en elevación.

2.2.2 Regularidad

Igual que con la simetría, la regularidad debe garantizarse para geometría, masa y rigidez; asimismo como en planta y elevación.

Este criterio se refiere a la gradualidad de los cambios en la configuración estructural. Las variaciones bruscas de estructuración y forma son ejemplos generales de irregularidad.

2.2.3 Continuidad

Es imperativo que las fuerzas de inercia sean transmitidas eficientemente desde el punto donde se generan hasta el terreno. Este objetivo se logra cuando los elementos del sistema estructural permiten el flujo uniforme y continuo de las fuerzas.

El orden de transmisión es importante. Las fuerzas son transmitidas mediante las conexiones a los diafragmas horizontales. Estos, a su vez, distribuyen uniformemente las fuerzas a los elementos verticales, los cuales dirigen las acciones hacia la fundación y por último al suelo. Garantizar el flujo anterior es adecuado para el buen comportamiento estructural.

2.2.4 Redundancia

Un sistema estructural redundante es aquel que mantiene su estabilidad lateral y operatividad aún después de que parte de sus elementos ha fallado. Las estructuras altamente redundantes son capaces de transformarse ante los daños provocados por los terremotos, aumentando así su capacidad de daño.

La redundancia depende del grado de hiperestaticidad de la estructura.

2.2.5 Ligereza

En vista de que las acciones sísmicas se incrementan con el peso de la estructura, conviene diseñar edificios ligeros.

2.3 Condiciones De Regularidad En Base Al Reglamento Nacional De Construcción RNC07

El Reglamento Nacional de Construcción, de aquí en adelante llamado por sus siglas RNC-07, permite clasificar una estructura como regular, irregular o fuertemente irregular. Para ello, en su Artículo 23 enumera doce condiciones de regularidad de acuerdo con los principios básicos de estructuración comentados previamente.

2.3.1 Estructura regular

Puede considerarse regular a toda estructura que cumpla cada una de las doce condiciones del Artículo 23.

2.3.2 Estructura irregular

El inciso b) del artículo 23 del RNC-07 establece que se considera irregular a toda estructura que no satisfaga uno o más de los doce requisitos del inciso a) en el mismo.

Los efectos de la irregularidad se consideran por medio del factor de corrección presentado en el inciso d) del artículo en cuestión. Este factor afecta al factor de reducción por ductilidad, Q', definido en el artículo 21 del RNC-07.

2.3.3 Estructura fuertemente irregular

Según el artículo 23, inciso c) del RNC-07, se considera fuertemente irregular a toda estructura que verifique al menos una de las siguientes condiciones:

i. "La excentricidad torsional calculada estáticamente, e, excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada."

ii. "La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior."

CAPITULO III

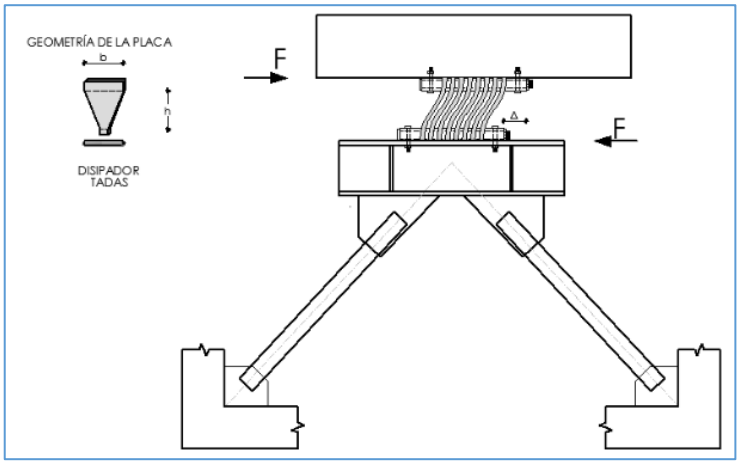
3 MODELADO MATEMATICO DISIPADOR TADAS

Un disipador tipo TADAS es un tipo de disipador metálico que se utiliza principalmente para el control de los efectos sísmicos en una estructural, existe abundante bibliografía sobre disipadores de energía sísmicos, ya que con estos dispositivos se puede reforzar estructuras o contemplarles en el diseño para controlar los desplazamientos y fuerzas debidos a un sismo severo.

Otro ejemplo de disipador pasivo metálico está conformado por las placas triangulares conocidas como TADAS (Triangular Added Damping and Stiffness).

Comportamiento del TADAS. Uno de los bordes de las placas está soldado a una placa rígida, mientras el otro está libre de trasladarse verticalmente. Su deformación se da en curvatura simple, como una viga en voladizo.

Imagen 3-1: Disipadores de energía tipo Tadas sobre contraviento chevron



Fuente: (Roberto Aguiar, Edgar David Mora, Michael Rodriguez, 2016)

En la Imagen 3-1, se presenta una forma clásica de colocar los disipadores, sobre diagonales de acero en forma de “V” invertida (contraviento Chevrón) a la izquierda de esta figura se presenta un disipador TADAS, desarrollados por Tsai et al. 1993,

Gracias a la libertad de traslación en su extremo inferior, TADAS no sufre deformaciones debidas a las cargas verticales excesivas. Esto permite que la deformación del dispositivo se deba solamente a la flexión, por lo tanto, la predicción de su comportamiento es más acertada (Palazzo & Crisafulli, s.f.)(Palazzo & Crisafulli, s.f.). La efectividad del dispositivo depende de la calidad de la soldadura en la unión con la plataforma superior.

Imagen 3-2. Disipador TADAS



3.1 Parámetros Elásticos Del Disipador TADAS

Se procede en forma similar al apartado anterior, pero trabajando con la sección triangular de la placa indicada en la figura.

Cálculo de la curvatura del disipador TADAS

Las ecuaciones que definen la variación de momentos M(x) y del ancho de la placa b(x) considerando que x se mide a partir del extremo inferior de la placa, son:

$$M_{(x)} = \frac{M_{max} * x}{h}$$

$$b_{(x)} = \frac{b * x}{h}$$

De la resistencia de materiales se conoce:

$$\emptyset_{(x)} = \frac{M_{(x)}}{E * I_{(x)}}$$

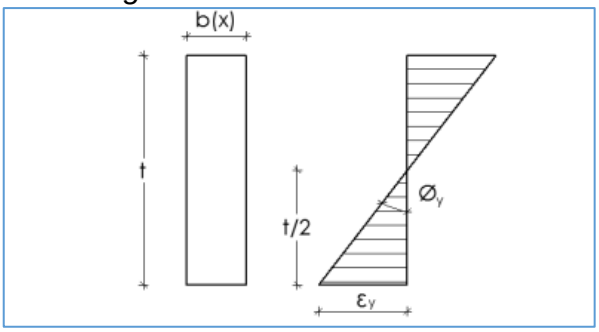
$$M_{(x)} = \frac{\frac{M_{max} * x}{h}}{E * \frac{b * x}{h} * \frac{t^3}{12}}$$

$$M_{(x)} = \frac{M_{max}}{E * b * \frac{t^3}{12}} = cte$$

Se ve que la curvatura no depende del valor de x.

3.2 Fuerza y desplazamiento de fluencia del disipador TADAS

Imagen 3-3: Diagrama de deformaciones de una sección



Fuente: (Roberto Aguiar, Edgar David Mora, Michael Rodriguez, 2016)(Roberto Aguiar, Edgar David Mora, Michael Rodriguez, 2016)

El diagrama de deformaciones, que conduce al cálculo de la curvatura de fluencia, es el presentado en la Imagen 3-3 por lo que no se lo vuelve a copiar.

$$\emptyset_{y(x)} = \frac{\varepsilon_y}{t/2}$$

El momento de fluencia entonces equivale a:

$$M_{y(x)} = \frac{f_{y*b_{(x)}*t^2}}{6}$$

El punto donde el momento es máximo es en b(x)=b

$$M_{y(x)} = \frac{f_{y*b*t^2}}{6}$$

El diagrama de momentos

$$F_y = \frac{M_{ymax}}{h}$$

Reemplazando

Ecuación 3-1: Momento de fluencia

$$M_{y(x)} = \frac{f_{y*b*t^2}}{6*h}$$

El desplazamiento de fluencia se halla integrando dos veces la curvatura

$$\Delta_y = \iint \emptyset'_{y(x)} dx$$

$$\Delta_y = \int \emptyset'_{y(x)} x\, dx$$

$$\Delta_y = \frac{\varepsilon_y}{t/2} * \frac{h^2}{2} = \frac{\varepsilon_y * h^2}{t}$$

$$F_y = E * \varepsilon_y$$

$$\Delta_y = \frac{f_y * h^2}{E * t}$$

3.3 Rigidez elástica del disipador TADAS

$$K_{DEE} = \frac{f_y}{\Delta_y}$$

Ecuación 3-2: Rigidez elástica del disipador TADAS

$$K_{DEE} = \frac{E * b * t^3}{6 * h^3}$$

3.3.1 Parámetros elásticos de disipador TADAS

Las ecuaciones deducidas en el presente apartado son para una placa triangular sin considerar el ancho b_i que tienen las placas en la parte inferior, por lo que son aproximadas, pero no influye mayormente esta dimensión por lo que se trabaja con estas ecuaciones, las mismas que fueron presentadas por Tsai *et al.* 1993.

Parámetros para el intervalo elástico del disipador TADAS

Parámetro	Ecuación
Fuerza de fluencia	$M_{y(x)} = \frac{n * f_y * b * t^2}{6 * h}$
Desplazamiento de fluencia	$\Delta_y = \frac{f_y * h^2}{E * t}$
Rigidez elástica	$K_{DEE} = \frac{n * E * b * t^3}{6 * h^3}$

3.4 Fuerza de corte Fu

El momento plástico:

$$M_{pmax} = \frac{fy * b * t\text{^}2}{4}$$

También se expresa como:

$$M_{pmax} = fu * h$$

Igualando las ecuaciones se tiene.

$$fu = \frac{fy * b * t\text{^}2}{4 * h}$$

Desplazamiento ultimo:

Ecuación 3-3: Desplazamiento Último

$$\Delta u = \mu \Delta y$$

Donde μ es la ductilidad del disipador y la rigidez post-fluencia K2 se deduce por semejanza de triángulos del diagrama bilineal:

$$K2 = \frac{fu - fy}{\Delta u - \Delta y}$$

Finalmente, la rigidez efectiva KEDDE también conocida como rigidez secante se formula de la siguiente manera:

Ecuación 3-4: Rigidez Secante

$$KEDDE = \frac{fu}{\Delta u}$$

3.5 Pre-diseño del disipador

Una vez que se ha decidido diseñar o reforzar una estructura con disipadores TADAS, la siguiente pregunta es cómo se determina las dimensiones de los disipadores y cuantos se requieren. Para ello se debe encontrar primero las fuerzas sísmicas que actúan en cada piso, de la estructura sin disipadores y determinar la capacidad que tienen los pórticos para resistir esas fuerzas sísmicas. Si la capacidad es mayor que la demanda, no se requiere disipadores de energía, pero si no sucede esto se debe pensar en su colocación.

Una vez que el Proyectista Estructural, conoce la cantidad de cortante que debe ser absorbido por los disipadores. Necesita contar con unas ayudas de cálculo que le permitan en forma rápida determinar las dimensiones del disipador y, para ello, los autores de la presente publicación han elaborado unas figuras que determinan la geometría de las placas y la rigidez efectiva (secante) del disipador: TADAS.

- **Demanda sísmica** Lo ideal es que se realice un análisis sísmico de la estructura sin disipadores y se determine las derivas de piso y cortante de piso, aplicando el método de superposición modal. Si esto no se lo va a realizar se recomienda que al menos se determine el cortante basal mínimo, de acuerdo a la norma sísmica vigente.

- **Capacidad sísmica al corte** Se entiende que a nivel de prediseño solo se conoce las dimensiones de los elementos estructurales y se desconoce la cantidad de refuerzo longitudinal y transversal; en estas condiciones no se puede hallar la capacidad a flexión con las cuales se obtiene las rótulas plásticas y a partir de estos valores hallar la capacidad al corte.
- **Dimensiones de los disipadores** Para los disipadores TADAS se consideró b= 0.5h; para alturas de 30, 25 y 20 cm.; para alturas de 15 y 10 cm., se calculó con un ancho de 10 cm.

3.6 Modelos histéricos

Un modelo histérico pretende representar matemáticamente la relación entre la fuerza y el desplazamiento en una secuencia aleatoria en evento sísmicos de carga y descarga.

3.6.1 Modelo Bilineal

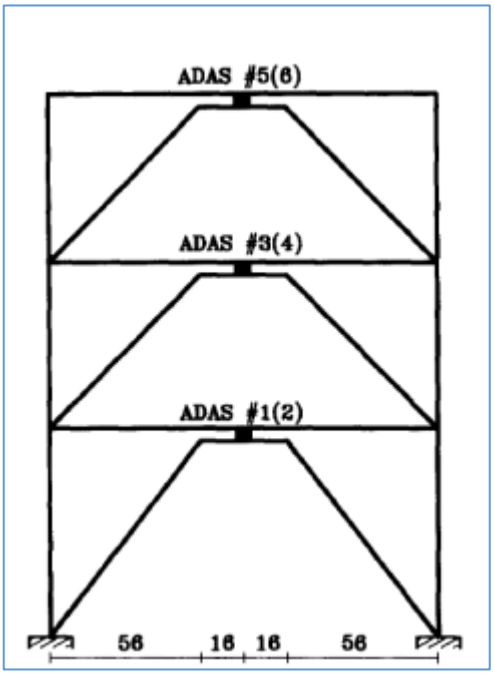
Un estudio realizado por Whittaker et al. (1989) a un marco de 3 niveles, en la University of California at Berkeley, en la cual colocaron disipadores ADAS sobre contravientos tipos Chevrón. El disipador del primer piso tiene 7 placas, el del segundo piso 6 y el del tercero 4 placas, de acero A-36.

Ahora, en la imagen 3-4 y 3-5 se presenta el diagrama de histéresis del disipador del segundo piso, encontrado en el ensayo realizado por Whittaker et al. (1989). En esta figura se observa que el comportamiento es aproximadamente bilineal; a la derecha de este diagrama se ha dibujado la envolvente en la que se aprecia que el comportamiento es bilineal.

En forma simplificada y desde el punto de vista de un análisis sísmico práctico se puede considerar que el comportamiento de los disipadores TADAS es bilineal.

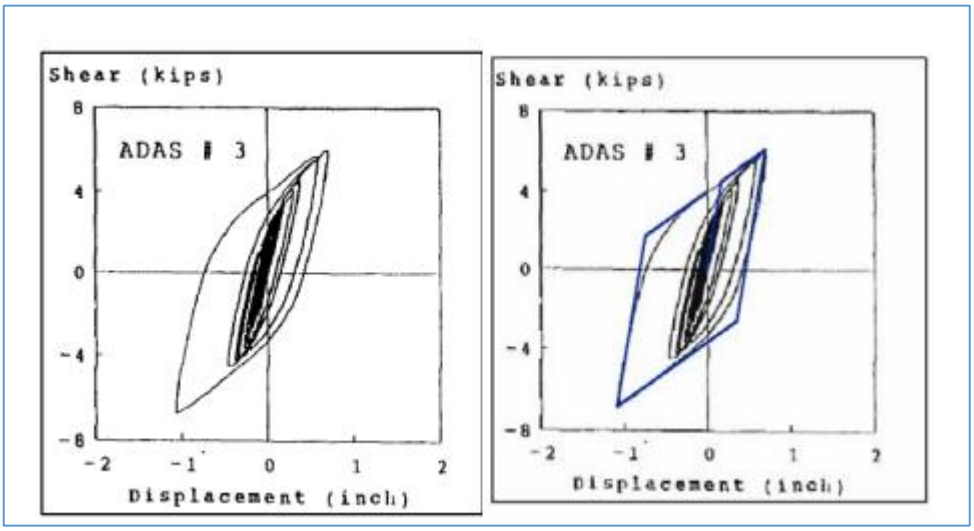
En los apartados anteriores se han deducido ecuaciones para el cálculo de la fuerza de fluencia fy, del desplazamiento de fluencia Δy, y de la rigidez elástica Kdde.

Imagen 3-4: Estructura ensayada por Whittaker



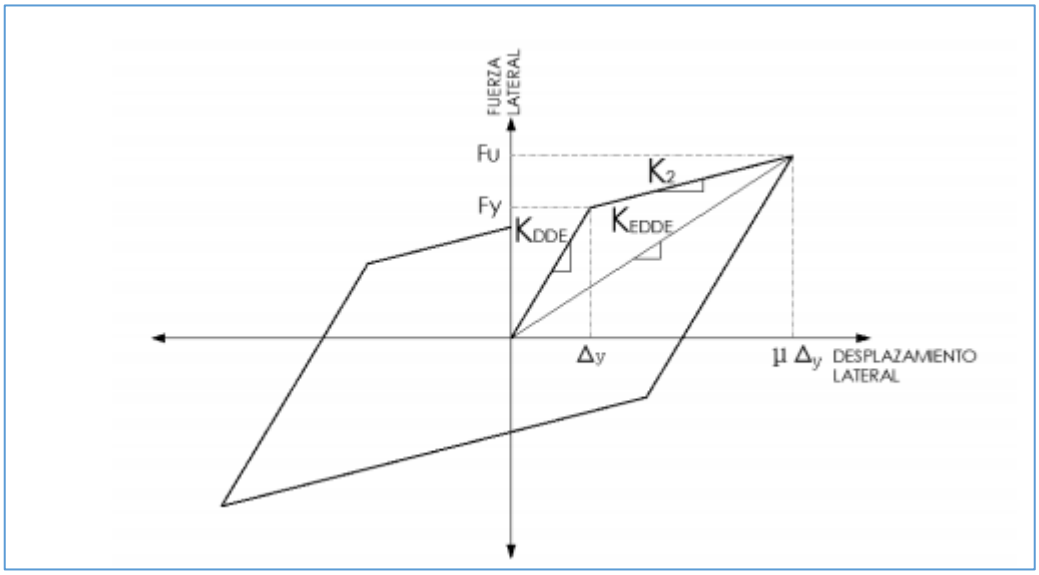
Fuente: Whittaker, 1989

Imagen 3-5: Curva deformación- carga de un disipador ensayado por Whittaker



Fuente: Whittaker, 1989

Imagen 3-6: Modelo de histéresis bilineal de un disipador TADAS



Cabe recalcar que a pesar de la ventaja que representa la simplicidad de este modelo y el hecho de que considera el endurecimiento por deformación, su desventaja radica que no representa adecuadamente la zona de transición entre el comportamiento elástico y el plástico, misma que se modela mejor mediante una curva en lugar de una recta. (Martin Somarriba, 2012) (Martin Somarriba, 2012)

3.6.2 Modelo de Bouc-Wen

Este modelo es una modificación hecha por wen (1976) al modelo inicial propuesto por Bouc (1967). La característica más atractiva del modelo es que mediante la manipulación de sus parámetros y variables se puede representar con buena precisión una variedad amplia de formas histéreticas. (Martin Somarriba, 2012)(Martin Somarriba, 2012)

El modelo funciona mediante la consideración de una fuerza restauradora fr, que depende del desplazamiento X, y una variable auxiliar adimensional Z. la ecuación de fuerza es:

Ecuación 3-5 Fuerza restauradora modelo Bouc-Wen

$$f_r = \alpha * k_{DDE} * x + (1 - \alpha) * V_y * Z$$

Donde:

Fr= es la fuerza restauradora

α= es la relación de la rigidez elástica del disipador y la rigidez post-fluencia

Z= es la variable histeretica interna cuyo valor está dado por la solución de la ecuación diferencial siguiente:

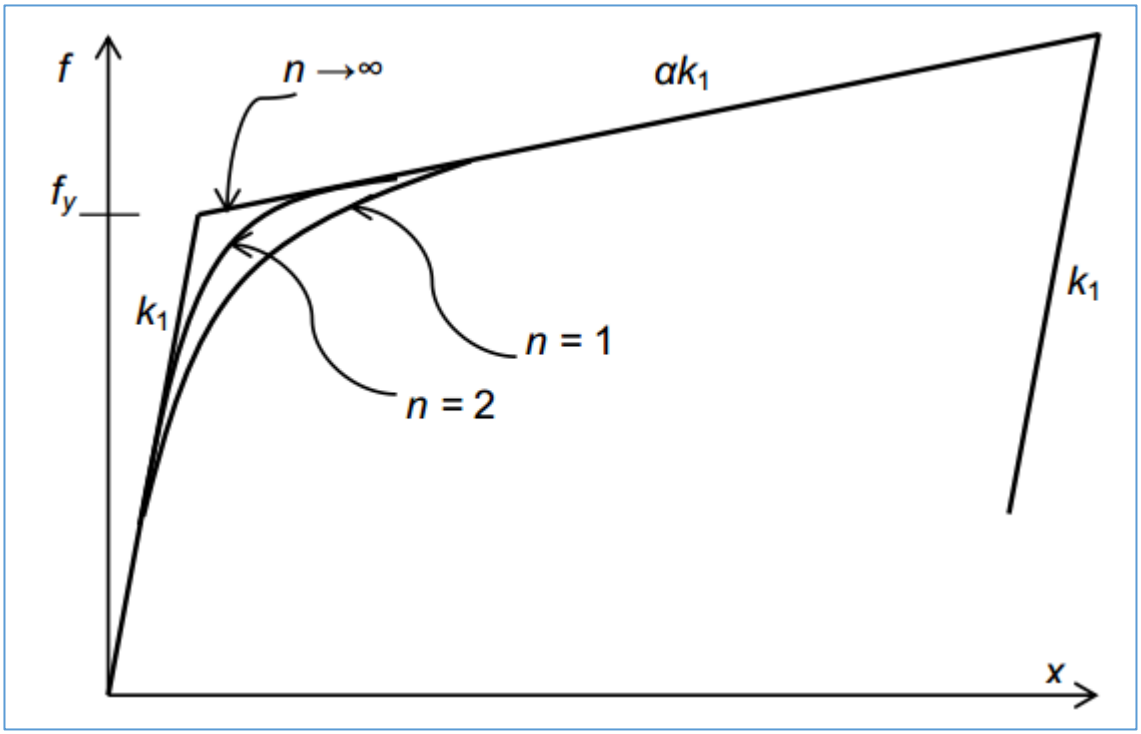
Ecuación 3-6 Ecuación diferencial de la variable histeretica

$$\dot{Z} = A * \dot{X} - \beta * Z * \left|\dot{X}\right| * |Z|^{n-1} - \gamma * \dot{X} * |Z|^{n}$$

Donde A, β, y γ son parámetros adimensionales que controlan la forma y el tamaño de los lazos de histéresis.

El parámetro “n” es un escalar que suaviza la transición entre los estados elásticos y plásticos. Cuando este valor tiene a 0 la curva simula el comportamiento elástico; a mayores valores se acerca al comportamiento bilineal sin embargo se recomienda que su valor no exceda de 20. (Martin Somarriba, 2012)(Martin Somarriba, 2012)

Imagen 3-7 Parámetros del modelo Bouc-Wen

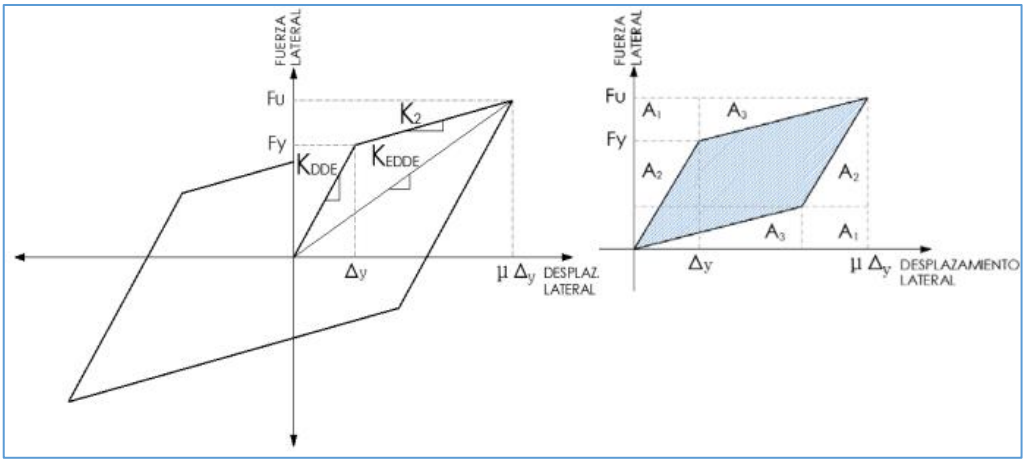


3.7 Energía disipada por un disipador

3.7.1 Energía elástica

En la imagen 3-8 se presenta el modelo numérico bilineal que presenta el comportamiento de un disipador TADAS. Para calcular el factor de amortiguamiento equivalente ζ_{eq} se debe evaluar la energía disipada en un ciclo de histéresis y la energía elástica.

Imagen 3-8 Energía elástica



Sea ED la energía disipada, en un ciclo de histéresis, la misma que se obtiene evaluando el área sombreada que se presenta en la imagen 3-8 multiplicada por 4, debido a que esta área representa la cuarta parte del área de un ciclo de histéresis.

$$E_D = 4 * A_{RAY}$$

$$A_{RAY} = F_U * \mu * \Delta_y - 2 * A_1 - 2 * A_2 - 2 * A_3$$

Donde:

$$A_1 = \left(F_U - F_y\right) * \Delta_y$$

$$A_2 = \left(\frac{1}{2} * F_y\right) * \Delta_y$$

$$A_3 = \frac{\left(F_U - F_y\right) * \left(\mu * \Delta_y - \Delta_y\right)}{2}$$

Al sustituir, desarrollar y simplificar se halla que la energía disipada en función del desplazamiento de fluencia, de la fuerza de fluencia, la fuerza ultima y la ductilidad del disipador queda la siguiente expresión.

Ecuación 3-7 Energía disipada en un ciclo de histéresis

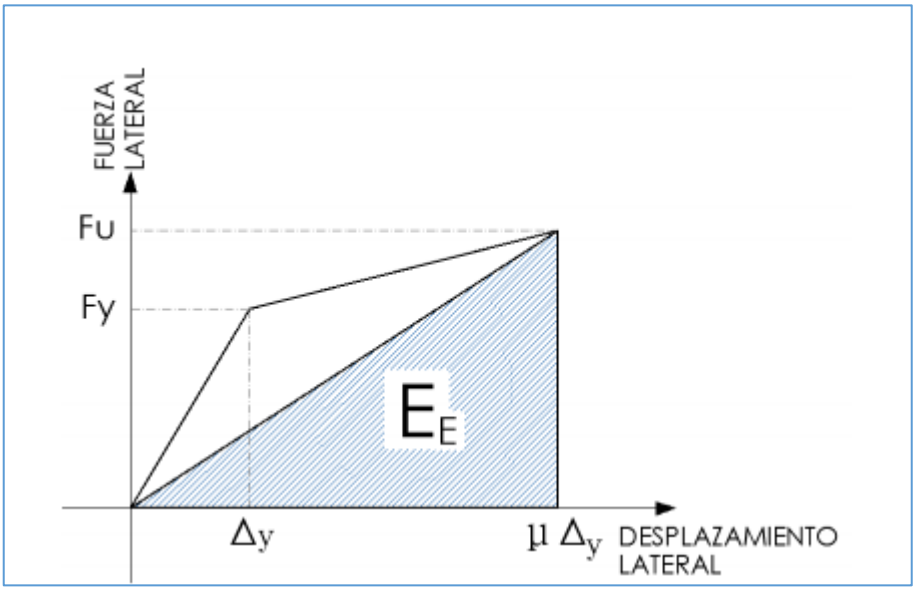
$$E_D = 4 * \Delta_y * (K_{DDE} - K_2) * \left(\mu * \Delta_y - \Delta_y\right)$$

El área achurada en la figura tal representa la energía elástica en un ciclo de histéresis de un disipador que se denomina EE

Ecuación 3-8 Energía elástica del disipador

$$E_E = \left(\frac{1}{2} * F_u * \mu\right) * \Delta_y$$

Imagen 3-9 Energía elástica



De la imagen se tiene lo siguiente:

$$K_{EDDE} = \frac{F_u}{\mu * \Delta_y}$$

Sustituyendo:

$$E_E = \frac{1}{2} * K_{EDDE} * (\mu * \Delta_y)^2$$

3.7.2 Factor de amortiguamiento equivalente

Se considera que el amortiguamiento es tipo viscoso, en consecuencia, se tiene:

$$\xi_{eq} = \frac{E_D}{4 * \pi * E_E}$$

Sustituyendo los valores:

$$\xi_{eq} = \frac{2 * \Delta_y * (K_{DDE} - K_2) * \left(\mu * \Delta_y - \Delta_y\right)}{\pi * K_{EDDE} * (\mu * \Delta_y)^2}$$

Por otra parte, la frecuencia natural del disipador en función de la rigidez efectiva y de la masa que gravita sobre el disipador viene dada por la siguiente ecuación.

$$W_n = \sqrt{\frac{K_{EDDE}}{m}}$$

3.7.3 Amortiguamiento equivalente

Sea Cd el amortiguamiento equivalente de un disipador, la misma que puede expresarse como el factor de amortiguamiento equivalente para ello se recuerda.

$$\xi_{eq} = \frac{C_d}{2 * \sqrt{m * K_{EDDE}}}$$

Sustituyendo:

$$\xi_{eq} = \frac{C_d}{2 * m * W_n}$$

Igualando la ecuación tal con la ecuación tal y despejando Cd se tiene:

Ecuación 3-9 Coeficiente de amortiguamiento

$$C_d = \frac{4 * \Delta_y * (K_{DDE} - K_2) * \left(\mu * \Delta_y - \Delta_y\right)}{\pi * W_n * (\mu * \Delta_y)^2}$$

3.8 Metodología Por Tena Y Nangullasmu

La metodología propuesta puede ser un complemento a las ayudas gráficas presentadas desarrolladas por los autores de esta publicación, ya que con ellas se determina las dimensiones del disipador TADAS. Sin embargo, para complementar el estudio con la determinación de la geometría de los diagonales del contraviento Chevrón, es necesario conocer la metodología de Tena; además

que, desde el punto de vista estructural, determinaron valores óptimos de estos elementos.

En el estudio, determinaron en forma paramétrica ciertos factores que están relacionados con el disipador, las diagonales del contraviento Chevrón y el pórtico. A continuación, se presentan las definiciones de estos parámetros, y posteriormente se indica la metodología de cálculo con la que se obtiene las dimensiones del disipador y del contraviento. (Tena, Nangullasmu, 2013 y 2015)(Tena, Nangullasmu, 2013 y 2015)

3.8.1 Parámetros de modelo

El primer parámetro que el proyectista estructural se debe imponer es αŧ que relaciona la rigidez de piso (sin disipadores), estudiada en el numeral anterior, que se va a denominar Kmarco con respecto a la rigidez total del piso Ktotal que es igual a la rigidez del marco más las rigideces de las diagonales y disipadores, en el caso más general que corresponde a tener más de un disipador en un piso.

Ecuación 3-10: Parámetro alfa

$$\alpha = \frac{\text{Kmarco}}{\text{Ktotal}}$$

El parámetro α puede tomar los siguientes valores

- α <0.50 Cuando se espera que el marco de hormigón sea menos rígido que el sistema contraviento-disipador.

- α=0.50 Cuando se espera que el marco de hormigón sea igual de rígido que el sistema contraviento-disipador.

- α >0.5 Cuando se espera que el marco de hormigón sea más rígido que el sistema contraviento-disipador.

Otro factor a definir es β que determina la relación entre la rigidez elástica del disipador. Kdde, con respecto a la rigidez de una diagonal de soporte, Kdiag.

Ecuación 3-11 Parámetro Beta

$$\beta = \frac{\mathrm{KDDE}}{\mathrm{KDIAG}}$$

La variable β puede tomar los siguientes valores.

- β=1.00 Cuando se espera que la rigidez elástica del contraviento sea igual a la rigidez del disipador.
- β<1.00 Cuando se espera que la rigidez del contraviento sea menor que la del disipador.
- β>1.00 Cuando se espera que la rigidez del contraviento sea mayor que la del disipador.

Se denomina $\alpha*$ a la relación entre la rigidez post fluencia con respecto a la rigidez elástica del disipador. Valores frecuentes de $\alpha*$, son: 0, 0.03, 0.05.

Ecuación 3-12: Rigidez Post fluencia

$$\alpha * = \frac{\mathrm{K2}}{\mathrm{KDDE}}$$

El último parámetro que se debe imponer es μ la ductilidad del disipador que relaciona la deformación última Δu con respecto a la de fluencia Δy. Para los disipadores TADAS de acero la ductilidad se encuentra alrededor de 10.

3.8.2 Sustento teórico

La rigidez total de un piso, Ktotal es igual a la rigidez del piso Kmarco más la rigidez del contraviento-disipador Kc-d

Ecuación 3-13: Rigidez total 1

$$Ktotal = Kmarco + K_{c-d}$$

Recordemos que la rigidez total es igual a:

Ecuación 3-14 Rigidez total 2

$$Ktotal = \frac{Kmarco}{\alpha}$$

Por lo tanto, se tiene:

Ecuación 3-15: Rigidez Contraviento - Disipador

$$K_{c-d} = (1 - \alpha) * Ktotal$$

Por otra parte, la rigidez del conjunto contraviento-disipador es igual al número de contraviento tipo chevron por la rigidez equivalente.

$$K_{c-d} = n^{o} * Keq$$

Se tiene que la rigidez secante es igual a la fuerza fu con respecto a la deformación ultima.

$$KEDDE = \frac{KDDE + K2(\mu - 1)}{\mu}$$

La diagonal del contraviento trabaja en serie con el disipador por lo que se tiene:

$$\frac{1}{Keq} = \frac{1}{KDIAG} + \frac{2\cos\theta^2}{KEDDE}$$

Sustituyendo y reduciendo expresiones se tiene:

Ecuación 3-16: Rigidez de la diagonal

$$KDIAG = \frac{Keq * [\beta + 2\mu * \cos\theta^2 + \alpha^*\beta(\mu - 1)]}{\beta[1 + \alpha^*(\mu - 1)]}$$

3.8.3 Pasos para el diseño del disipador

1) Se determina la rigidez total de piso
2) Se encuentra la rigidez de los contravientos y disipadores
3) Se halla la rigidez equivalente de un contraviento y disipador
4) Se halla la rigidez de la diagonal del contraviento

5) Se encuentra la rigidez elástica del disipador
6) Se halla la rigidez post-fluencia
7) Se determina la rigidez efectiva
8) Se halla el desplazamiento de fluencia

3.9 Modelado del disipador TADAS en ETABS

3.9.1 Elemento LINK

En el programa ETABS en el apartado DEFINE-SECTION PROPERTIES-LINK se pueden definir las propiedades del elemento LINK, existe una amplia variedad de modelos histéricos.

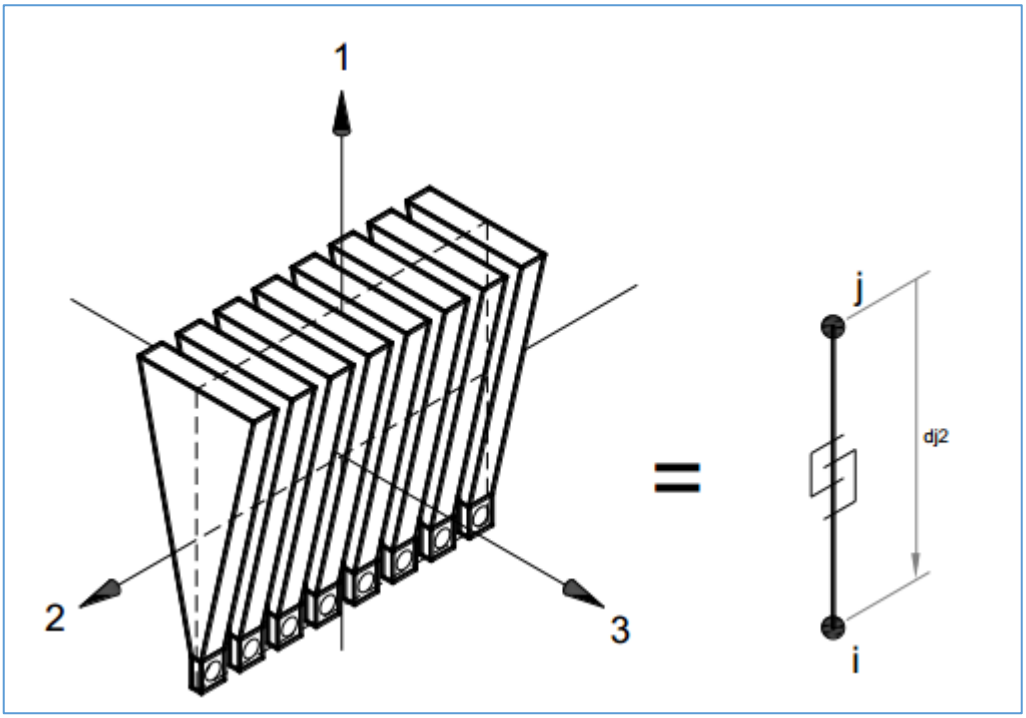
Los disipadores por fluencia de los metales pueden ser representados por las propiedades multi-linear o plastic (wen). La primera se utiliza cuando el modelo de histéresis es multi-linear considerando el efecto de Bauschinger a través de la regla cinemática de endurecimiento. Por otro lado, la propiedad plástic (Wen) utiliza el modelo histeretico de Bouc-Wen. Dado que este último permite representar la transición del rango elástico al inelástico mediante una curva (de manera que es una representación más realista del comportamiento histeretico de los disipadores). Este último fue el utilizado en este trabajo.

3.9.2 Ejes locales

Es de suma importancia la identificación de los ejes locales de los LINKS para especificar las propiedades direccionales y en la interpretación correcta de los resultados.

El eje 1 está definido por el eje longitudinal del elemento, el eje 2 está orientado de manera que el plano 1-2 generalmente sea vertical, paralelo al eje Z global y el eje 3 es ortogonal con los dos anteriores, cumpliendo siempre la regla de la mano derecha. (Martin Somarriba, 2012)(Martin Somarriba, 2012)

Imagen 3-10 Modelado disipador TADAS como elemento LINK en el programa ETABS



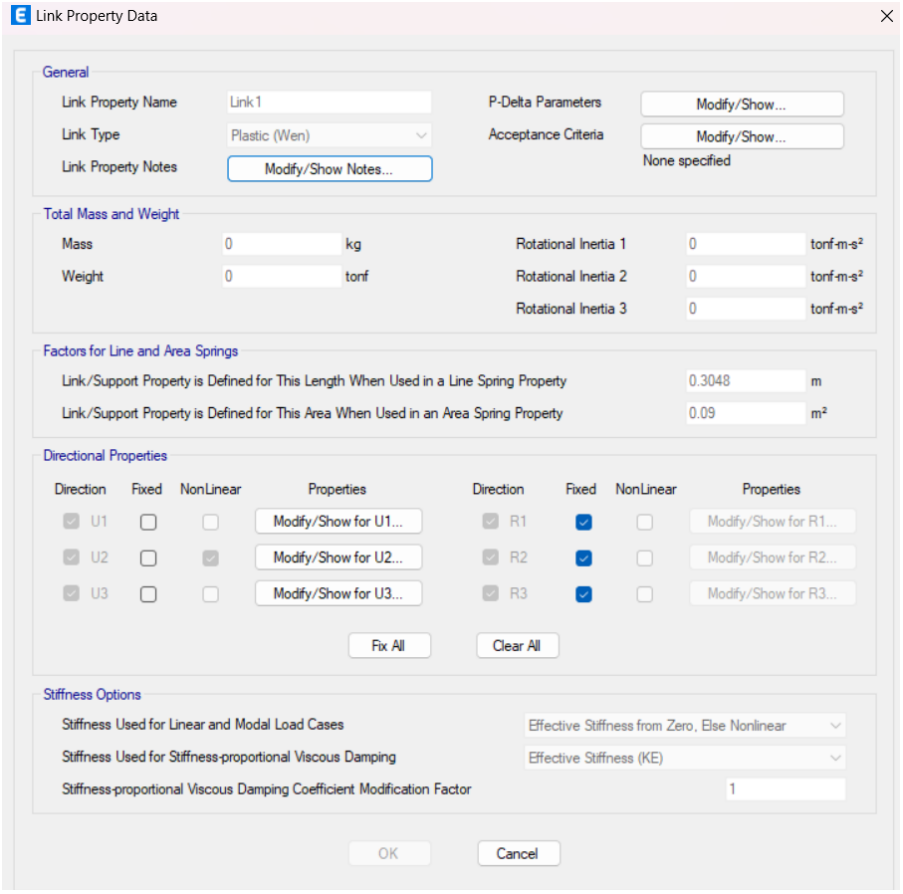
3.9.3 Introducción de los valores al programa

Para el procesamiento de datos de estos disipadores en el programa se debe se tener en cuenta su comportamiento y las deformaciones que tendrá cuando estos se activen.

Primeramente, se debe de calcular las propiedades geométricas y físicas del disipador como lo es la masa, peso, inercias rotacionales, fuerza de fluencia y rigideces elásticas.

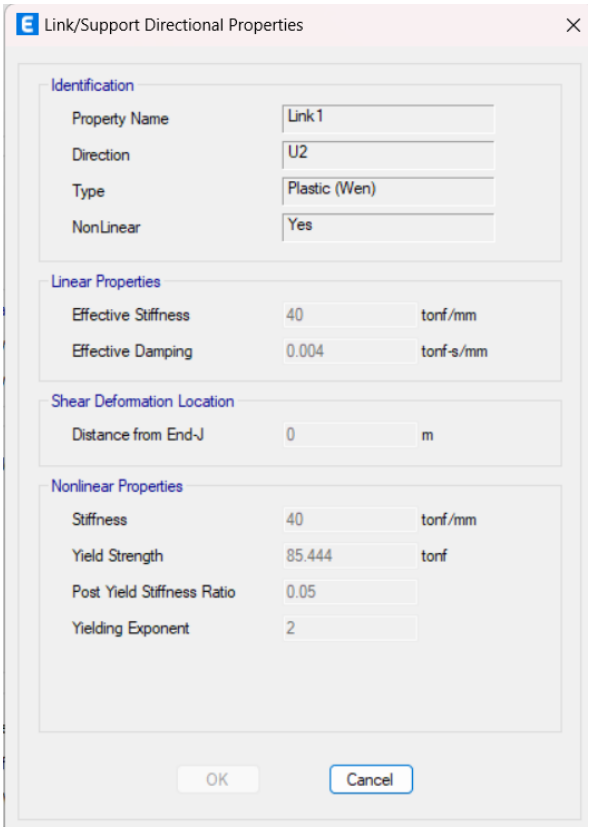
Como estos disipadores funcionan a cortante estos se deforman en el eje local 2 que es donde se asignaran las propiedades antes mencionadas.

Imagen 3-11 Datos del disipador TADAS en el programa ETABS



Fuente: Modelo ETABS

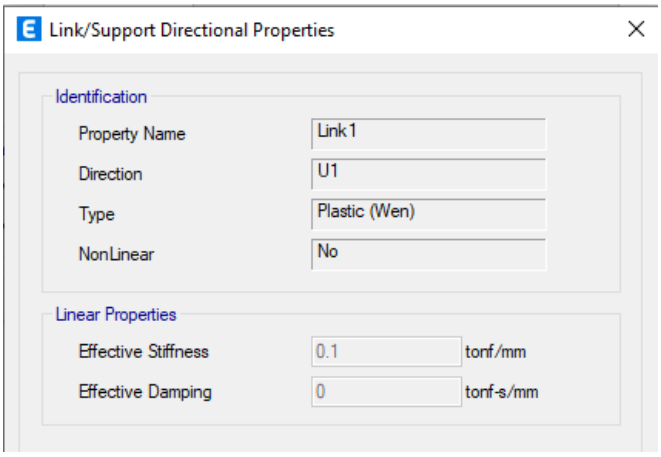
Imagen 3-12 Propiedades físicas en la dirección de análisis del disipador TADAS



Fuente: Modelo ETABS

Como nota final en las direcciones U1 y U3 se seleccionan, pero se dejan que estos queden en el rango elástico y se introducen valores de rigideces pequeños para que no exista una incoherencia cuando se analice.

Imagen 3-13 Propiedades físicas en las direcciones U1 y U3



Fuente: Modelo ETABS

CAPITULO IV

4 ANALISIS DINAMICO

4.1 Análisis Modal

4.1.1 Sistemas de un solo grado de libertad

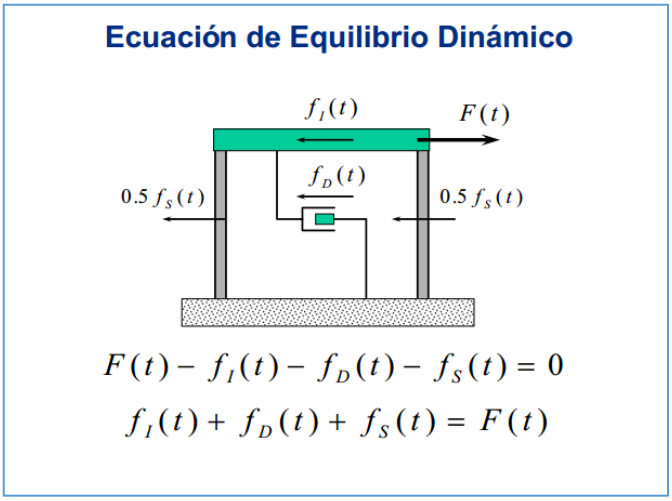
La respuesta de un sistema a la excitación en su base puede descomponerse en la excitación de la base fija y la respuesta de la masa sometida a una carga externa

Ecuación 4-1: Ecuación general segunda ley de newton

$$Q(t) = -m * \ddot{U}g(t)$$

Según las ecuaciones de equilibrio dinámico establece la siguiente relación:

Imagen 4-1: Equilibrio dinámico SDOF



Aquí las ecuaciones de movimiento son mostradas como un balance de fuerzas. En cualquier punto en el tiempo, las fuerzas inerciales, de amortiguamiento y elásticas resistentes no necesariamente actúan en la misma dirección. Sin embargo, en cada punto en el tiempo, el equilibrio dinámico debe de mantenerse.

Otra forma de expresar la ecuación dinámica es en términos de velocidad, desplazamiento y aceleración.

Ecuación 4-2: Ecuación general equilibrio dinámico

$$m\,\ddot{u}(t) + c\,\dot{u}(t) + k\,u(t) = F(t)$$

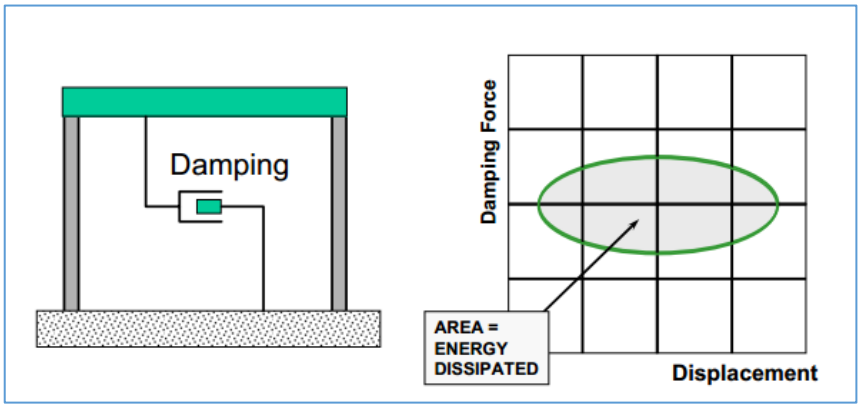
Donde:

- M, es la masa concentrada del sistema
- C, es el amortiguamiento del sistema
- K, es la rigidez que se opone al movimiento de la fuerza externa

Propiedades del amortiguamiento estructural

1. En ausencia de amortiguadores externos, el amortiguamiento natural del sistema se le denomina “inherente”
2. Generalmente representada por amortiguadores lineales viscosos
3. Tiene unidades de fuerza/velocidad

Imagen 4-2: Amortiguamiento vs Desplazamiento

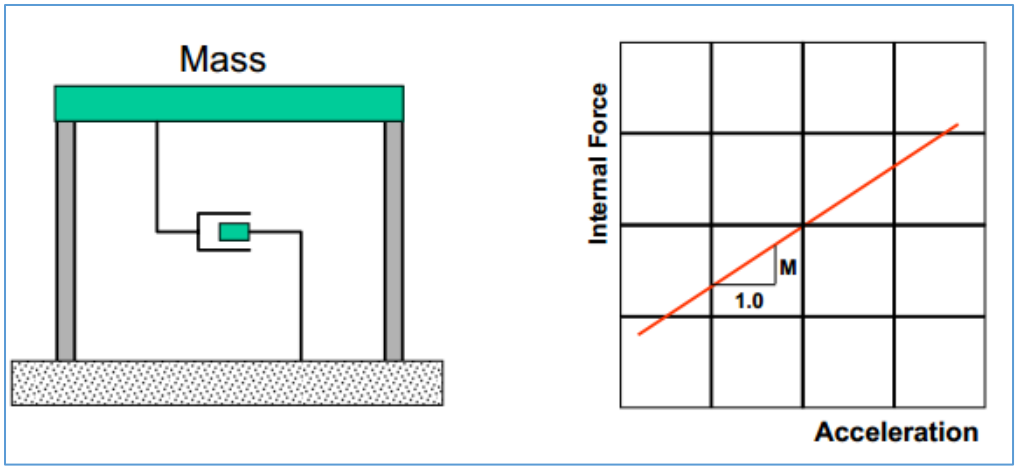


La relación fuerza-desplazamiento para un amortiguador lineal viscoso es una elipse. El área dentro de la elipse es la energía disipada por el amortiguador. A mayor energía disipada por amortiguamiento, menor será el potencial para el daño de las estructuras. Esta es la principal motivación para el uso de sistemas de amortiguamiento añadidos. La energía que es disipada es irrecuperable.

Propiedades de la masa estructural

1. Incluye el peso muerto de la estructura
2. Puede incluir alguna carga viva
3. Tiene unidades fuerza/aceleración

Imagen 4-3: Fuerza interna vs Aceleración



La masa siempre se asume constante a lo largo de la respuesta. El ASCE 7 define esta masa en términos del "peso efectivo" de la estructura. El peso efectivo incluye el 25% de la carga viva del entrepiso en áreas usadas para almacenaje, 10 psf de asignación de particiones, peso operativo de todo el equipo permanente, y 20% de la carga de nieve en losas planas cuando excede de 30 psf.

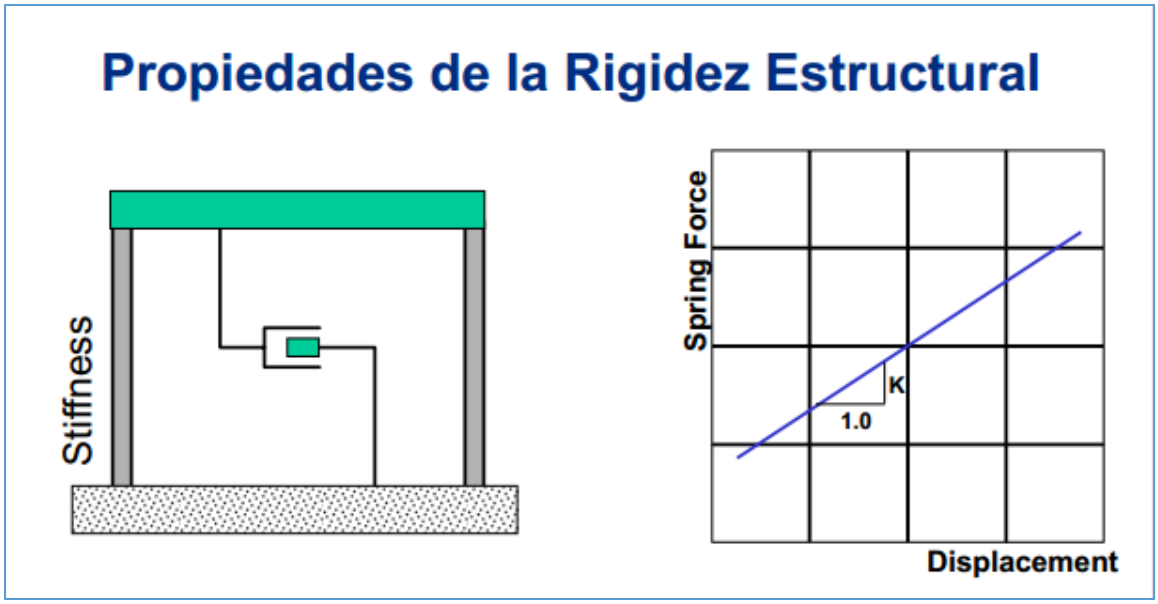
Propiedades de rigidez estructural

1. Es casi siempre no lineal en la respuesta sísmica real
2. La no linealidad es implícitamente manipulada por los códigos
3. El modelamiento explícito de los efectos no lineales es posible
4. Incluye todos los miembros estructurales
5. Pueden incluir algunos miembros “sísmicamente no estructurales”

6. Requiere un modelamiento matemático cuidadoso

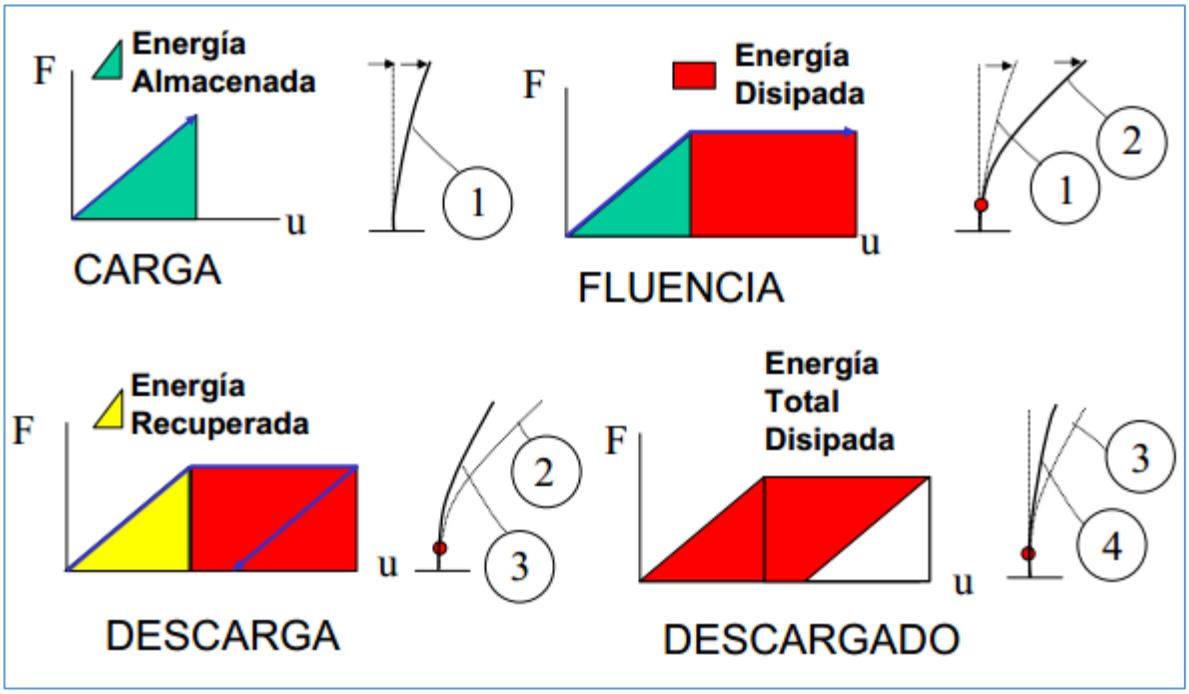
7. Tiene unidades fuerza/desplazamiento

Imagen 4-4: Fuerza VS Desplazamiento



En este tópico se asume que la relación fuerza-desplazamiento en el resorte es lineal elástico. Las estructuras reales, especialmente aquellas diseñadas de acuerdo con las disposiciones sísmicas del código actual, no se mantendrán elásticas y, por tanto, la relación fuerza-deformación es no lineal. Sin embargo, el análisis lineal es a menudo (casi exclusivamente) usado en la práctica. Esta contradicción aparente se explicará cuando a la discusión progrese. El modelamiento de la estructura por rigidez tiene incertidumbres muy significativas. El ASCE/SEI 7 proporciona algunas directrices para el modelamiento de la estructura por rigidez

Imagen 4-5: Energía almacenada y energía disipada



Es muy importante que la distinción entre la energía almacenada y la energía disipada esté clara. (Notar que algunos textos usan el término energía "absorbida" en lugar de energía almacenada). En el primer diagrama, el sistema se mantiene elástico y toda la energía de deformación es almacenada. Si la barra se libera, toda la energía sería recuperada. En el segundo diagrama, la deformación aplicada es mayor que la deformación estática, por tanto, el sistema fluye. La energía mostrada en verde es almacenada, pero la energía mostrada en rojo es disipada. Si la barra es descargada, la energía almacenada es recuperada, pero la energía disipada es perdida.

4.1.2 Métodos de solución de un sistema SDOF

Hay una variedad de formas para resolver el problema de carga general y todos son llevados a cabo numéricamente en una computadora. Los enfoques de la transformada de Fourier y la integral de Duhamel no son particularmente eficientes (o fáciles de explicar) y, por tanto, no se cubren aquí. Cualquier texto sobre dinámica estructural proporcionará los detalles requeridos. El método exacto a trozos es usado principalmente en el análisis de sistemas lineales. El método de

Newmark es útil tanto para sistemas lineales como no lineales. Sólo los principios básicos subyacentes de cada uno de estos enfoques son presentados.

Cabe recalcar que estos sistemas consisten en pasar de un dominio en el tiempo a un dominio de las frecuencias (estas técnicas solo funcionan para SDOF)

- Transformada de Fourier
- Integral de duhamel
- Exacto a trozos
- Técnica de mewmark

4.1.3 Desarrollo de la fuerza efectiva sísmica

En un terremoto, ninguna fuerza real es aplicada al edificio. En su lugar, el terreno se mueve hacia atrás y hacia adelante (y hacia arriba y hacia abajo) y este movimiento induce fuerzas inerciales que luego deforman la estructura. Estos son los desplazamientos en la estructura, relativos al movimiento de la base, que imponen deformaciones sobre la estructura. A través de los problemas elásticos, estas deformaciones causan fuerzas elásticas a desarrollarse en los miembros individuales y en los componentes.

Los movimientos sísmicos del terreno generalmente están impuestos a través del uso de registros de aceleración del terreno o acelerogramas. Algunos programas pueden requerir en su lugar (como el Abaqus) que los registros de desplazamientos del terreno se usan como entrada.

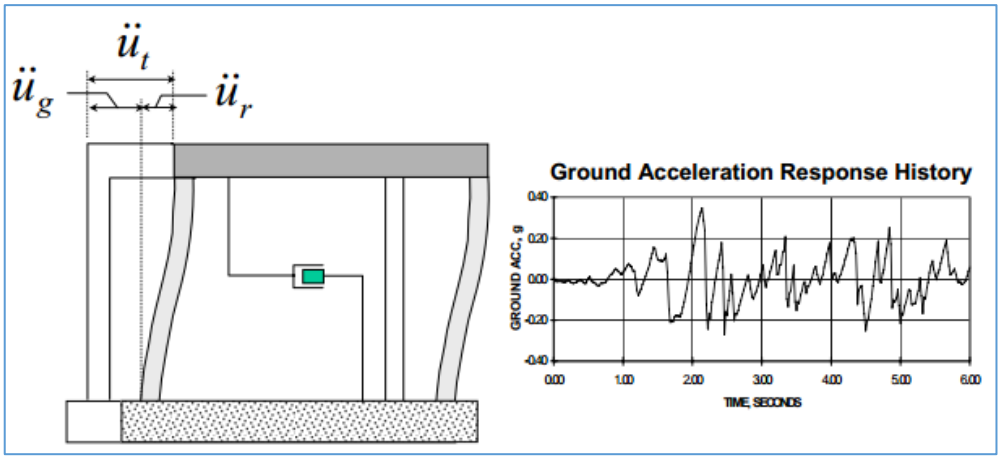
En esta presentación, se asume que el registro de aceleración del terreno es usado como entrada. La aceleración total en el centro de masas es igual a la aceleración del terreno más la aceleración del centro de masas relativo al movimiento de la base. La fuerza inercial desarrollada en el centro de masas es igual a la masa veces la aceleración total.

La fuerza de amortiguamiento en el sistema es una función de la velocidad en la parte superior de la estructura relativa al movimiento de la base. De forma similar,

la fuerza del resorte es una función del desplazamiento en la parte superior de la estructura relativa al movimiento de la base. La ecuación de equilibrio con el cero en el espectro de la historia de respuesta (responde history spectrum, RHS) representa el estado del sistema en cualquier punto del tiempo. El cero en el RHS refleja el hecho de que no hay carga aplicada.

Si la parte de la fuerza inercial total debido a la aceleración del terreno se mueve al lado derecho, todas las fuerzas al lado izquierdo están en términos de la aceleración, velocidad, y el desplazamiento relativo. Esta ecuación es esencialmente la misma como aquella para una carga aplicada, pero la "fuerza sísmica efectiva" es simplemente la negativa de la masa veces la aceleración del terreno. La ecuación es luego resulta para la historia de respuesta del desplazamiento relativo.

Imagen 4-6: Repuesta del terreno ante una acción sísmica



Partiendo de la imagen 4-6 podemos deducir lo siguiente:

$$m[\ddot{U}g(t) + \ddot{U}r(t)] + C[\dot{U}r(t)] + K[Ur(t)] = 0$$

Donde:

- $\ddot{U}g(t)$ es la aceleración del terreno
- $\ddot{U}r(t)$ es la aceleración relativa del edificio

Realizando el despeje de la aceleración del suelo se obtiene la siguiente ecuación:

$$m\left[\ddot{U}r(t)\right] + C\left[\dot{U}r(t)\right] + K[Ur(t)] = -m * \ddot{U}g(t)$$

Una forma simplificada de expresar esta ecuación es en términos de frecuencia y coeficiente de amortiguamiento.

Recordando que la frecuencia es igual a:

$$w^2 = \frac{K}{M}$$

Y la constante de amortiguamiento:

$$2 * \xi * w = \frac{C}{m}$$

Sustituyendo se obtiene la siguiente expresión:

Ecuación 4-3: Ecuación simplificada de equilibrio dinamico

$$\left[\ddot{U}r(t)\right] + 2 * \xi * w\left[\dot{U}r(t)\right] + w^2 * [Ur(t)] = -\ddot{U}g(t)$$

Algunas consideraciones que se deben de tomar en cuenta:

- El amortiguamiento es efectivo reduciendo la respuesta para casi cualquier periodo de vibración dado
- Un registro sísmico puede considerarse que es la combinación de un gran número de componentes armónicos
- Cualquier estructura SDOF estará cerca de la resonancia con uno de estos componentes armónicos
- El amortiguamiento es más efectivo en o cerca de la resonancia
- Por tanto, un espectro de respuesta mostrara reducciones debido al amortiguamiento en todos los rangos de periodo (excepto T=0)

Sistemas de múltiples grados de libertad

El análisis time history (lineal) es un análisis que se desglosa en 2 resoluciones:

- Modal
- Integración directa (resultado preciso)

Un concepto importante del análisis de sistemas MDOF es el cambio de la base, de las coordenadas Cartesianas "normales" a coordenadas modales.

4.1.3.1 ECUACIONES ACOPLADAS DEL MOVIMIENTO PARA LA VIBRACION FORZADA AMORTIGUADA

Partiendo de la siguiente ecuación:

Ecuación 4-4: Ecuación de movimiento forzado

$$m * \left[\ddot{U}r(t)\right] + k * [Ur(t)] = F(t)$$

Para expresar esta ecuación para un sistema de 3 niveles los valores de masa y rigidez se puede representar por matrices.

$$m = \begin{bmatrix} m1 & 0 & 0 \\ 0 & m2 & 0 \\ 0 & 0 & m3 \end{bmatrix}$$

$$k = \begin{bmatrix} k1 & -k1 & 0 \\ -k1 & k1 + k2 & -k2 \\ 0 & -k2 & k2 + k3 \end{bmatrix}$$

Para resolver este sistema es necesario hacer las siguientes consideraciones:

- Esto se hará por una transformación de coordenadas a partir de coordenadas normales (desplazamiento en los nodos) hacia coordenadas modales (amplitudes de las formas de modos naturales)

- Debido a la propiedad de ortogonalidad de las formas de modos naturales, las ecuaciones de movimiento se vuelven desacopladas permitiendo que se resuelva como SDOF

- Luego de la resolución se puede transformar de vuelta a coordenadas normales

$$m * \ddot{U}r(t) + k * Ur(t) = \{0\}$$

Se asume:

$$\ddot{U}r(t) = -w^2 * ø * sen(wt)$$

$$Ur(t) = ø * sen(wt)$$

Entonces:

$k ø - w^2 m ø = \{0\}$ Tiene n soluciones

Por lo tanto, se obtiene lo siguiente:

$$ø_1 = \begin{Bmatrix} Ø_{11} \\ Ø_{21} \\ Ø_{31} \end{Bmatrix} \quad ø_2 = \begin{Bmatrix} Ø_{12} \\ Ø_{22} \\ Ø_{32} \end{Bmatrix} \quad ø_3 = \begin{Bmatrix} Ø_{13} \\ Ø_{23} \\ Ø_{33} \end{Bmatrix}$$

- W²: valores propios

- Øn: vectores propios

- Φ: matriz de vectores propios

$$k\Phi = m\Phi\Omega^2 \text{ Donde } \Phi = [ø_1 \quad ø_2 \quad ø_3]$$

Donde Ω^2 es la matriz de valores propios y contiene los siguientes valores:

$$\Omega^2 = \begin{bmatrix} {w_1}^2 & 0 & 0 \\ 0 & {w_2}^2 & 0 \\ 0 & 0 & {w_3}^2 \end{bmatrix}$$ Nota: La forma de modo tiene escala arbitraria

-normalización de los modos

$$\Phi^T * M * \Phi = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

-transformación de coordenadas

$$U = \Phi * \mathrm{Y}$$

- Y es la fuerza obtenida del sismo (espectro sísmico)
- Φ coordenada modal amplitud modo

Esta ecuación es de forma análoga a la ecuación que establece la ley de Hooke donde la rigidez de un elemento multiplicado por el desplazamiento nos da como resultado la fuerza aplicada, pero por definición de lo que dicta el método de flexibilidades se puede obtener el desplazamiento multiplicando la matriz inversa de la rigidez (matriz de flexibilidad) por la matriz de fuerzas.

Sustituyendo esa transformación en la ecuación general acoplada se obtiene el siguiente despeje:

$$m * \Phi * \ddot{Y} + c * \Phi * \dot{Y} + k * \Phi * \mathrm{Y} = F(t)$$

Si multiplicamos toda la expresión por Φ^T

$$\Phi^T * m * \Phi * \ddot{Y} + \Phi^T * c * \Phi * \dot{Y} + \Phi^T * k * \Phi * \mathrm{Y} = \Phi^T * F(t)$$

Usando condiciones de ortogonalidad se obtiene lo siguiente:

$$\begin{bmatrix} m1^* & 0 & 0 \\ 0 & m2^* & 0 \\ 0 & 0 & m3^* \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c1^* & 0 & 0 \\ 0 & c2^* & 0 \\ 0 & 0 & c3^* \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k1^* & 0 & 0 \\ 0 & k2^* & 0 \\ 0 & 0 & k3^* \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix}$$

Eso es a lo que se llama matrices generalizadas y el desacoplo de las ecuaciones de movimientos convirtiéndolas en un sistema SDOF.

-desarrollo de ecuaciones desacoplada (forma explícita)

$m^*_1 * \ddot{y}_1 + c^*_1 * \dot{y}_1 + k^*_1 * y_1 = f(t)_1$ Modo 1

$m^*_2 * \ddot{y}_2 + c^*_2 * \dot{y}_2 + k^*_2 * y_2 = f(t)_2$ Modo 2

$m^*_3 * \ddot{y}_3 + c^*_3 * \dot{y}_3 + k^*_3 * y_3 = f(t)_3$ Modo 3

Aplicando la misma sustitución en SDOF para convertir la ecuación en una forma general expresada en sus amortiguamientos y frecuencias

$$\zeta_i = \frac{c_i^*}{2 * m_i^* * w_i}$$

$$\ddot{y}_1 + 2 * \zeta_i * w_i * \dot{y}_1 + {w_i}^2 * y_1 = \frac{f(t)_i}{m_i^*}$$

- Definición del factor de partición modal

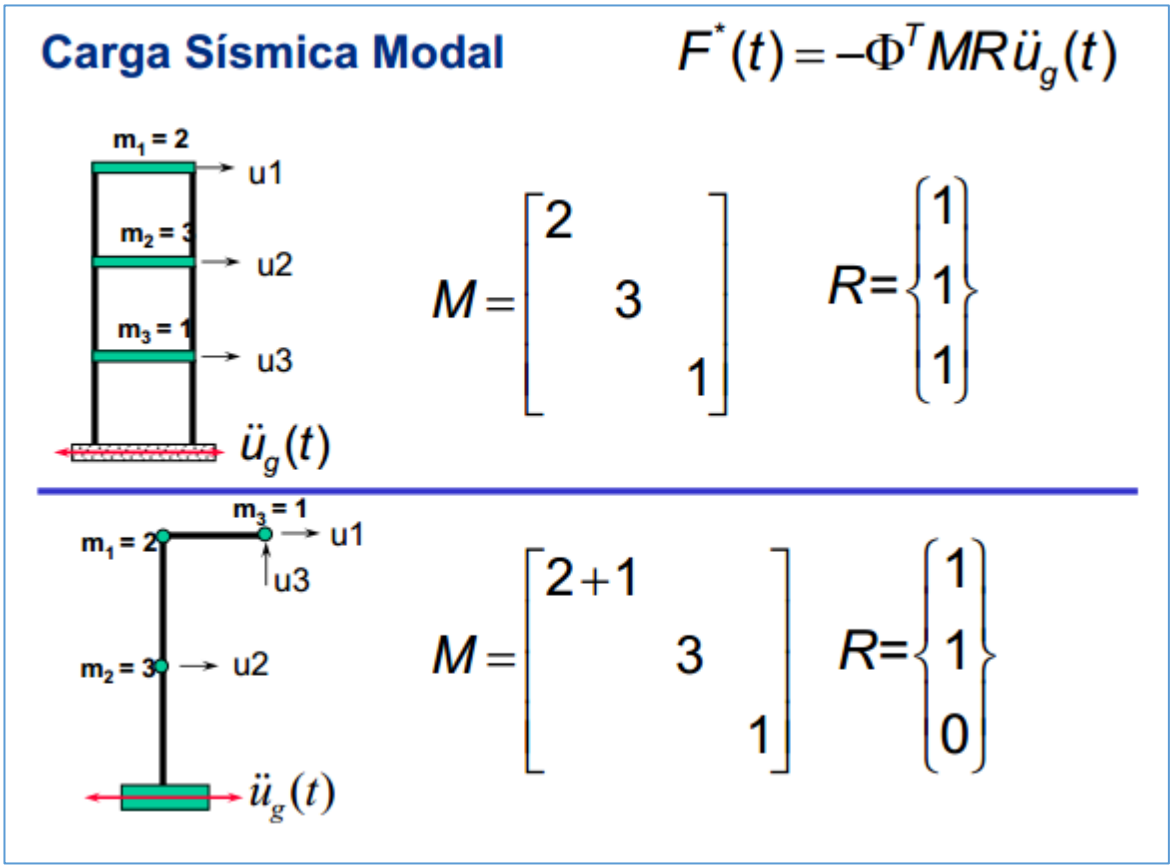
Como con los sistemas SDOF, es necesario desarrollar las fuerzas efectivas del sismo cuando la carga surge de la historia de aceleración del terreno.

En cada nivel de la estructura, la fuerza inercial es igual a la masa veces la aceleración total. La aceleración total es igual a la aceleración del terreno (un escalar) y a la aceleración relativa apropiada (un componente de un vector).

La fuerza inercial es convertida en la suma de dos vectores a través del uso del "vector del coeficiente de influencia", R. R contiene un valor de cada una de las masas horizontalmente. En este caso, todos los valores son 1 ya que todas las masas están afectadas por el movimiento horizontal del terreno. Cuando se forma R, la estructura en su conjunto es acelerada como un cuerpo rígido.

La parte de la aceleración relativa de la fuerza inercial es retenida a la izquierda, y la parte de la aceleración del terreno se mueve a la derecha para formar la carga efectiva sísmica.

Imagen 4-7: Carga sísmica en los diferentes modos de vibración



Por lo tanto, la ecuación se sustituye y se obtiene lo siguiente:

Ecuación 4-5: Ecuación simplificada modal del movimiento del terreno

$$\ddot{y}_1 + 2 * \zeta_i * w_i * \dot{y}_1 + {w_i}^2 * y_1 = \frac{{\emptyset^T}_i * M * R}{{m_i}^*} * \ddot{U}g(t)$$

Cuando la fuerza sísmica efectiva es transformada en coordenadas modales y la ecuación modal es dividida por la masa generalizada, un término llamado el "factor de participación modal" emerge.

El factor de participación modal a menudo aparece en el resultado de la computadora para los programas estándar de dinámica estructural (por ejemplo, el Sap2000). Notar que la cantidad es adimensional, pero está afectada por la forma en que los modos son escalados.

Es muy importante notar que el valor del factor de participación modal es una función de cómo los modos son normalizados. Esto es aparente ya que el factor de escala modal es al cuadrado en el denominador, pero aparece sólo una vez en el denominador. Sin embargo, la historia de respuesta calculada del modo (con un φ extra en el denominador), cuando está multiplicado por la forma de modo correspondiente, producirá una respuesta invariante en aquel modo.

$P_i = \frac{\phi^T{}_i * M * R}{m_i{}^*}$ Su valor es dependiente del método usado para escalar las formas de modo.

-masa efectiva para cada modo i

Ecuación 4-6: Masa efectiva de cada modo

$$\bar{m}_i = p_i^2 m_i^*$$

- La suma de la masa modal efectiva para todos los modos es igual a la masa total estructural
- El valor de la masa efectiva modal es independiente de la forma de modo escalada.
- Usar suficientes modos en el análisis para proporcionar una masa efectiva total no menor que el 90% de la masa total estructural.

4.2 Fast nonlinear analysis (FNA)

4.2.1 Introducción

Los movimientos del terreno se seleccionan y escalan para permitir un análisis del historial de respuestas que respalde el diseño o la evaluación del desempeño. El análisis debe tener una comprensión clara de los principales objetivos del análisis antes de decidir sobre los procedimientos para seleccionar y escalar los movimientos del suelo.

Por ejemplo, con el fin de predecir las respuestas promedio (o la media) de la deriva del suelo en un edificio para una intensidad de sacudida dada (por ejemplo, movimiento del suelo con un 2% de probabilidad de excedencia en 50 años), los movimientos del suelo adecuados para un espectro objetivo pueden ser un enfoque adecuado ya que el espectro ajustado reduce la variabilidad observada (menos errática) en el espectro de aceleración para movimientos de tierra individuales y conduce a una mayor confianza en los promedios de predicción de respuesta para un número dado de movimientos de tierra de entrada. Sin embargo, si el objetivo principal es evaluar la probabilidad de falla por cortante en un muro de cortante controlado por fuerza, lo que requiere la predicción tanto del valor medio de la demanda como de su variabilidad, el ajuste del espectro sería inapropiado porque elimina la variabilidad de registro a registro inherente a los movimientos terrestres registrados.

Este capítulo analiza los propósitos alternativos del análisis del historial de respuestas, describe tres tipos de evaluaciones que utilizan el análisis del historial de respuestas y explica cómo los diferentes parámetros de respuesta y las consideraciones de variabilidad pueden afectar la forma en que se seleccionan y escalan los movimientos del suelo.

4.2.2 Uso del análisis historia de respuesta

El análisis no lineal historia de respuesta es desarrollada por un número de razones, incluyendo:

- Diseño de nuevos edificios, especialmente aquellos equipados con aisladores sísmicos o dispositivos de disipación de energía
- Diseño de actualizaciones sísmicas de edificios existentes por el per ASCE/SEI 41-06, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings
- Diseño de sistemas arriostrados no conformes en edificios nuevos por el ASCE/SEI 41-06
- Evaluación del desempeño de edificios nuevos y existentes por el ATC-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings.

4.2.3 Parámetros de respuesta

Hay muchos parámetros de respuesta de interés para un analista. Los valores de demanda calculados para un parámetro elegido dependerán del contenido de frecuencia del movimiento del suelo de entrada. Por lo tanto, el mejor método para seleccionar y escalar los movimientos del suelo y el rango de períodos utilizados para escalar un espectro objetivo variará según la elección de parámetros del analista. A continuación, se proporciona una lista de cantidades de respuesta utilizadas, con notas entre paréntesis.

• Deriva transitoria pico en cada piso.

• Deriva transitoria máxima pico en todos los pisos (comúnmente dominada por el primer modo, pero también relacionada tanto a los modos elevados como a las frecuencias bajas que caen por debajo del primer modo).

• Aceleraciones de los entrepisos (a menudo dominada por los modos elevados).

Espectro del entrepiso.

• Deformaciones inelásticas del componente.

• Fuerzas del elemento para componentes controlados por la fuerza (a menudo dominadas por los modos elevados).

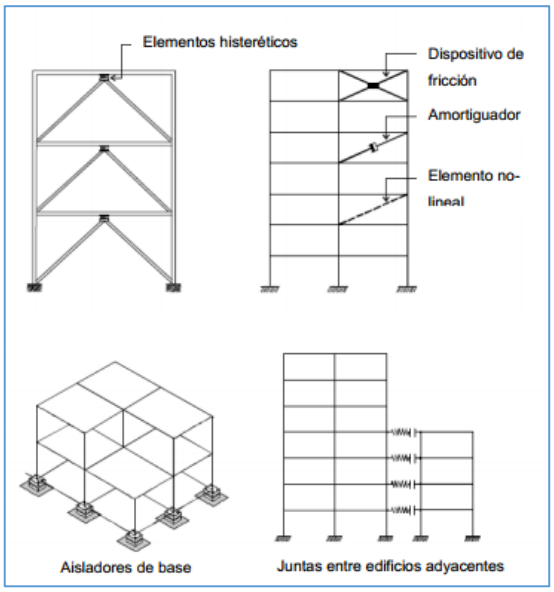
• Deriva de piso residual.

• El modo de comportamiento de la respuesta estructural (por ejemplo, balanceo lateral del pórtico, cuando las articulaciones plásticas se forman en los extremos de la viga y en la base de cada columna, o piso blando o suave; el modo de respuesta puede diferir entre registros escalados a la misma intensidad).

Aún con las bondades de los avances tecnológicos en software de análisis estructural, los análisis tiempo-historia no-lineales por integración directa de las ecuaciones dinámicas representan un desafío porque se deben considerar las características de la respuesta inelástica de cada componente estructural, por ejemplo, vigas, columnas, contravientos, fundaciones y conexiones.

Sin embargo, el profesor E. L. Wilson de la Universidad de Berkeley propuso un método de análisis no-lineal que es casi tan rápido como uno lineal [Wilson, 2002]. Dicho método, llamado Fast Nonlinear Analysis, está orientado a estructuras en las que solamente un número limitado y conocido de elementos responden de manera no-lineal. Ejemplos de las estructuras mencionadas se muestran en la Imagen 4-8.

Imagen 4-8: Ejemplos de edificios con elementos no lineales. (Fuente: Wilson, 2002)



Resulta atractivo, por tanto, aplicar el método para analizar estructuras con disipadores de energía, pues su filosofía de diseño es mantener los elementos estructurales trabajando en el rango elástico y localizar las deformaciones inelásticas solamente en los dispositivos de control [Wilson, 2002; Computers & Structures, 2008].

Referente a esto, se establece el fundamento matemático del método, mismo que se reproduce a continuación. (Wilson, 2002) (Wilson, 2002).

4.2.4 Ecuaciones fundamentales de equilibrio

Alternativamente a la ecuación 4-2, el equilibrio de fuerzas de una estructura puede ser expresado en función del tiempo por la siguiente ecuación matricial:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) + R(t)NL = R(t)$$

Donde

M: Matriz de masa de la estructura.

C: Matriz de amortiguamiento.

K: Matriz de rigidez de la estructura sin incluir la rigidez de los elementos no lineales.

$R(t)$: Vector de cargas externas aplicadas.

$R(t)NL$: Fuerza nodal global proveniente de la suma de las fuerzas en los elementos no lineales.

Dado que las fuerzas en los elementos no lineales se trabajan por separado, para evitar que la estructura sea inestable al no considerar alguno de los mismos, se utiliza el artificio de añadir “elementos efectivos lineales” al modelo en la posición de los elementos no lineales. La rigidez de dichos elementos efectivos Ke es arbitraria y se suman en ambos lados de la ecuación 4-23.

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + (K + K_e)u(t) = R(t) - R(t)NL + K_e u(t)$$

Por lo tanto, la ecuación dinámica para el modelo utilizando FNA es

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + \bar{K}u(t) = \bar{R}(t)$$

$$\bar{K} = K + K_e$$

$$\bar{R}(t) = R(t) - R(t)_{NL} + K_e u(t)$$

Ecuación 4-7: Matriz de rigidez elástica

$$\bar{K} = K + K_e$$

Siendo $\bar{K}$ la matriz de rigidez elástica y $\bar{R}(t)$ la carga externa efectiva.

4.2.5 Cálculo de las fuerzas no lineales

4.2.6 Vectores de Ritz

En el Análisis Time History (FNA) se plantea resolver sistemas de ecuaciones diferenciales lineales de segundo orden, existiendo mucha información que proponen diferentes métodos de las matemáticas aplicadas para obtener la solución.

Un enfoque común y efectivo para el análisis sísmico de estructuras cuyo comportamiento se supone lineal es el método de superposición modal, que requiere de la obtención de los modos a partir del problema de valores propios, debiendo desarrollar una gran cantidad de operaciones numéricas. El método reduce el gran sistema de equilibrio a un número relativamente pequeño de ecuaciones diferenciales desacopladas de segundo orden. Sin embargo, se produce gran cantidad de información que puede exigir un gran esfuerzo computacional para realizar las verificaciones; además debe ser repetido para diferentes movimientos sísmicos que permitan garantizar que se exciten todos los modos significativos. Este método podría justificarse si se tiene la seguridad que los resultados obtenidos son precisos.

En la tesis se revisa el método aproximado de Rayleigh Ritz para obtener frecuencias y algunas formas modales. Este método consiste en reducir artificialmente el número de grados de libertad, seleccionando adecuadamente los

vectores de Ritz que representan las posibilidades más significativas de desplazamientos del sistema.

En la tesis se pretende comprobar que los vectores de Ritz usado como método de aproximación de la solución de la ecuación dinámica lineal requieren de un esfuerzo de cómputo mínimo y convergen a la solución exacta para cualquier distribución espacial de la carga, produciendo resultados más precisos que el uso del mismo número de formas modales

Formulación de la Hipótesis

Se postula que mediante apropiados vectores de Ritz pueden analizarse estructuras de mediana y alta complejidad, consiguiéndose mejores resultados que con igual número de modos de vibración, aun tratándose de estructuras irregulares.

Generación de Vectores de Ritz

En los métodos tradicionales de superposición modal directa se usan aproximaciones de los modos más bajos de la estructura; sin embargo, el interés se centra alrededor de frecuencias cercanas a un valor especifico, que p ermita analizar posibles condiciones de resonancia para fuerzas oscilatorias. Estas frecuencias de interés deben pertenecer al extremo más bajo del espectro, ya que las aproximaciones debido a la idealización física mediante un modelo discreto provocan que las frecuencias altas sean inexactas.

En lugar de usar los vectores modales resultantes del problema de valores propios se puede usar otro conjunto de vectores ortogonales como base del espacio de soluciones, que facilite la solución de la ecuación dinámica del problema de valores y vectores propios; al utilizar un espacio con una base de menor dimensión, pudiendo lograr una buena aproximación con menos vectores. Se puede representar la respuesta estructural a través de una combinación lineal con un número $L << N$ de vectores linealmente independientes, siendo este conjunto de vectores los vectores de Ritz.

Donde el primer bloque de vectores está constituido por todas las cargas que actúan sobre la estructura, obteniéndose los desplazamientos estáticos causados por la carga, resolviendo la ecuación:

$$K * U_0 = F$$

Para la generación de vectores de Ritz se usa la ecuación recursiva, que es similar a la ecuación de iteración de subespacios: destaca su parecido con el método de la potencia.

$$K * U_{i-1} = M * U_i$$

Solución del Sistema Dinámico usando Vectores de Ritz

En el método de Rayleigh el concepto básico que se usa para encontrar una aproximación de la frecuencia de vibración para un sistema de un grado de libertad (UGDL) es el principio de conservación de energía. La energía en un sistema de vibración libre debe permanecer constante si no actúa algún tipo de amortiguación; entonces la máxima energía de deformación debe ser igual a la máxima energía cinética de la masa. El método puede ser aplicado para sistemas de múltiples grados de libertad (MGDL), que pueden ser representados como UGDL a través del uso de desplazamientos Ritz de la forma *X*:

$$\overline{w}^2 = \frac{K^*}{M^*}$$

Donde:

$K^* = X^T * K * X$ es la rigidez generalizada

$M^* = X^T * M * X$ es la masa generalizada

$\overline{w}^2$ es la aproximación de la frecuencia de vibración

La extensión Ritz del método de Rayleigh conocido como análisis de Rayleigh-Ritz ha sido estudiada ampliamente para encontrar la aproximación de los menores valores propios y los correspondientes vectores del problema de vibración libre:

$$K * \Phi = w^2 * M * \Phi$$

Donde los vectores propios Φ pueden ser aproximados por un número discreto de funciones de forma globales *X* del sistema original de coordenadas, llamadas vectores de Ritz y se tiene el conjunto de parámetros conocidos como las coordenadas Ritz, que caracterizan la participación de cada vector de Ritz en la solución. El vector desplazamiento nodal **u** se aproxima por una combinación lineal de *r* vectores de Ritz independientes, con *r* < *n*, como:

Ecuación 4-8: Aproximación de modos método de ritz

$$U(t) \cong \sum_{i=1}^{r} x_i * z_i = X * Z(t)$$

Donde **x***i* son los vectores de base linealmente independientes que serán generados
por el algoritmo que son las coordenadas de Ritz.

4.3 Espectros de análisis

4.3.1 Registro de aceleraciones.

Este capítulo describe los registros de aceleraciones del terreno usados en análisis no lineales de historia en el tiempo, del pórtico prototipo estudiado en esta investigación. Los resultados de los análisis no dependen únicamente de las características de los pórticos, sino también de las características de los movimientos del terreno; por ende, la elección de dichos registros de aceleraciones es un aspecto sumamente importante en los análisis dinámicos.

Ese capítulo discute las características de los registros de aceleraciones del terreno que los investigadores han estado usando para medir la severidad y el daño potencial de los sismos.

4.3.2 Características de registros de aceleraciones.

Naeim caracterizó la severidad y el daño potencial de los movimientos causados por los sismos con diversos parámetros agrupados en las siguientes categorías principales: (1) valores instrumentales obtenidos ya sea directamente o por cálculos simples obtenidos de la versión corregida y digitalizada del registro, (2) *valores espectrales* obtenidos de la integración paramétrica de las ecuaciones de movimiento de sistemas de un grado de libertad (UGDL) elásticos e inelásticos, y (3) *valores espectrales y de historia en el tiempo* obtenidos considerando la ecuación de balance de energía de sistemas elásticos e inelásticos. (Naeim & Lew, 1995)(Naeim & Lew, 1995).

- La aceleración máxima de suelo, AMS, la cual es la magnitud máxima de aceleración del suelo en el tiempo de duración del sismo.
- La velocidad máxima de suelo, VMS, que es la magnitud máxima de velocidad del suelo en el tiempo de duración del sismo
- El desplazamiento máximo del suelo, DMS, el cual es la magnitud máxima de desplazamiento del suelo en el tiempo de duración del sismo.
- La velocidad incremental máxima, VIM, que es la máxima área bajo los pulsos de aceleración en el registro de aceleraciones del terreno en el tiempo de duración del sismo.
- El desplazamiento incremental máximo, DIM, que es la máxima área bajo los pulsos de velocidad en el registro de aceleraciones del terreno en el tiempo de duración del sismo.
- La duración agrupada, T_D, que es el tiempo entre la primera y última ocurrencia de aceleraciones iguales o mayores a un límite específico de aceleración.

El parámetro comúnmente asociado a la severidad de un registro de aceleraciones del terreno es la aceleración máxima del suelo (AMS). Sin embargo, actualmente es reconocido como un parámetro pobre para evaluar el daño potencial. En las

proximidades de las regiones cercanas a la falla, la velocidad y el desplazamiento incremental máximo, son parámetros recomendados por algunos investigadores para caracterizar el daño potencial de un sismo.

- La pseudo- aceleración espectral, S_a, que está relacionada con el valor máximo de cortante basal de un sistema UGDL;
- La pseudo- velocidad espectral, S_v, que está relacionada con el valor máximo de energía de deformación almacenada en un sistema UGDL;
- El desplazamiento espectral, S_d, que es el valor máximo de desplazamiento relativo de la masa de un sistema UGDL;
- La aceleración máxima efectiva, AME, que es la respuesta de aceleración espectral promedio para un período de 0.1 a 0.5 segundos dividido para una constante proporcional igual a 2.5 para un espectro con una razón de amortiguamiento viscoso del 5%;
- La velocidad máxima efectiva, VME, que es la respuesta de velocidad espectral promedio en un período de 1.0 segundo dividido para una constante proporcional igual a 2.5 para un espectro con una razón de amortiguamiento viscoso del 5%; y
- La intensidad espectral, IE, la cual es el área del espectro de respuesta de velocidades dentro de períodos prescritos para una razón de amortiguamiento específica. En general, el rango del período oscila entre 0.1 y 2.5 segundos.

La relación entre S_a, S_v y S_d es:

$$S_a = \omega S_v = \omega^2 S_d$$

Donde ω es la frecuencia natural de un sistema UGDL.

La pseudo- aceleración espectral de un espectro de respuesta, con un amortiguamiento del 5%, se usa actualmente en los códigos para el cálculo del espectro de diseño y, consecuentemente de las fuerzas equivalentes al sismo de diseño. El espectro de respuesta de aceleración es también una de las

herramientas más populares para caracterizar el daño potencial de un terremoto. La velocidad y el desplazamiento máximo efectivo fueron usados en anteriores códigos de diseño. Clough y Penzien sugirieron que el mejor parámetro que mide de forma general la intensidad, de un registro de aceleraciones del terrero, es la intensidad espectral. (Clough & Penziem, 1993)(Clough & Penziem, 1993)

Se ha reconocido que el espectro de respuesta proporciona con mayor certeza la medición de la intensidad de un sismo que cualquier otro parámetro. Sin embargo, la única limitante es que la respuesta se asume será lineal elástica y válida únicamente para sistemas UGDL; por lo tanto, el espectro de respuesta no puede determinar la magnitud del daño potencial de un sistema de múltiples grados de libertad (MGDL) que experimenta comportamiento inelástico en un sismo determinado. Esta limitante puede ser parcialmente superada usando espectros de respuesta inelásticos para sistemas UGDL. Esta solución debe conllevar a estimaciones adecuadas de demanda en un sistema MDGL porque el primer modo controla la respuesta sísmica de estos. A pesar de estas limitaciones, el uso juicioso de espectros de respuesta combinados (elásticos e inelásticos) puede representar con gran certeza la intensidad del sismo.

Los parámetros de contenido de energía, tales como espectros de energía histerética y, de entrada, y de registro de aceleraciones proporcionan una más confiable indicación del daño potencial. Las disposiciones sísmicas de diseño actuales dependen del comportamiento inelástico de la estructura para reducir la magnitud de las fuerzas laterales. De acuerdo a Naeim (1995), los parámetros actualmente usados por los códigos sísmicos no son adecuados para evaluar el daño potencial y los grados de deformación inelástica. Los parámetros más frecuentemente usados relacionados a valores espectrales de energía y registro de aceleraciones son:

La energía de entrada, E_I, que es el trabajo realizado por la fuerza efectiva, p_{eff}, mientras la estructura se mueve durante la ocurrencia del sismo. E_I puede ser expresado como:

Ecuación 4-9: Energía de entrada

$$E_I = -\int_0^u m\ddot{u}_g \, du$$

Donde m es la masa del sistema, $\ddot{u}_g$ es la aceleración del suelo, u es el desplazamiento de la estructura, y $p_{eff} = -m\ddot{u}_g$ es la fuerza efectiva aplicada a la estructura (Chopra, 1995).

La ecuación 4-9 es usada en sistemas UGDL. Para sistemas MGDL, es necesario usar programas de computación no lineales para determinar los parámetros de contenido de energía del sistema tales como registros de aceleraciones de energías histeretica y de entrada.

4.3.3 Selección de los registros de aceleraciones.

De acuerdo con FEMA-350 (SAC 2000), los sismos a usar deben ser caracterizados por series de registros de aceleraciones y de acuerdo al nivel de riesgo apropiado para los objetivos de desempeño deseados. Sin embargo, en la normativa ASCE/SEI 7-22 en la sección 16.2, se solicita un mínimo de 11 registros para el caso de edificios modelados tridimensionalmente.

Los niveles de riesgo y los objetivos de desempeño deseados fueron seleccionados de acuerdo a los objetivos de diseño por desempeño presentados en el Capítulo 3. Para este estudio, los dos niveles de riesgo utilizados corresponden al Sismo de Diseño (DBE) y al Sismo Considerado Máximo (MCER); los niveles de desempeño deseados son el de Seguridad de Vida (ante sismos DBE) y el de Prevención del Colapso (ante sismos MCER).

4.3.4 Selección de los registros de aceleración del terreno

En el año 2003, en la Universidad de Lehigh, el Dr. Seo realizó investigaciones sobre los registros naturales de los movimientos del terreno. El estudio fue motivado en la identificación de la severidad y daño potencial de los registros de aceleración del terreno principalmente recolectados por el PEER (Pacific

Earthquake Engineering Research Center). Los parámetros usados por Seo, para una preselección de dicha base de datos fueron:

- La AMS del registro debe ser mayor a 0.05g;
- Los registros deben provenir de lecturas del terreno natural o de las plantas bajas de pequeñas estructuras de menos de dos pisos de altura;
- La magnitud, M, del sismo debe ser mayor que 6.5;
- La distancia más cercana de la zona de ruptura de falla al sitio de estudio.
- Suelo tipo D, de acuerdo con la ASCE/SEI 7-22;
- Movimientos de terreno cercanos a la falla son excluidos.

Luego de esta preselección, una segunda selección fue concretada considerando los parámetros descritos en la sección anterior. La duración agrupada, T_D, y la energía de entrada, E_I, no fueron usados en la selección de los registros de aceleración del terreno.

El procedimiento de escalado fue propuesto por Somerville con modificaciones menores dado el hecho de que en este estudio se está usando una componente del registro mientras el procedimiento de Somerville utiliza dos componentes. El factor de escala minimiza el error cuadrático entre el espectro deseado o meta del ASCE/SEI 7-22 y el espectro de respuesta del registro natural de aceleraciones, asumiendo una distribución log- normal de las amplitudes. El error cuadrático fue calculado en cuatro períodos; 0.3, 1, 2 y 4 segundos. (Somerville, 1997)(Somerville, 1997). Por lo tanto, el factor de escala, FE, es:

$$FE = \left(\frac{S_{meta,0.3}}{S_{RA,0.3}} \right)^{0.1} \left(\frac{S_{meta,1}}{S_{RA,1}} \cdot \frac{S_{meta,2}}{S_{RA,2}} \cdot \frac{S_{meta,4}}{S_{RA,4}} \right)^{0.3}$$

Donde S_{meta} y S_{RA}, son los valores espectrales del espectro meta (ASCE/SEI 7-22 en este caso) y del registro de aceleraciones a ser escalado, respectivamente, para un período igual a T en segundos.

CAPITULO V

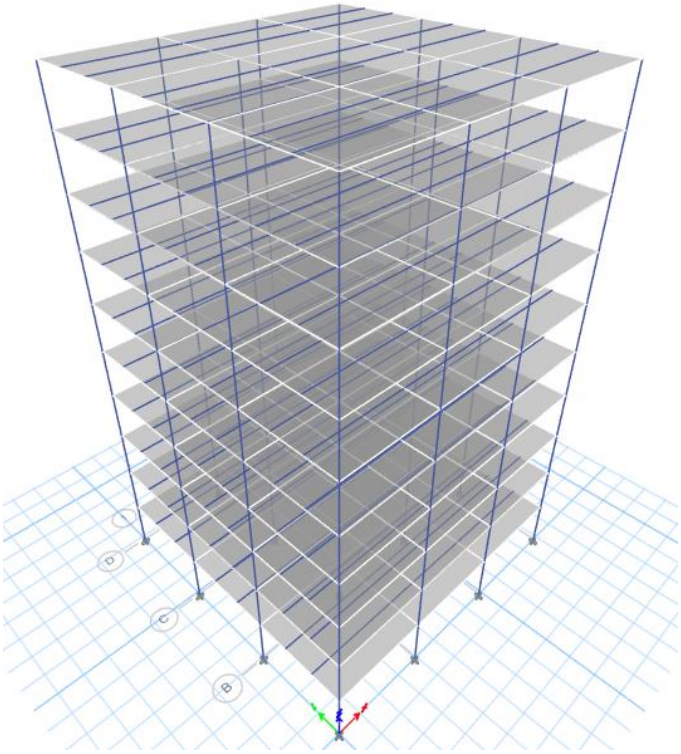
5 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA SIN DISIPADORES

5.1 Modelo matemático

El modelo de Estructura principal se efectuó en el software ETABS19. A este se le aplicaron todas las cargas de diseño, en el caso de la carga sísmica se definió como cálculo automático. Las cargas obtenidas del análisis se emplearon para el diseño de cada uno de los elementos. Se revisó cada uno de los elementos críticos correspondiente.

El edifico modelo utilizado para el análisis posee 3 claros de 6 metros en ambas direcciones y cuenta con 10 niveles de 3m cada uno para una altura total de 30m. Este edificio posee plantas simétricas y no presenta salientes o elementos que afecten la misma. La estructura esta designada para usos de oficina. El diseño del edificio fue realizado automáticamente haciendo uso del software ETABS para posterior realizar el análisis Time history no lineal.

Imagen 5-1 modelo ETABS

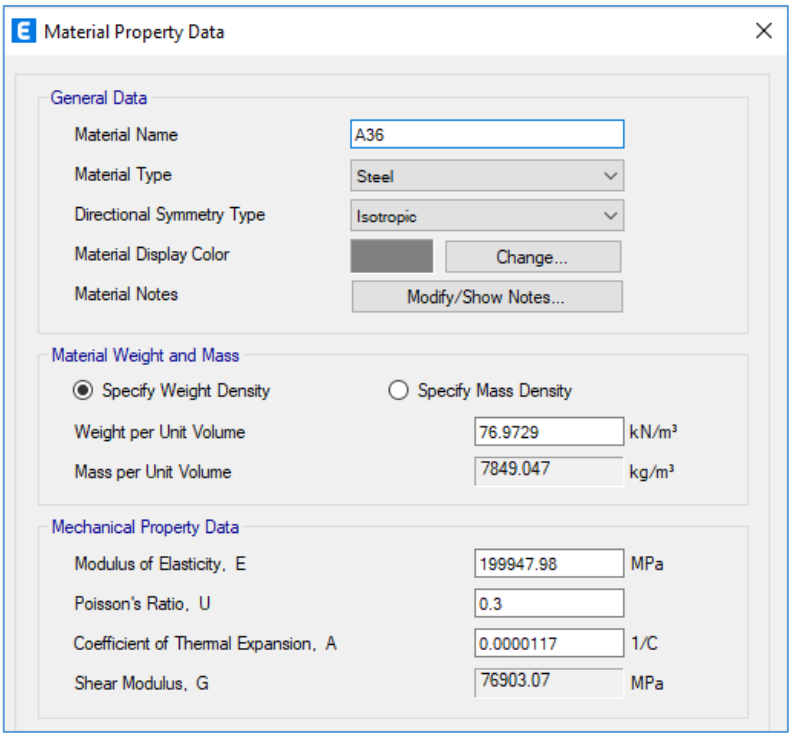


Fuente: ETABS. Elaboración Propia

5.2 Definición de materiales

El material se ha definido como material Isotrópico. Un material Isotrópico posee propiedades iguales en todas las direcciones, siendo la aproximación de mayor uso para pronosticar el comportamiento de materiales elásticos lineales.

Imagen 5-2 Propiedades del acero



Fuente: Modelo ETABS. Elaboración Propia

5.3 Análisis de cargas

5.3.1 Carga muerta

- Carga muerta de techo

Tabla 5-1 Cargas muertas de techo

Descripción	Peso (kg/m^2)
Espesor de mortero (2.5cm)	55.8
Impermeabilizante	30
Cielo raso	16
Accesorios	12
Total	113.8

Fuente: Excel. Elaboración propia

- Cargas muertas de entrepiso

Tabla 5-2 Cargas muertas

Descripción	Peso (kg/m^2)
Particiones livianas	78
Cascote de 2.5cm de espesor	55.88
Cerámica	30
Cielo falso	15
Instalaciones electromecánicas	20
Lámparas y accesorios	12
Total	210.88

Fuente: Excel. Elaboración Propia

5.3.2 Carga viva

Tabla 5-3 Carga viva

DESCRIPCION	PESO (Kg/m2)
oficinas salas de archivo	500
Techo losa con pendiente no mayor a 5%	100

Fuente: Excel. Elaboración Propia

5.3.3 Carga viva reducida

Tabla 5-4 Carga viva reducida

DESCRIPCION	PESO (Kg/m2)
oficinas salas de archivo	250
Techo losa con pendiente no mayor a 5%	40

Fuente: Excel. Elaboración Propia

5.4 Condiciones de regularidad RNC-07

A continuación, se muestra cada una de las condiciones requeridas para considerar una estructura como regular.

Condición 1: Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.

Al ser un edificio simétrico este cumple con la primera condición de regularidad.

Condición 2: La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.

Tabla 5-5 Condición de regularidad 2

CONDICION 2		
H	30	
BMENOR	18	
H/BMENOR	**1.66666667**	**<2.5**

Fuente: Excel. Elaboración propia

Condición 3: La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.

Tabla 5-6 Condición de regularidad 3

CONDICION 3		
BMAYOR	18	
BMENOR	18	
BMAYOR/BMENOR	**1**	**<2.5**

Fuente: Excel. Elaboración propia

Condición 4: En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.

Tabla 5-7 Condición de regularidad 4

CONDICION 4		u/m
BMAYOR	18	m
BMENOR	18	m
Saliente x	0	m
Saliente Y	0	m
Relacion x	0%	
Relacion y	0%	

Fuente: Excel. Elaboración propia

Condición 5: En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

Tabla 5-8 Condición de regularidad 5

CONDICION 5	
Diafragma	Rigido

Fuente: Excel. Elaboración propia

Condición 6: No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.

Tabla 5-9 Condición de regularidad 6

CONDICION 6							
	PLANTA	HUECO 1	Relacion	HUECO 2	Relacion	HUECO 3	Relacion
X	18	0	0%	0	0%	0	0%
Y	18	0	0%	0	0%	0	0%
Area	252	0		0		0	

Fuente: Excel. Elaboración propia

Area de huecos	0
Relacion de areas	0%

Condición 7: El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

Condición 8: Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso

inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.

Tabla 5-10 Condiciones de regularidad 7 y 8

NIVELES	W	RELACION DE PESO	AREA	RELACION DE AREA
10	305.813	**66%**	252	**100%**
9	463.951	**100%**	252	**100%**
8	463.951	**100%**	252	**100%**
7	463.951	**100%**	252	**100%**
6	463.951	**100%**	252	**100%**
5	463.951	**100%**	252	**100%**
4	463.951	**100%**	252	**100%**
3	463.951	**100%**	252	**100%**
2	463.951	**100%**	252	**100%**
1	463.951		252	
	3711.60824			

Fuente: Excel. Elaboración propia

Condición 9: Todas las columnas están restringidas en todos los pisos y en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

Condición 10: La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior**.** El último entrepiso queda excluido de este requisito**.**

Tabla 5-11 Condición de regularidad 10

TABLE: Rigidez Lateral de piso					Relacion rigidez	
Nivel	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf/m	tonf/m		
10	30	Top	9009.5638	9361.03343		
9	27	Top	14262.0283	14651.63199	63%	92%
8	24	Top	15605.0555	15966.41625	91%	98%
7	21	Top	15984.8909	16331.63985	98%	99%
6	18	Top	16164.6618	16503.35221	99%	99%
5	15	Top	16397.0411	16729.24838	99%	97%
4	12	Top	16903.2211	17228.23073	97%	93%
3	9	Top	18187.812	18506.5885	93%	82%
2	6	Top	22131.3901	22456.1929	82%	48%
1	3	Top	45945.7706	46445.57734		

Fuente: Excel. Elaboración Propia

Condición 11: La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito**.**

Tabla 5-12 Condición de regularidad 11

TABLE: Resistencia a corte					Relacion rigidez	
Nivel	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf		
10	30	Top	266.238	266.238		
9	27	Top	629.758	629.758	66%	66%
8	24	Top	952.887	952.887	77%	77%
7	21	Top	1235.6248	1235.6248	84%	84%
6	18	Top	1477.9715	1477.9715	88%	88%
5	15	Top	1679.9271	1679.9271	91%	91%
4	12	Top	1841.4915	1841.4915	94%	94%
3	9	Top	1962.6649	1962.6649	96%	96%
2	6	Top	2043.4471	2043.4471	98%	98%
1	3	Top	2083.8382	2083.8382		

Fuente: Excel. Elaboración Propia

Condición 12: En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Tabla 5-13 Condición de regularidad 12

CONDICION 12						
Nivel	Centro Rigidez		Centro masa		Excentricidad estatica	
	X	Y	X	Y	X	Y
10	9	9	9	9	0.000	0.000
9	9	9	9	9	0.000	0.000
8	9	9	9	9	0.000	0.000
7	9	9	9	9	0.000	0.000
6	9	9	9	9	0.000	0.000
5	9	9	9	9	0.000	0.000
1	9	9	9	9	0.000	0.000

Fuente: Excel. Elaboración Propia

0,1bx	1.8
0,1by	1.8

5.5 Parámetros sísmicos según RNC-07

5.5.1 Clasificación de la Estructura según su importancia

Según el Arto.20 la estructura se encuentra en el ″Grupo B″ con un índice de importancia igual a 1.

5.5.2 Factor de reducción por ductilidad

Tomando en consideración los especificado en el Arto.21 si se desconoce el periodo de la estructura de considera que Q′=Q.

En el RNC-07, Arto. 21 se adoptan valores para el factor de comportamiento sismico Q, el cual se considera Q=3. Por lo tanto:

$$Q'=3$$

En este caso el factor de reducción por ductilidad Q', definido en el Artículo 21 no se verá afectado por el inciso **d) corrección por irregularidad**.

5.5.3 Factor de reducción por sobre resistencia

El RNC-07, Arto.22 establece que el factor de sobre resistencia Ω=2

5.5.4 Factor de influencia del suelo

Para la imagen 5.3 y tabla 5.14, Managua se encuentra en zona C, y debido a que es un edificio modelo el suelo propuesto es Tipo II, para el cual su factor de amplificación por tipo de suelo $S = 1.5$

Imagen 5-3 zonificación sísmica de Nicaragua

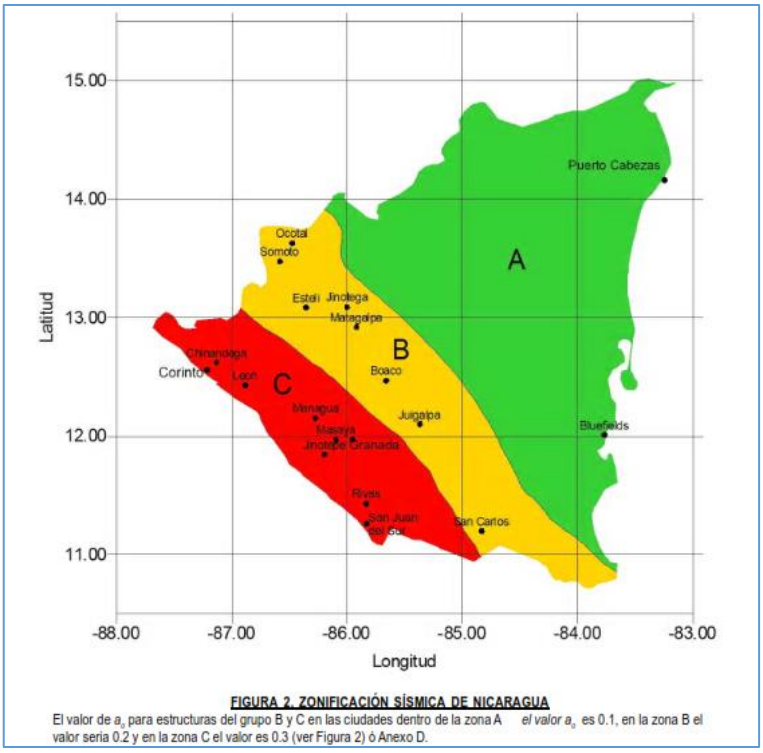


FIGURA 2. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE NICARAGUA

El valor de a_o para estructuras del grupo B y C en las ciudades dentro de la zona A *el valor* a_o es 0.1, en la zona B el valor sería 0.2 y en la zona C el valor es 0.3 (ver Figura 2) ó Anexo D.

Fuente: RNC-07, Arto.24.

Tabla 5-14 Factores de amplificación por tipo de suelo, S.

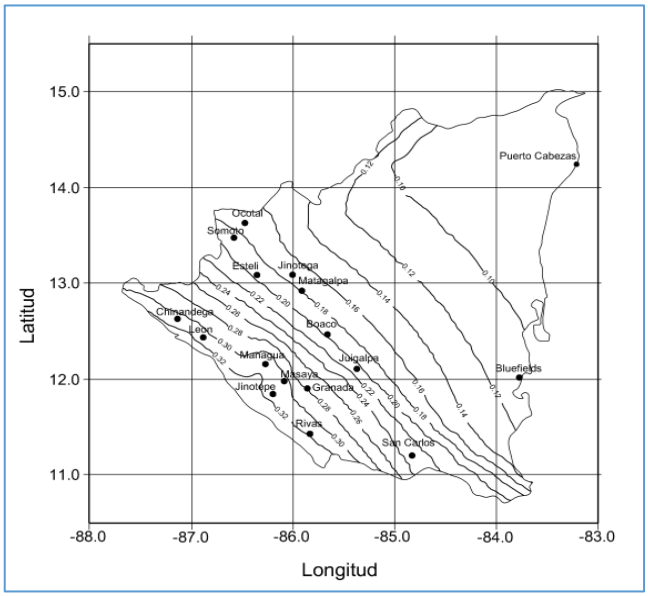
Zona Sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

Fuente: RNC-07, Arto.25

5.5.5 Isoaceleraciones para Managua, Nicaragua

El RNC-07 en el Anexo C (figura) nos proporciona un mapa de isoaceleración del cual se seleccionara el valor de esta, para Managua se ha estimado para este trabajo una isoaceleraciones $a_0 = 0.31$.

Imagen 5-4 Mapa de isoaceleraciones



Fuente: RNC-07, Anexo C.

5.5.6 Construcción de espectros sísmicos para diseño

Cuando se apliquen el análisis estático que se define en el Arto.32 o el dinámico modal que especifica en el Arto.33, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = \begin{cases} S\left[a_0 + (d - a_0)\dfrac{T}{T_a}\right] & si \quad T < T_a \\ Sd & si \quad T_a \le T \le T_b \\ Sd\left(\dfrac{T_b}{T}\right) & si \quad T_b \le T \le T_c \\ Sd\left(\dfrac{T_b}{T_c}\right)\left(\dfrac{T_c}{T}\right)^2 & si \quad T > T_c \end{cases}$$

Donde:

a: Aceleración del espectro de elástico de diseño (Arto.27, RNC-07)

S: Factor de amplificación por tipo de suelo (Arto.23, RNC-07)

a_0: Isoaceleraciones para Managua (Anexo C, RNC-07)

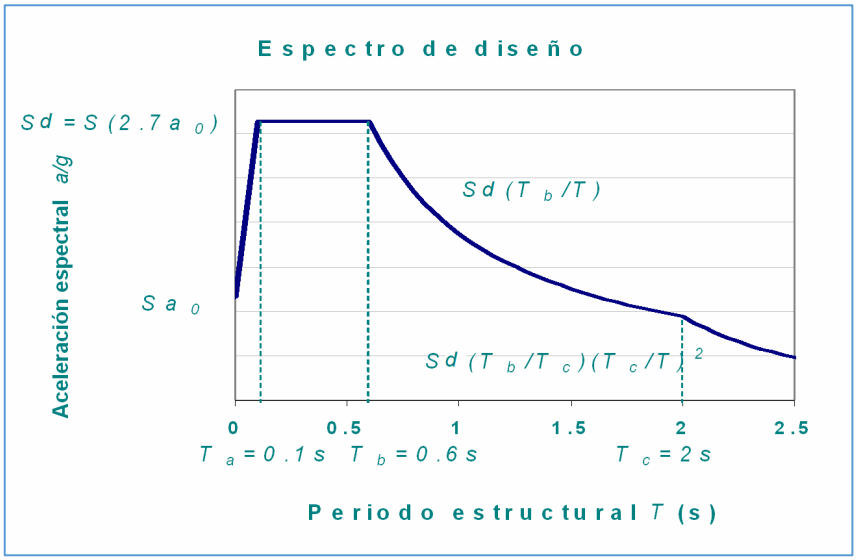
d=2.7a_0 (Arto.27, RNC-07)

T_a=0.1s (Arto.27, RNC-07)

T_b=0.6s (Arto.27, RNC-07)

T_c=2.0s (Arto.27, RNC-07)

Imagen 5-5 Espectro de diseño



Fuente: RNC-07, Arto.27

5.5.7 Coeficiente de diseño sismo-resistente

El coeficiente sísmico, c, es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, Vo, entre el peso de la edificación sobre dicho nivel, W. Con este fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según lo indicado en el artículo 9 y 10.

$$c = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S(2.7 * a_0)}{Q' * \Omega} \quad \text{Pero nunca menor que} \quad (S)(a_0)$$

$$C_{min} = S * a_0$$

Tabla 5-15 Calculo de coeficiente sísmico

S	1.5
a0	0.31
d	0.837
Ω	2
Q'	3
C	0.20925
Cmin	0.465
C	0.465

Fuente: Excel. Elaboración propia

5.6 Revisión utilizando el modal espectral

5.6.1 Participación modal

Para la revisión del comportamiento de los modos de vibrar se utilizó el software ETABS y se seleccionó el número de modos de vibración donde el 90% de la masa del edificio participara en los movimientos de las direcciones ortogonales al sismo.

Tabla 5-16 Factores de participación Modal

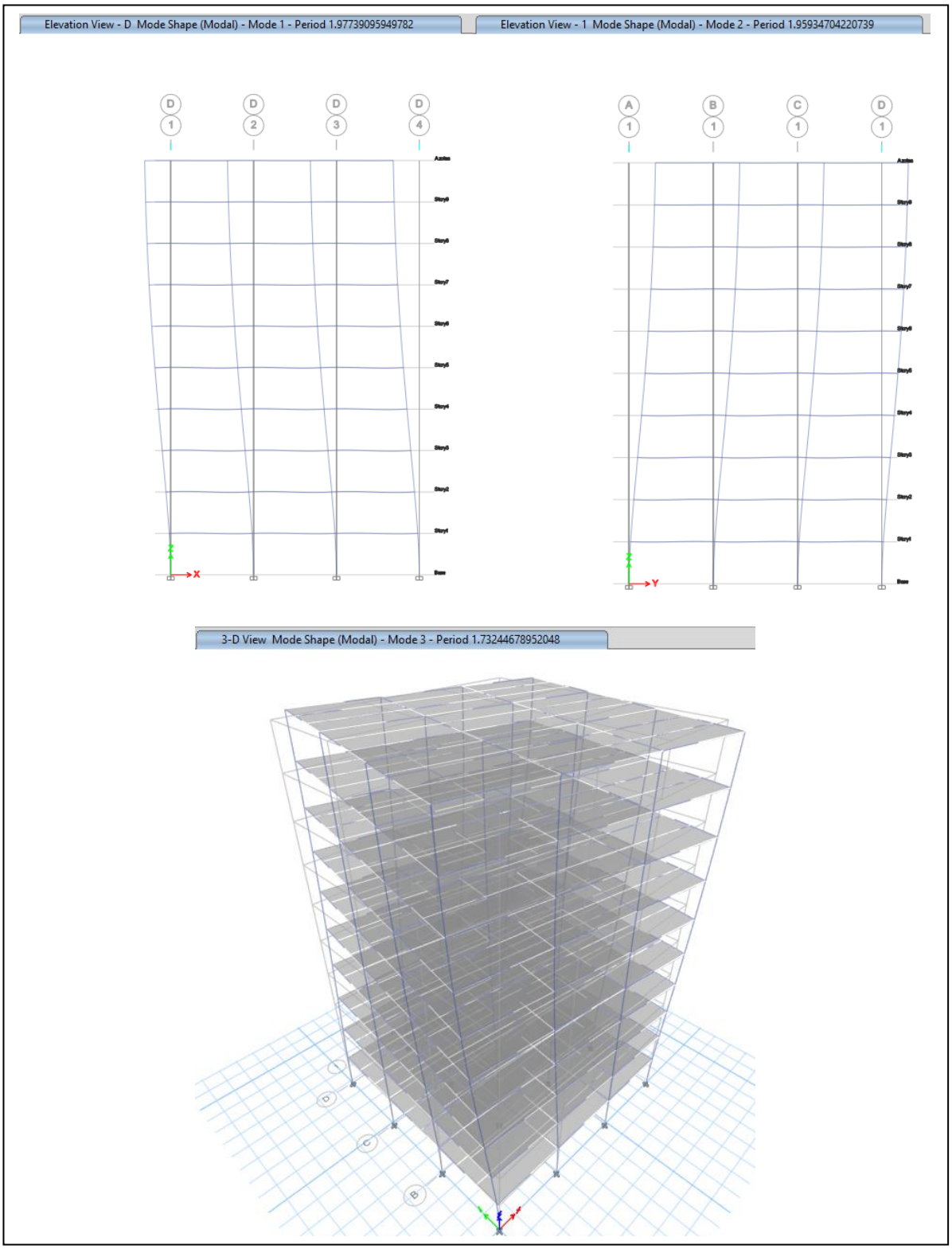
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
		sec						
Modal	1	1.977	0.7806	0	0	0.7806	0	0
Modal	2	1.959	0	0.7814	0	0.7806	0.7814	0
Modal	3	1.732	0	0	0.7872	0.7806	0.7814	0.7872
Modal	4	0.61	0.1044	0	0	0.8849	0.7814	0.7872
Modal	5	0.605	0	0.1041	0	0.8849	0.8855	0.7872
Modal	6	0.54	0	0	0.1015	0.8849	0.8855	0.8887
Modal	7	0.323	0.0446	0	0	0.9295	0.8855	0.8887
Modal	8	0.321	0	0.0444	0	0.9295	0.9299	0.8887
Modal	9	0.291	0	0	0.0431	0.9295	0.9299	0.9317
Modal	10	0.202	0.0259	0	0	0.9554	0.9299	0.9317
Modal	11	0.201	0	0.0257	0	0.9554	0.9556	0.9317
Modal	12	0.184	0	0	0.0249	0.9554	0.9556	0.9566

Fuente: ETABS. Elaboración propia

5.6.2 Modos de vibrar

Para Bazan & Meli (1990) promueve que para un correcto comportamiento sísmicos debido a su configuración en planta se debe cumplir que los primeros 3 modos seran traslacionales (X e Y) y torsionales, en ese orden. La tabla anterior de participación modal (Tabla 5-12) muestra este correcto comportamiento modal (Figura 3.8).

Imagen 5-6 Modos de Vibrar de la estructura.



Fuente: Modelo ETABS. elaboración Propia

5.6.3 Revisión de cortantes dinámico con estático

Según el arto. 33 del RNC-07 se establece que el cortante dinámico tiene que ser al menos un 80% del cortante estatico, por tanto, se utlizo el sofware ETABS Para la extraxcion de los datos del cortante dinamico del modelo de la estructura y se comparo con el metodo estatico equivalente relizado mediante una hoja de calculo de EXCEL.

El metodo estatico equivalente es necesario para escalar el espectro de sitio cumpliendo lo que dicta el reglamento. Luego de que se escala el espectro, los registros sismicos tomados del Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) ground motion database se deben ajustar a dicho espectro.

Para la revisión del cortante basal estático se calcularon los coeficientes sísmicos los cuales fueron utilizados para el cálculo del cortante basal estático.

Tabla 5-17 Calculo de Aceleraciones espectral y coeficiente sísmico reducido

Ta≤T≤Tb	0
ax	0.325769658
ay	0.33084988
Sa0	0.465
Cx	0.0775
Cy	0.0775

Fuente: Excel. elaboración propia

Se comprueban los cortantes que cumplan con la condición (Tabla) $V_b Dinámico \geq 80\% V_b Estático$.

Tabla 5-18 Cortantes dinámicos y estáticos

Cortante	**X-Dir**	**Y-Dir**
	tonf	tonf
Vb_Din	303.6528	306.326
Vb_est	347.30637	347.30637
	87%	88%

Fuente: 1 Excel. Elaboración propia

Por tanto, se **cumple** con la condición $V_b Dinámico \geq 80\% V_b Estático$ y queda validado el procedimiento de análisis modal espectral de la estructura.

5.6.4 Efecto P-Δ

Deberán tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden, esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. Estos efectos pueden despreciarse en los entrepisos en los que se cumple la siguiente condición: (RNC-07, Arto. 32 inciso e)

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 \frac{V}{Py}$$

Donde:

Δ: Desplazamiento lateral relativo entre los dos niveles que limitan el entrepiso considerado;

H: Altura del entrepiso;

V: Fuerza cortante calculada en el entrepiso; y

P_y: Peso de la construcción situada en el entrepiso, incluyendo cargas muertas y vivas, multiplicadas por el factor correspondiente.

Tabla 5-19 Tabla de Py

Nivel	Pesos ton
Azotea	305.81325
9	463.95103
8	463.95103
7	463.95103
6	463.95103
5	463.95103
4	463.95103
3	463.95103
2	463.95103
1	463.95103

Fuente: 3 Modelo ETABS. Elaboración Propia

Los cortantes dinámicos fueron obtenidos del modelo de ETABS mostrados en la tabla 5.25.

Tabla 5-20 Criterio de evaluación efecto P-Delta según RNC-07 en X

Nivel	H	Vx	Py	Δx	Δx/H	0.08V/Py	Obs
	cm	Ton	Ton	cm			
10	3000	44.37299698	305.81325	14.409	0.004803	0.011607868	Cumple
9	2700	60.58667466	463.95103	21.0474	0.007795333	0.010447081	Cumple
8	2400	53.85482192	463.95103	28.2198	0.01175825	0.009286294	No cumple
7	2100	47.12296918	463.95103	34.8468	0.016593714	0.008125507	No cumple
6	1800	40.39111644	463.95103	40.7886	0.022660333	0.006964721	No cumple
5	1500	33.6592637	463.95103	46.038	0.030692	0.005803934	No cumple
4	1200	26.92741096	463.95103	50.0574	0.0417145	0.004643147	No cumple
3	900	20.19555822	463.95103	51.1176	0.056797333	0.00348236	No cumple
2	600	13.46370548	463.95103	45.0852	0.075142	0.002321574	No cumple
1	300	6.731852741	463.95103	22.6416	0.075472	0.001160787	No cumple

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 5-21 Criterio de evaluación efecto P-Delta según RNC-07 en Y

Nivel	H	Vy	Py	Δy	Δy/H	0.08V/Py	Obs
	cm	Ton	Ton	cm			
10	3000	44.37299698	305.81325	14.0598	0.0046866	0.0116079	Cumple
9	2700	60.58667466	463.95103	20.739	0.0076811	0.0104471	Cumple
8	2400	53.85482192	463.95103	27.9042	0.0116268	0.0092863	No cumple
7	2100	47.12296918	463.95103	34.4982	0.0164277	0.0081255	No cumple
6	1800	40.39111644	463.95103	40.4034	0.0224463	0.0069647	No cumple
5	1500	33.6592637	463.95103	45.63	0.03042	0.0058039	No cumple
4	1200	26.92741096	463.95103	49.6608	0.041384	0.0046431	No cumple
3	900	20.19555822	463.95103	50.79	0.0564333	0.0034824	No cumple
2	600	13.46370548	463.95103	44.9016	0.074836	0.0023216	No cumple
1	300	6.731852741	463.95103	22.6188	0.075396	0.0011608	No cumple

Fuente: Elaboración Propia

5.6.4.1 ASCE/SEI 7-22

Se revisarán los efectos de segundo orden haciendo uso de los criterios establecidos en el ASCE/SEI 7-22. Según lo descrito en la sección 12.8.7. estos efectos no se deben ser considerados cuando el coeficiente de estabilidad θ (formula 12.8-18 de ASCE 7-22) determinado por la Ec.21 es igual o menor que 0.1:

$$\theta = \frac{P_x / h_{sx}}{V_x / \Delta_{xe}}$$

Ecuación 5-1: Coeficiente de estabilidad θ

Donde:

P_x: carga total de diseño vertical en y por encima del nivel x [kip (kN)]; donde la computación P_x, ningún factor de carga individual necesita exceder 1.0

V_x/Δ_{xe}: Rigidez del piso en el nivel x [kip/in (kN/mm)], calculada como la relación del cortante de diseño sísmico, V_x , dividida por la deriva elástica del piso correspondiente, Δ_{xe}.

h_{sx}: altura de piso por debajo del nivel x [in. (mm)]

C_d: Factor de amplificación de distorsión en tabla 12.2-1 de ASCE 7-22.

El coeficiente de estabilidad, θ, no debe exceder de θ max, determinado de la siguiente manera:

$$\theta_{\max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25$$

Ecuación 5-2. Coeficiente de *estabilidad máximo*

- Para las cargas P_x se utilizaron las mismas contenidas en la Tabla 5.21.
- Los desplazamientos relativos de piso tanto en X como en Y fueron calculados de la Tabla 5.26.

Tabla 5-22 Factor de amplificación de distorsión para SMF.

Sistema resistente a fuerza sísmica **B. Sistemas estructural**	Sección de ASCE 7 donde los datos requeridos son especificados	Coeficiente de modificación de respuesta, R^a	Factor de sobre resistencia, $\Omega_0{}^b$	Factor de amplificación de distorsión, C_d
1. Porticos especiales resistentes a momento	14.1	6	2	5

Fuente: Traducción de tabla 12.2.1 de ASCE 7-22

Tabla 5-23 Efecto P-Delta en X según ASCE 7-22

Nivel	h (cm)	δex (cm)	Δx (cm)	Vxe (Ton)	Px (Ton)	θ	θ max	Criterio	Ratio	1/β
Azotea	300	59.042	2.402	59.960	305.813	0.041	0.100	**Cumple**	0.408	1
9	300	56.640	3.508	121.221	769.764	0.074	0.100	**Cumple**	0.743	1
8	300	53.133	4.703	160.792	1233.715	0.120	0.100	No Cumple	1.203	1
7	300	48.429	5.808	188.553	1697.666	0.174	0.100	No Cumple	1.743	1
6	300	42.621	6.798	208.805	2161.617	0.235	0.100	No Cumple	2.346	1
5	300	35.823	7.673	228.039	2625.568	0.294	0.100	No Cumple	2.945	1
4	300	28.150	8.343	249.555	3089.519	0.344	0.100	No Cumple	3.443	1
3	300	19.807	8.520	272.237	3553.470	0.371	0.100	No Cumple	3.707	1
2	300	11.288	7.514	293.361	4017.421	0.343	0.100	No Cumple	3.430	1
1	300	3.774	3.774	303.653	4481.373	0.186	0.100	No Cumple	1.856	1

Fuente: 4Elaboración Propia

Tabla 5-24 Efecto P-Delta en Y según ASCE 7-22

Nivel	h (cm)	δey (cm)	Δy (cm)	Vy (Ton)	Py (Ton)	θ	θ max	Criterio	Ratio	1/β
Azotea	300	58.534	2.343	60.044	305.813	0.040	0.100	**Cumple**	0.398	1
9	300	56.191	3.456	121.929	769.764	0.073	0.100	**Cumple**	0.727	1
8	300	52.735	4.651	162.076	1233.715	0.118	0.100	No Cumple	1.180	1
7	300	48.084	5.750	190.220	1697.666	0.171	0.100	No Cumple	1.710	1
6	300	42.334	6.734	210.725	2161.617	0.230	0.100	No Cumple	2.303	1
5	300	35.600	7.605	230.140	2625.568	0.289	0.100	No Cumple	2.892	1
4	300	27.995	8.277	251.861	3089.519	0.338	0.100	No Cumple	3.384	1
3	300	19.718	8.465	274.746	3553.470	0.365	0.100	No Cumple	3.649	1
2	300	11.253	7.484	295.988	4017.421	0.339	0.100	No Cumple	3.386	1
1	300	3.770	3.770	306.326	4481.373	0.184	0.100	No Cumple	1.838	1

Fuente: Elaboración Propia

5.7 FNA

5.7.1 Justificación del tipo de análisis

De acuerdo con el RNC-07 en el artículo 30 inciso b, se puede utilizar el método estático equivalente para analizar estructuras regulares de Altura menor a los 40m, y estructuras irregulares de no más de 30m. Al mismo tiempo que nos permite utilizar el método dinámico de su artículo 33 para el análisis de toda estructura.

En este trabajo se utiliza el Fast Nonlinear Analysis (FNA), mencionado en el capítulo 4. Debido a que se espera que la estructura se comporte de manera elástica-lineal y solamente los disipadores de energía de manera no-lineal.

5.7.2 Registros sísmicos utilizados

Para el analisis dinámico no lineal (Fast Nonlinear Analisis) se han dispuesto de 11 registros (mínimo de registros que norma la ASCE/S EI 7-22 en su sección 16.2 Ground motion selection), los cuales se asemenjan mucho en las caracteristicas

dominantes del sismo en el sitio del edificio de estudio, mecanismo de falla, distancia de falla, condición de sitio y caracteristicas energéticas o de magnitud del sismo.

Para el análisis dinámico no lineal (FNA) del edificio de estudio se han seleccionado de la base de datos de registros sísmicos del PEER (https://ngawest2.berkeley.edu), usando como base para la búsqueda el terremoto de Managua, Nicaragua, del 23 de diciembre de 1972. cuales se muestran a continuación:

Tabla 5-25 Registros extraídos del PEER Ground motion database

Nombre del terremoto	Año	Estación	Magnitud	Mecanismo
"Managua_ Nicaragua-01"	1972	"Managua_ ESSO"	6.24	Deslizamiento
"Managua_ Nicaragua-02"	1972	"Managua_ ESSO"	5.2	Deslizamiento
"Imperial Valley-06"	1979	"El Centro Array #8"	6.53	Deslizamiento
"Morgan Hill"	1984	"Halls Valley"	6.19	Deslizamiento
"Kobe_Japan"	1995	"Port Island (0 m)"	6.9	Deslizamiento
"Parkfield-02_ CA"	2004	"PARKFIELD - JOAQUIN CANYON"	6	Deslizamiento
"Parkfield-02_ CA"	2004	"PARKFIELD - STOCKDALE MTN"	6	Deslizamiento
"Parkfield-02_ CA"	2004	"PARKFIELD - VINEYARD CANYON"	6	Deslizamiento
"Parkfield-02_ CA"	2004	"Parkfield - Fault Zone 8"	6	Deslizamiento
"Parkfield-02_ CA"	2004	"Parkfield - Vineyard Cany 3W"	6	Deslizamiento
"Parkfield-02_ CA"	2004	"Hog Canyon"	6	Deslizamiento

Fuente: Pacific Earthquake Engineering Research Center

5.7.3 Emparejamiento espectral

En la normativa ASCE/SEI 7-22 sección 16.2.3. Ground motion modification se solicita que deben escalarse los registros sísmicos y ajustarlos a un espectro objetivo. Para lo cual existen 3 formas:

- Escalado Lineal
- Escalado en dominio de la frecuencia
- Escalado en dominio del tiempo

Para el presente trabajo se ha utilizado un escalado en el dominio del tiempo (spectral Matching in Time Domain), ya que este método es considerado se posee un mejor enfoque para la correspondencia espectral. Tomando como espectro objetivo el espectro elástico para los análisis FNA y para el diseño de

los disipadores se utiliza el MCER según lo especifica el ASCE/SEI 7-22 seccion 18.2.4.1, el cual se obtiene multiplicando el espectro de elástico por 1.5 de acuerdo a la sección 11.4.6. Este escalado se realizó para cada uno de los 11 pares registros haciendo uso de la función de ETABS (Matched to Response Spectrum).

5.7.4 Estados de cargas

Para el caso de cargas gravitatorias para procedimientos de análisis no lineal se considera la combinación:

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S$$

Donde:

Q_G: Carga gravitatoria en procedimientos no lineales. [*Ec. (7-3) de* ASCE 41-17)]

Q_D: Acción de cargas muertas. (Definidas en la sección 3.2. del presente documento)

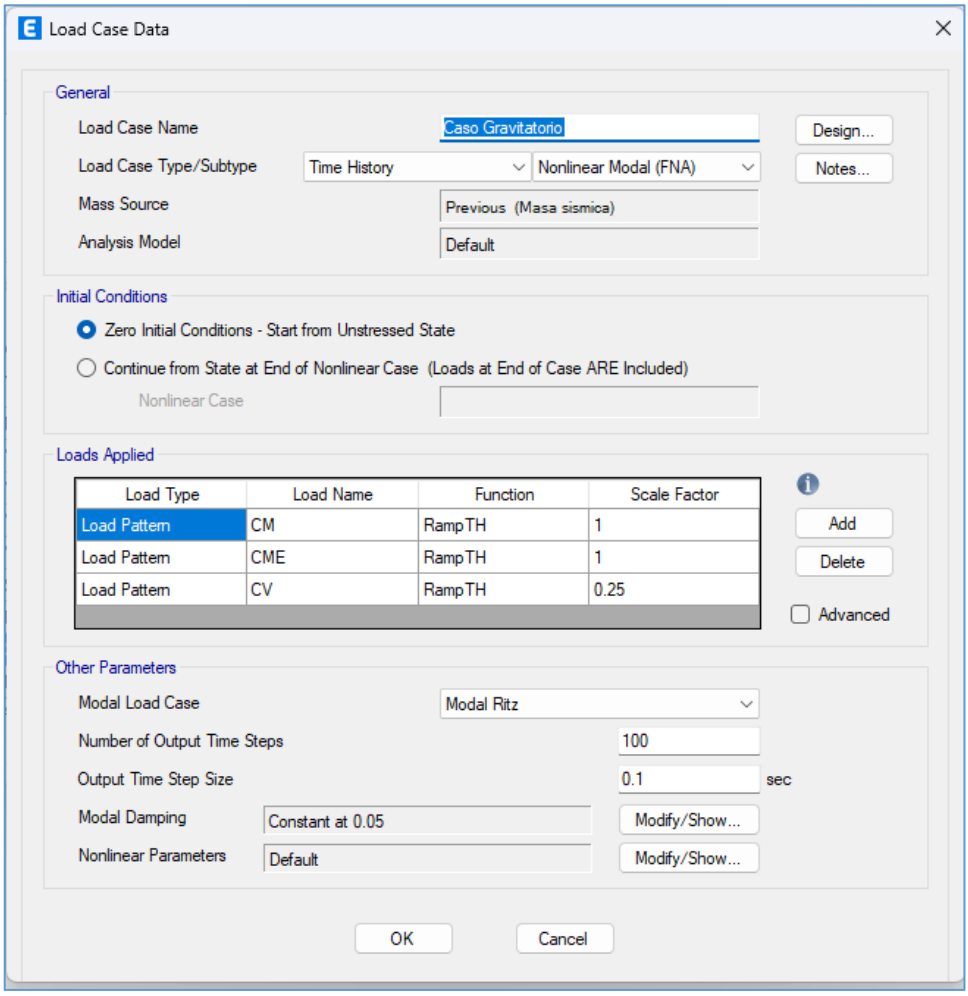
Q_L: Acción 25% de las cargas vivas no reducidas.

Q_S: Acción efectiva por carga de nieve.

Se definió 3 patrones de carga: CM, CME y CV, las cuales se refieren a los pesos de los elementos estructurales, la carga muerta sobreimpuesta debido a los elementos no estructurales y la carga viva ala cual se le aplicara el factor de 0.25 para reducirla.

Tales casos se aplicarán de manera pseudo-estática en un caso de carga tiempo-historia modal no lineal (FNA) mediante la función RampTH en cual es llamado Carga Gravitatoria, asignando 100 pasos de 0.1 seg y un amortiguamiento modal de 5%.

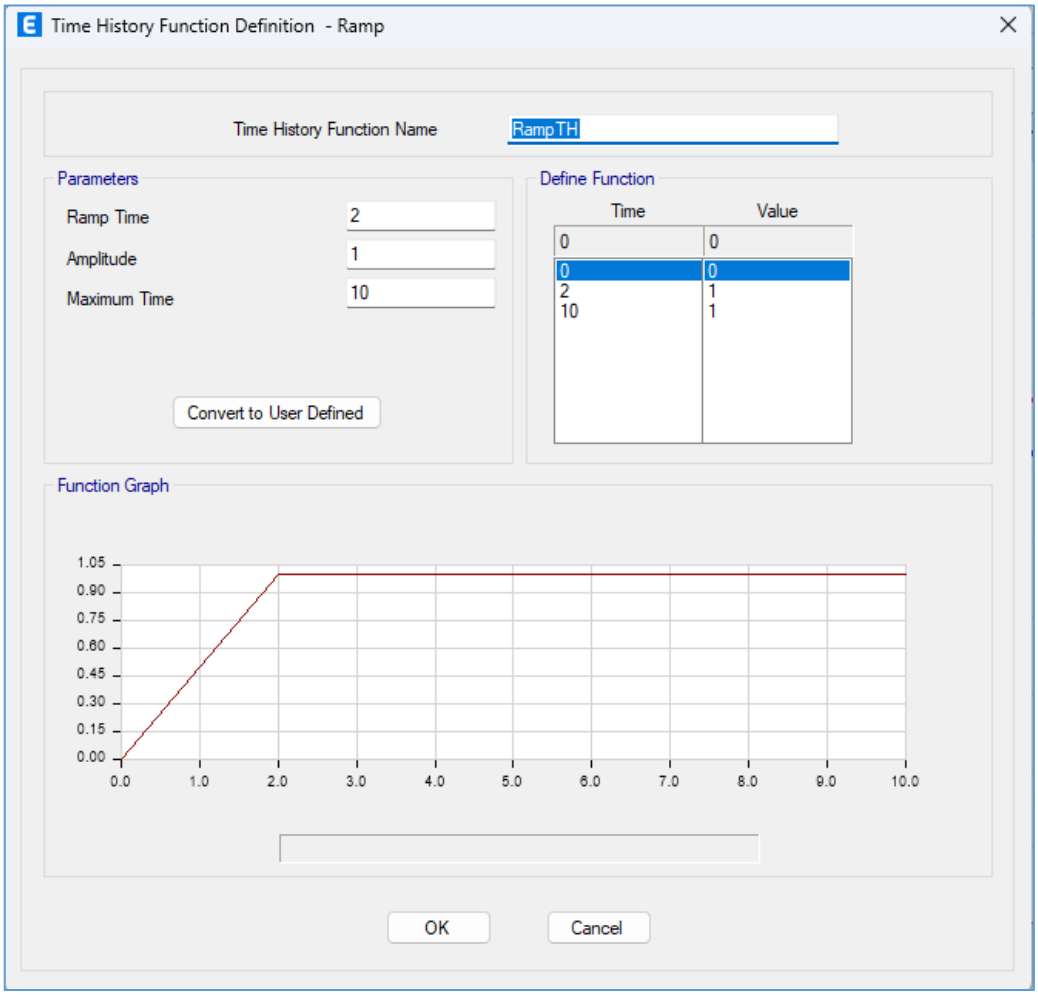
Imagen 5-7 Definición del caso de carga gravitatorio Para la aplicación de cargas estáticas



Fuente: Modelo ETABS. Elaboración Propia

La función RampTH aplica las cargas mencionadas de manera que si intensidad varia desde 0 hasta su valor máximo en 10 seg y luego se mantiene por otros 10 seg.

Imagen 5-8 Definición de la función RampTH

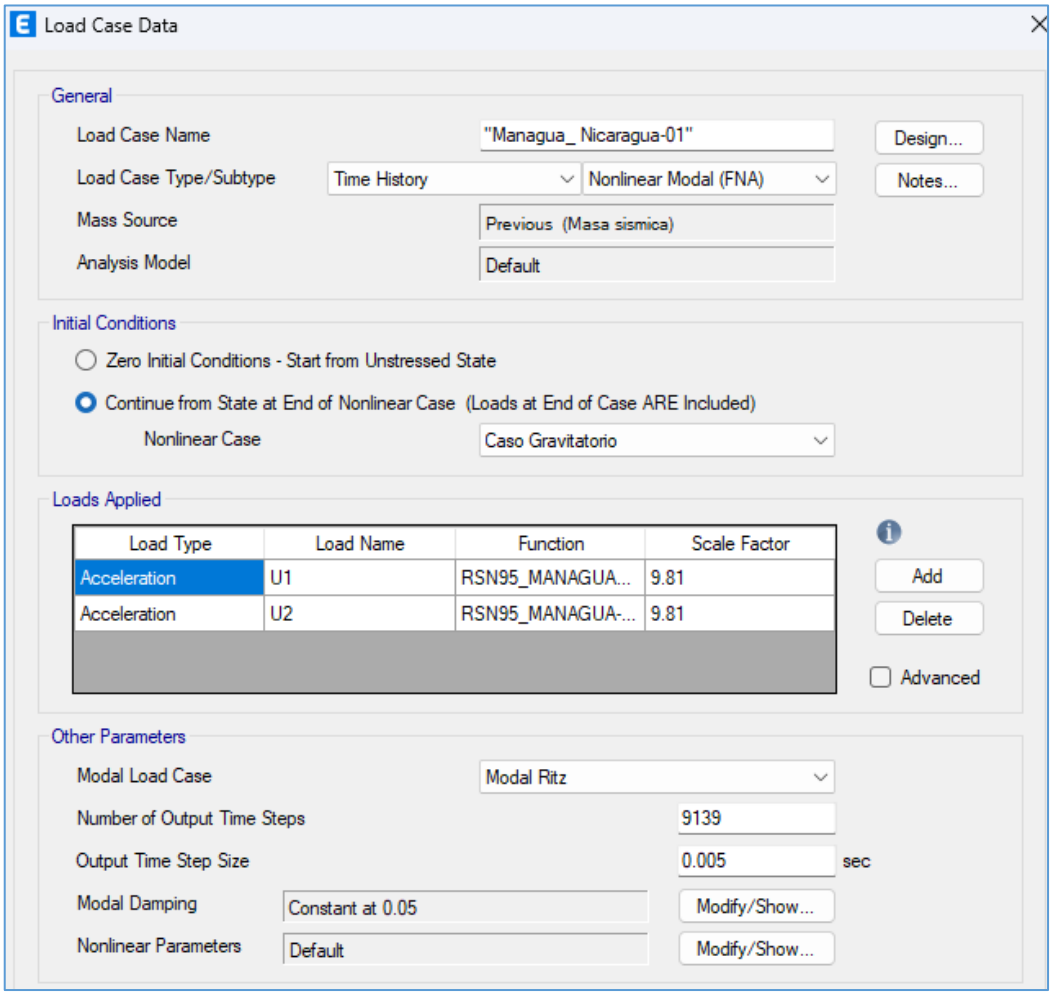


Fuente: Modelo ETABS

5.7.5 Aceleraciones del terreno

Las aceleraciones del terreno serán aplicadas a través de las funciones tiempo-historia definidas para cada componente de carga FNA Nombrados según la ubicación del registro.

Imagen 5-9 Definición del caso de carga Managua_Nicaragua-01

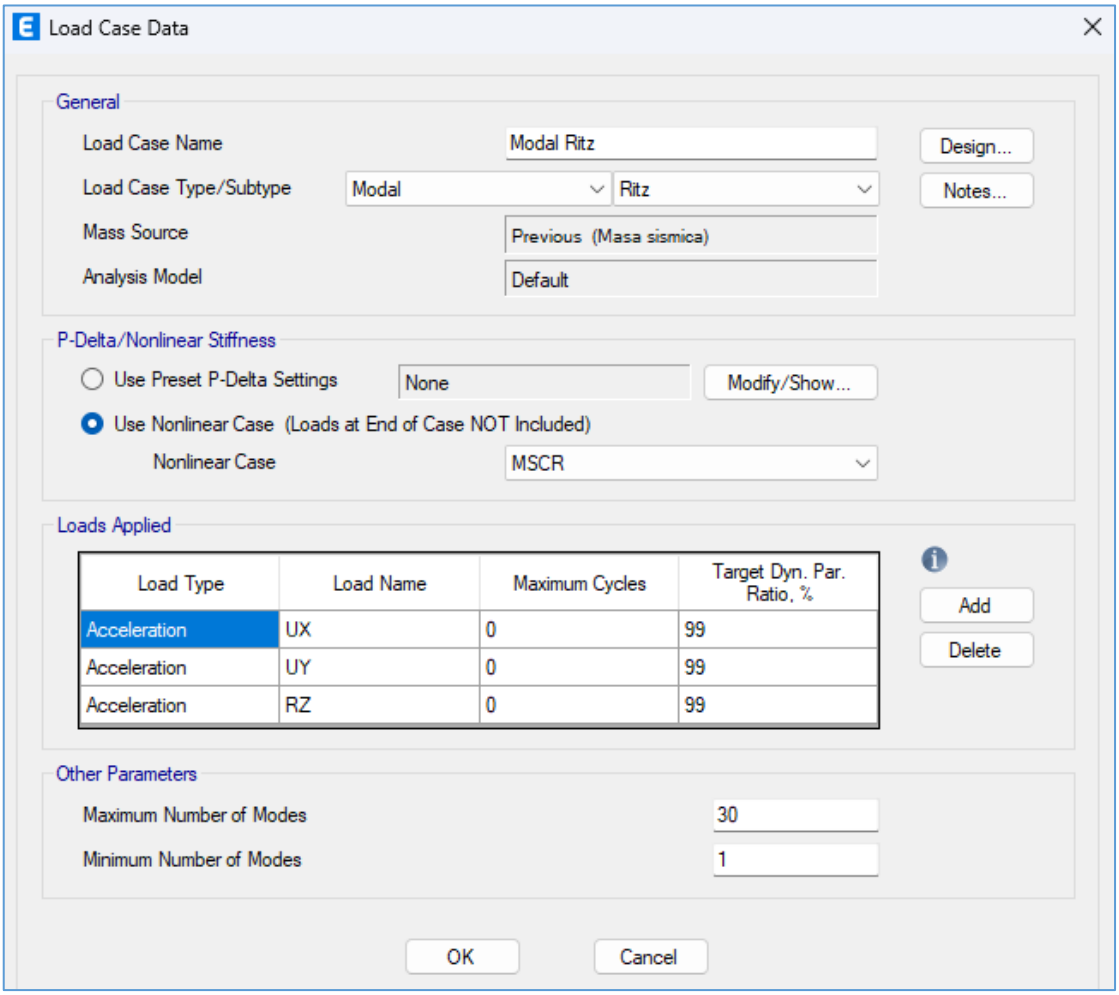


Fuente: Modelo ETABS

5.7.6 Análisis modal con vectores Ritz

El Análisis se llevó a cabo haciendo uso de Vectores Ritz en lugar de Vectores Eigen. Para esto se definieron 3 vectores iniciales de carga (aceleraciones en cada dirección), los cuales representan los patrones de carga a la que se somete la estructura.

Imagen 5-10 Definición de análisis modal con vectores de Ritz



Fuente: Modelo ETABS

5.8 Resultados del análisis

5.8.1 Participación modal de las cargas

En la normativa ASCE 41-17 sección 7.4.4.2 así como en el RNC-07 en su Arto.33. se requiere de una participación de masa de al menos un 90%, el cual se alcanza en el 2do modo.

Tabla 5-26 Participación Modal con Análisis Modal de Ritz

Case	Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
		sec						
Modal Ritz	1	1.977	0.7806	0	0	0.7806	0	0
Modal Ritz	2	1.959	0	0.7814	0	0.7806	0.7814	0
Modal Ritz	3	1.732	0	0	0.7872	0.7806	0.7814	0.7872
Modal Ritz	4	0.61	0.1044	0	0	0.8849	0.7814	0.7872
Modal Ritz	5	0.605	0	0.1041	0	0.8849	0.8855	0.7872
Modal Ritz	6	0.54	0	0	0.1015	0.8849	0.8855	0.8887
Modal Ritz	7	0.323	0.0446	0	0	0.9295	0.8855	0.8887
Modal Ritz	8	0.321	0	0.0444	0	0.9295	0.9299	0.8887
Modal Ritz	9	0.291	0	0	0.0431	0.9295	0.9299	0.9317
Modal Ritz	10	0.202	0.0259	0	0	0.9554	0.9299	0.9317
Modal Ritz	11	0.201	0	0.0257	0	0.9554	0.9556	0.9317
Modal Ritz	12	0.184	0	0	0.0249	0.9554	0.9556	0.9566

Fuente: Modelo ETABS. Elaboración Propia

5.8.2 Modos de vibrar

Al utilizar los métodos dinámicos elásticos podemos ver que la aparición de los modos de vibrar es igual (primeros 2 modos en traslación y el tercero en rotación). Pero al utilizar el caso modal con vectores Ritz en el caso no lineal y el de vectores Eigen del caso lineal se puede notar una diferencia en la duración del periodo fundamental de la estructura esto debido a que difiere la definición de masa para el cálculo de los modos y también a la aparición de la torsión accidental en el caso modal, aun los resultados para el caso modal con vectores Ritz tienen una duración un poco mayor que al hecho por los vectores Eigen en la sección 5.7.1 del documento.

Tabla 5-27 Comparativa de casos modales

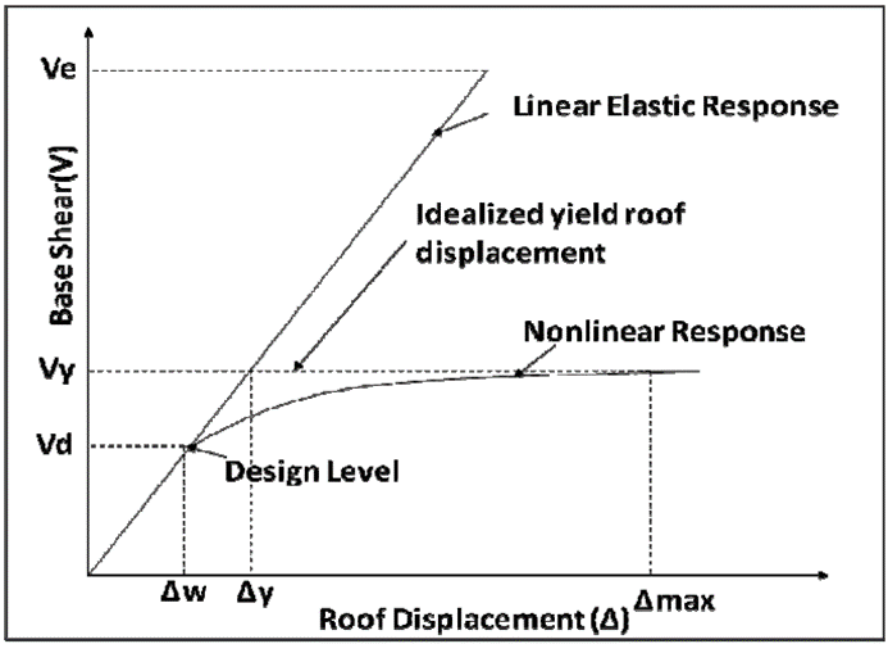
Caso	Vectores de Ritz FNA-TIME History	Vectores Eigen Response-Spectrum
Mode	**Period**	**Period**
	sec	sec
1	1.977	1.977
2	1.959	1.959
3	1.732	1.732
4	0.61	0.61
5	0.605	0.605
6	0.54	0.54
7	0.323	0.323
8	0.321	0.321
9	0.291	0.291
10	0.202	0.202
11	0.201	0.201
12	0.184	0.184

Fuente: Modelo de ETABS. Elaboración Propia

5.8.3 Factor R

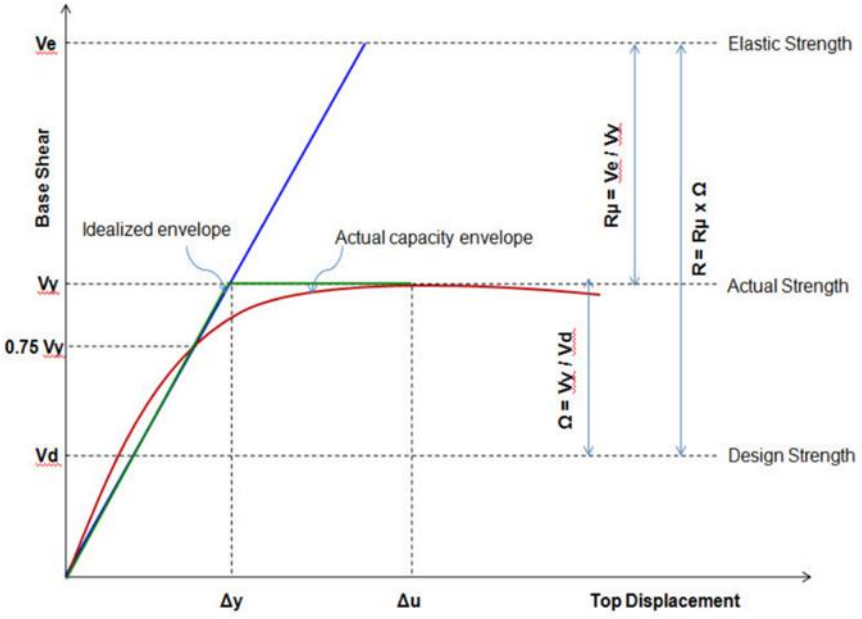
Para la ingeniería sísmica el objetivo es tener el control del tipo, localización y extensión de los daños. Debido al consumo computacional que requieren el tomar en cuenta la respuesta inelásticos de los miembros resistentes a fuerzas laterales se emplean el coeficiente de modificación de respuesta R para reducir las cargas a cortes y aumentar (arto. 34 RNC-07) sus deslazamientos para cálculo de derivas en estado límite de colapso ($\Delta * R$) para tratar de llegar a una respuesta inelástica de los miembros. Como se muestra en la imagen 5-11 y 5-12 existe un Cortante elástico (Ve) que lleva la estructura más allá de su rango lineal produciendo daños en la estructura, un cortante de diseño (Vd) que mantiene la estructura en su rango lineal y un desplazamiento reducido sin dar certeza de la localización, tipo o extensión de los daños producidos por cargas laterales. El concepto de factor de R se interpreta más a fondo como “factor con el propósito de incluir tanto la amortiguación y ductilidad propia en un sistema estructural en los desplazamientos suficientemente incrementados para acercarse al desplazamiento máximo producido por el sistema sometido a cargas laterales.” (Safar, 2009)(Safar, 2009).

Imagen 5-11 Respuesta fuerzas en análisis elásticos e inelásticos



Fuente: Safar, 2009

Imagen 5-12 Factor R



Fuente: Safar, 2009

5.8.4 Resultados por cortantes

En las tablas siguientes se presentan los máximos desplazamientos producidos en cada nivel debido a los 11 pares registros sisimicos correspondientes.

Tabla 5-28 Cortantes máximos en dirección X

Nivel	Managua Nicaragua-01	Managua_ Nicaragua-02	Kobe_Japan	Imperial Valley-06	PARKFIELD - Hog Canyon	Parkfield - Fault Zone 8	PARKFIELD - JOAQUIN CANYON	PARKFIELD - STOCKDALE MTN	Parkfield - Vineyard Cany 3W	PARKFIELD - VINEYARD CANYON
Azotea	281.039	347.3928	326.7328	270.9203	258.2709	309.5178	312.3907	262.7979	385.5233	305.148
9	599.488	761.5895	644.1576	603.1464	439.3601	615.0423	679.1256	520.3772	827.5536	577.0494
8	809.709	1015.963	862.6252	845.7153	568.5812	791.0685	917.066	686.1683	1088.0957	854.6226
7	912.859	1151.725	973.1275	1025.714	727.0036	982.3119	1057.155	835.2372	1153.1448	1077.4468
6	908.435	1148.072	1025.439	1110.768	893.3556	1129.9282	1055.774	860.9909	1157.7634	1148.1747
5	1071.97	1116.456	1144.011	1129.028	934.8926	1154.1841	1000.528	967.1219	1131.7772	1122.8047
4	1223.52	1150.561	1235.409	1109.346	987.9893	1214.0618	1269.565	1198.2486	1092.3262	1083.6711
3	1318.66	1407.511	1286.31	1119.635	1089.395	1305.2205	1565.065	1268.1161	1382.3819	1197.4613
2	1365.88	1562.84	1288.79	1193.071	1290.694	1242.3886	1748.091	1257.2261	1585.0054	1435.5676
1	1384.67	1586.823	1262.675	1227.185	1438.087	1227.0532	1832.791	1323.5275	1655.3732	1519.2232

Fuente: Modelo de ETABS. Elaboración Propia

Tabla 5-29 Cortantes máximos en dirección Y

Nivel	Managua Nicaragua-01	Managua_ Nicaragua-02	Kobe_Japan	Imperial Valley-06	PARKFIELD - Hog Canyon	Parkfield - Fault Zone 8	PARKFIELD - JOAQUIN CANYON	PARKFIELD - STOCKDALE MTN	Parkfield - Vineyard Cany 3W	PARKFIELD - VINEYARD CANYON
Azotea	360.454	456.2926	260.2768	257.9617	295.3279	229.3119	304.148	317.6142	305.0861	311.7741
9	624.491	883.4254	518.1746	552.6047	663.6699	518.8958	591.2151	617.6547	586.9114	655.8717
8	883.25	1056.951	751.7929	773.5735	916.4761	776.1311	752.3089	783.1677	728.8863	945.511
7	1116.05	1099.187	882.7358	906.7098	1047.924	971.6502	933.6656	862.8912	840.9478	1140.4497
6	1152.34	1125.445	1049.386	930.95	1080.077	1084.8176	1065.668	961.1412	911.4576	1240.29
5	1184.01	1242.02	1178.041	891.0369	1018.591	1112.4179	1125.975	1015.5899	1031.3557	1253.833
4	1169.82	1377.176	1274.192	863.6014	1112.22	1138.4058	1159.698	1072.2277	1155.3529	1206.8947
3	1314.1	1403.286	1345.68	848.5953	1219.927	1349.4767	1244.872	1108.6464	1259.6834	1199.2171
2	1304.23	1441.078	1426.428	938.7896	1274.063	1498.4532	1306.522	1165.7506	1320.9346	1214.2818
1	1295.85	1525.777	1451.383	1019.751	1267.971	1574.4349	1326.297	1327.836	1402.9079	1185.4855

Fuente: Modelo de ETABS. Elaboración Propia

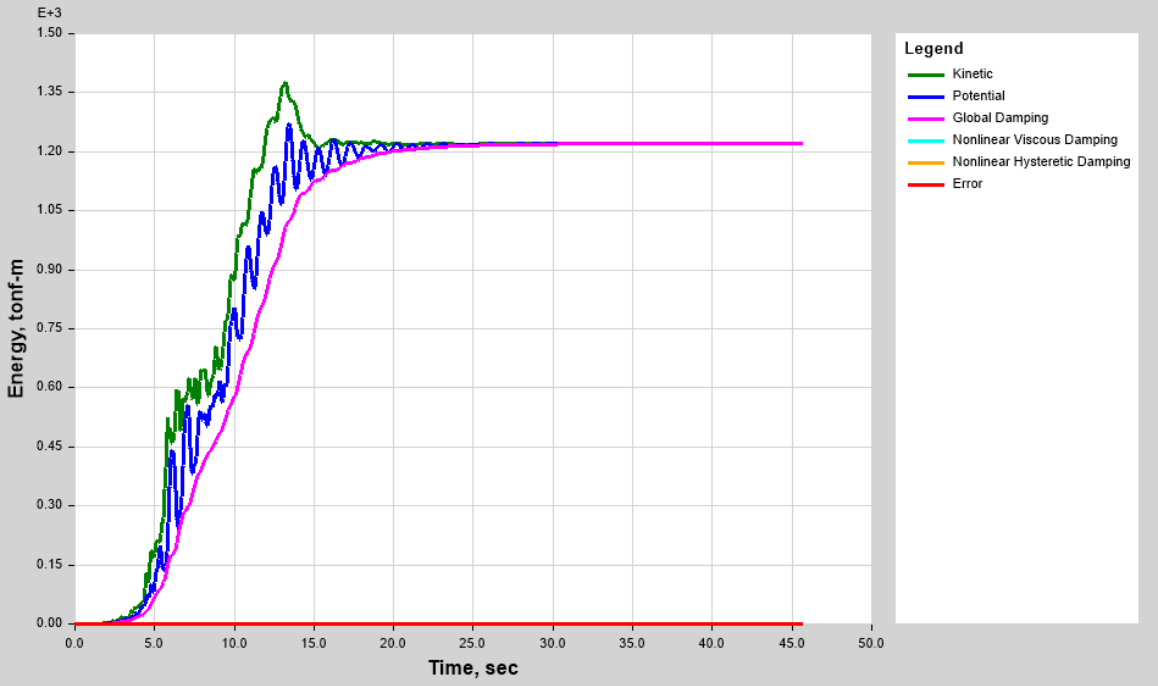
Tabla 5-30 Cortantes Máximos no lineales

Nivel	Fe X ton	Fe Y ton	Ve X ton	Ve Y ton
Azotea	312.3907	229.3119	258.2709	304.148
9	679.1256	518.8958	439.3601	591.2151
8	917.066	776.1311	568.5812	752.3089
7	1057.1552	971.6502	727.0036	933.6656
6	1055.7735	1084.8176	893.3556	1065.6679
5	1000.5279	1112.4179	934.8926	1125.9749
4	1269.5647	1138.4058	987.9893	1159.6981
3	1565.0649	1349.4767	1089.3948	1244.8715
2	1748.0913	1498.4532	1290.6941	1306.5219
1	1832.7908	1574.4349	1438.0874	1326.2973

Fuente: Modelo ETABS. Elaboración Propia

5.8.5 Balance energético

Tabla 5-31 Balance energético del registro "MANAGUA_NICARAGUA-01"



Fuente: Modelo ETABS. Elaboración Propia

5.8.6 Periodos

Tabla 5-32 Periodos de vibración para cada modo

Mode	Period	Mode	Period	Mode	Period
	sec		sec		sec
1	1.977	11	0.201	21	0.074
2	1.959	12	0.184	22	0.064
3	1.732	13	0.138	23	0.064
4	0.61	14	0.138	24	0.061
5	0.605	15	0.128	25	0.056
6	0.54	16	0.101	26	0.056
7	0.323	17	0.101	27	0.052
8	0.321	18	0.094	28	0.051
9	0.291	19	0.079	29	0.051
10	0.202	20	0.079	30	0.048

Fuente: Modelo ETABS. Elaboración Propia

5.8.7 Reacciones en la base

Story	Label	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Base	1A	136.248	61.1663	468.212	197.0609	536.8478	0
Base	1B	136.2502	79.5448	353.6707	215.485	536.8496	0
Base	1C	136.2525	79.5448	351.9718	215.485	536.8513	0
Base	1D	136.2548	61.1663	593.1854	197.0609	536.8531	0
Base	2A	93.0558	117.0058	374.3575	472.4619	245.2464	0
Base	2B	93.0579	136.5483	15.9046	488.5089	245.2484	0
Base	2C	93.0601	136.5483	15.366	488.5089	245.2505	0
Base	2D	93.0622	117.0058	349.1548	472.4619	245.2525	0
Base	3A	93.0622	117.0058	365.8616	472.4619	245.2525	0
Base	3B	93.0601	136.5483	16.6157	488.5089	245.2505	0
Base	3C	93.0579	136.5483	15.4645	488.5089	245.2484	0
Base	3D	93.0558	117.0058	346.9515	472.4619	245.2464	0
Base	4A	136.2548	61.1663	596.521	197.0609	536.8531	0
Base	4B	136.2525	79.5448	347.2337	215.485	536.8513	0
Base	4C	136.2502	79.5448	344.4337	215.485	536.8496	0
Base	4D	136.248	61.1663	595.5304	197.0609	536.8478	0

Fuente: Modelo ETABS. Elaboración Propia

5.8.8 Acciones globales

Cortante basal		R. Vertical	Momento de Volteo		Torsión
FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
1834.33	1577.0447	14.2194	28720.5116	28096.2904	25168.2607

Fuente: Modelo ETABS. Elaboración Propia

5.8.9 Evaluación de los desplazamientos según ASCE/SEI 7-22

Los desplazamientos inelásticos serán comparados con los máximos establecidos según la tabla 12.12-1 de la ASCE/SEI 7-22.

Tabla 5-33 Desplazamiento de piso permisible

Estructura	Categoría de Riesgo sísmico		
	I y II	III	IV
Estructuras, que no sean estructuras de muros de corte de mampostería, de cuatro pisos o menos por encima de la base como se define en la Sección 11.2, con paredes interiores, divisiones y techos que han sido diseñados para adaptarse a las derivas asociadas con los Desplazamientos sísmicos de diseño	$0.025h_{sx}$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Estructuras de muros de corte en voladizo de mampostería	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Otras estructuras de muros a cortante de mampostería	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
Todas las demás estructuras	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

Fuente: ASCE 7-22, tabla 12.12-1

Tabla 5-34 categoría de riesgos de las estructuras según ASCE 7-22

Uso u Ocupación de Edificios y Estructuras	**Categoría de riesgo**
Edificios y otras estructuras que representan bajo riesgo para la vida humana en caso de falla	I
Todos los edificios y otras estructuras, excepto los enumerados en las categorías de riesgo I, III y IV	II
Edificios y otras estructuras, cuya falla podría representar un riesgo sustancial para la vida humana Edificios y otras estructuras no incluidas en la Categoría de riesgo IV, con potencial para causar un impacto económico sustancial y/o una interrupción masiva de la vida civil cotidiana en caso de falla Edificios y otras estructuras no incluidas en la Categoría de riesgo IV (incluidas, entre otras, las instalaciones que fabrican procesan, manipulan, almacenan, usan o eliminan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, desechos peligrosos o explosivos) que contienen sustancias tóxicas. o sustancias explosivas donde la cantidad del material excede una cantidad límite establecida por la Autoridad competente y es suficiente para representar una amenaza para el público si se libera*	III
Edificios y otras estructuras designadas como Instalaciones Esenciales Edificios y otras estructuras, cuya falla podría representar un peligro sustancial para la comunidad Edificios y otras estructuras (incluidas, entre otras, las instalaciones que fabrican procesan, manipulan, almacenan, usan o eliminan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos o desechos peligrosos) que contienen cantidades suficientes de sustancias altamente tóxicas donde la cantidad del material excede una cantidad límite establecida por la autoridad competente y es suficiente para representar una amenaza para el público si se libera* Edificios y otras estructuras requeridas para mantener la funcionalidad de otras estructuras de Categoría de Riesgo IV	IV

Fuente: ASCE 7-22, tabla 1.5-1.

Para la evaluación se seleccionó el valor $0.020h_{sx,}$ categoria de riesgo tipo III. Donde los desplazamientos máximos serán:

$$\Delta_{max} = 0.020 * 3000\ mm = 60mm$$

Donde:

h_{sx}: Altura del entrepiso

Tabla 5-35 Evaluación de los desplazamientos máximos inelásticos según ASCE 7-22

Nivel	H mm	*δx mm*	δTx mm	Δ_a *mm*	Evaluación	*δye (mm)*	δy mm	Δ_a mm	Evaluación
Azotea	3000	533.31	35.106	60	Cumple	538.709152	27.982	60	Cumple
9	3000	498.2	49.438	60	Cumple	510.727324	41.299	60	Cumple
8	3000	448.77	43.436	60	Cumple	469.428667	44.356	60	Cumple
7	3000	405.33	46.674	60	Cumple	425.072177	53.284	60	Cumple
6	3000	358.65	38.016	60	Cumple	371.787917	62.81	60	No cumple
5	3000	320.64	55.947	60	Cumple	308.978353	69.876	60	No cumple
4	3000	264.69	71.922	60	No cumple	239.102555	73.103	60	No cumple
3	3000	192.77	80.603	60	No cumple	165.999866	69.905	60	No cumple
2	3000	112.17	74.243	60	No cumple	96.094462	63.64	60	No cumple
1	3000	37.924	37.924	60	Cumple	32.454688	32.455	60	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Como se logra observar en los resultados, tanto los desplazamientos en el caso no lineal no cumplen los criterios establecidos en la ASCE 7-22.

CAPITULO VI

6 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA CON DISIPADORES

Del capítulo 5 se determinaron los factores que modifican la respuesta del edificio tanto el análisis modal y el análisis estático equivalente.

Por lo tanto, en este capítulo se abordará la respuesta de la estructura con la inclusión de los disipadores TADAS para observar en qué medida mejoran dicha respuesta.

6.1 Estrategia de ubicación de disipadores

La idea principal del uso de estos disipadores es la de reducir la respuesta sísmica disponiendo estratégicamente la ubicación de estos mismos.

Para lograr nuestro objetivo partiremos realizando un análisis FNA con espectro MCER del edificio con los elementos link en su rango lineal a primera instancia solo se extraen las fuerzas de corte que le están llegando al dispositivo TADAS y en base a estas fuerzas realizar el prediseño. Cabe recalcar que este es un proceso iterativo hasta llegar a un punto de convergencia de la fuerza cortante.

6.2 Diseño del disipador

Como se ha explicado en capítulos anteriores, el sistema de disipación pasiva de energía está conformado por el dispositivo TADAS y una estructura de soporte que en este caso consiste en el sistema de ensamblaje de TADAS con arrostramiento tipo chevron (V invertida).

6.2.1 Propiedades mecánicas del material

Las placas para los disipadores serán de acero ASTM A-36 con módulo de elasticidad E=29000ksi, peso volumétrico γ=7850kg/cm2 y un esfuerzo de fluencia de fy=2530.62 kg/cm2. (Steel Contruction Manual , 2015)(Steel Contruction Manual , 2015).

6.2.2 Parámetros de diseño

Para los parámetros de diseño se tomó en cuenta el estudio realizado por (Tena, Nangullasmu, 2013 y 2015)(Tena, Nangullasmu, 2013 y 2015) en donde mediante un análisis pushover a 360 pórticos no dúctiles entre 5 a 25 pisos con contravientos chevron con una inclinación de 40º y 45º se obtuvo los diferentes valores de α y β efectivos para el diseño del dispositivo de disipación.

NIVELES	H/L	Θ	α	β
5	0.53	40º	0.25	0.50
	0.63	45º	0.25	0.50
10	1.05	40º	0.25	0.75
	1.25	45º	0.25	0.50
15	1.58	40º	0.25	0.75
	1.88	45º	0.25	0.50
20	2.10	40º	0.50	0.50
	2.50	45º	0.50	0.75
25	2.63	40º	0.50	0.50
	3.13	45º	0.50	0.75

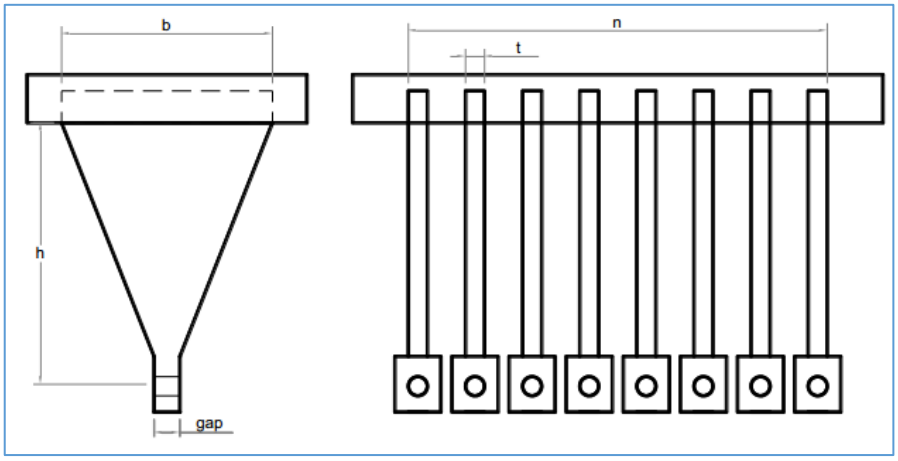
Imagen 6-1 Valores óptimos de α y β

Fuente: Análisis sísmico de estructura con disipadores TADAS O ADAS

6.2.3 Memoria de cálculo para diseño de disipador

Para el diseño de los disipadores TADAS se tomarán las ecuaciones planteadas en el capítulo 3. A continuación se pondrá el diseño de un disipador ya que el cálculo es repetitivo y al final se pondrá una tabla resumen de los resultados.

Imagen 6-2 Nomenclatura de dimensiones TADAS



También hay que mencionar que para la selección del perfil que conforman el contraviento chevron se considera que dichos elementos no incurran en el rango inelástico ya que otra principal función de estos disipadores es que funcionen como elementos fusibles y sean los primeros en fallar.

DISEÑO DE DISIPADOR TIPO TADAS (MODELO BILINEAL)

Datos generales:

$\theta := 31°$	Angulo de inclinación de riostras	$H := 30\ m$	Altura de piso
$E := 29000\ ksi$	modulo de elasticidad acero	$l := 18\ m$	Longitud en planta (lado mas largo)
$n := 2$	numero de contravientos por eje	$fy := 36\ ksi$	Esfuerzo de fluencia de acero
$L := 3.50\ m$	Longitud del contraviento	$fu := 58\ ksi$	Esfuerzo ultimo de acero

2.3.3 Valores Óptimos de α y β

Un estudio realizado por Tena y Nangullasmú (2013 y 2015), mediante un análisis no lineal "pushover" a 360 pórticos no dúctiles de 5 a 25 pisos de altura, con contravientos Chevrón con una inclinación de 40° y 45°, en las cuales se considerando diferentes valores de α y β, llegando a determinar los valores óptimos para α y β en función de su elevación, y los ángulos de inclinación de diagonales. Los resultados óptimos encontrados se presentan en la tabla 2.1

Tabla 2.1 Valores óptimos de α y β

NIVELES	H/L	Θ	α	β
5	0.53	40°	0.25	0.50
	0.63	45°	0.25	0.50
10	1.05	40°	0.25	0.75
	1.25	45°	0.25	0.50
15	1.58	40°	0.25	0.75
	1.88	45°	0.25	0.50
20	2.10	40°	0.50	0.50
	2.50	45°	0.50	0.75
25	2.63	40°	0.50	0.50
	3.13	45°	0.50	0.75

Se puede observar que el parámetro α aumenta mientras sube el número de pisos; sin embargo, para estructuras de hasta 15 pisos es óptimo suponer un α=0.25, tomando en cuenta que la relación H/L sea menor que 2, mientras que el parámetro β se puede optar por tomar un valor entre 0.50 y 0.75.

$\frac{H}{l} = 1.667$ Relacion de aspecto

Como el edificio a diseñar contiene 10 pisos y su relacion de aspecto es menor a 2, se opta por tomar los siguientes valores según Tena y Nangullasmu.

Parámetros de diseño:

$\alpha := 0.75$ $\beta := 0.25$ $\mu := 11$ $\alpha' := 0.05$ $\beta_l := 5\%$

$\alpha = 0.75$	Relación rigidez marco y rigidez total
$\beta = 0.25$	Relación rigidez elástica disipador y rigidez de la diagonal
$\mu = 11$	Ductilidad del disipador
$\alpha' = 0.05$	Relación rigidez post fluencia y rigidez elástica disipador
$\beta_l = 0.05$	Amortiguamiento inherente de la estructura

Geometría disipador TADAS primera iteración

$t_{prop} := 2.54\ cm$ Espesor de placa $h := 30\ cm$ Altura disipador

$V := 17.6702\ tonnef$ Cortante de diseño $b := 0.5\ h = 15\ cm$ Base disipador Nota: suponemos b=0.5h

$$F := \frac{fy \cdot b \cdot t_{prop}^{2}}{6 \cdot h} = 1.361\ tonnef$$ Fuerza cortante resistente por disipador unitaria

$$N_{min} := \frac{V}{F} = 12.985 \quad N_{prop} := \text{Ceil}(N_{min}, 1) = 13$$ Numero de placas

$$K_{DDE} := \frac{N_{prop} \cdot E \cdot b}{6} \cdot \left(\frac{t_{prop}}{h}\right)^{3} = 4433.241\ \frac{tonf}{m}$$ Rigidez elástica

$$K_2 := \alpha' \cdot K_{DDE} = 0.201\ \frac{tonnef}{mm}$$ Rigidez post fluencia

$$K_{EDDE} := \frac{K_{DDE} + K_2 \cdot (\mu - 1)}{\mu} = 5378.192\ \frac{kN}{m}$$ Rigidez efectiva

$$F := \frac{N_{prop} \cdot fy \cdot b \cdot t_{prop}^{2}}{6 \cdot h} = 19.5\ tonf$$ Fuerza cortante resistente neta

$$F_u := \frac{N_{prop} \cdot fy}{4 \cdot h} \cdot b \cdot t_{prop}^{2} = 26.535\ tonnef$$ Fuerza cortante resistente ultima por disipador

$$\Delta_y := \frac{fy \cdot h^{2}}{E \cdot t_{prop}} = 4.399\ mm$$ Desplazamiento de fluencia

$\gamma := 7850\ \frac{kgf}{m^3}$ Peso especifico material $V := \frac{1}{2} \cdot b \cdot h \cdot t_{prop} \cdot N_{prop} = 7429.5\ cm^3$ Volumen

$w := \gamma \cdot V = 58.322\ kgf$ Peso disipador $\delta := \frac{\gamma}{g} = 7850\ \frac{kg}{m^3}$ $masa := \frac{w}{g} = 5.947\ \frac{s^2}{m} \cdot kgf$

Propiedades inerciales

$$I_1 := N_{prop} \cdot \frac{1}{48} \cdot \delta \cdot t_{prop} \cdot b^{3} \cdot h = 0.005575\ kgf \cdot s^2 \cdot m$$

$$I_2 := N_{prop} \cdot \left(\frac{1}{48} \cdot \delta \cdot t_{prop} \cdot b^{3} \cdot h + \frac{1}{24} \cdot \delta \cdot t_{prop} \cdot b \cdot h^{3}\right) = 0.05018\ s^2 \cdot kgf \cdot m$$

$$I_3 := N_{prop} \cdot \frac{1}{24} \cdot \delta \cdot t_{prop} \cdot b \cdot h^{3} = 0.044604\ s^2 \cdot kgf \cdot m$$

"METODOLOGIA TENA Y NANGULLASMU" Predimensionamiento del contraviento

1) Rigidez mínima del brazo metálico

$$K_{diag} := \frac{K_{DDE}}{\beta} = 17732.963 \ \frac{tonf}{m}$$

2)Determinar longitud efectiva

$$L_{diag} := 0.8 \cdot L = 2.8 \ m$$

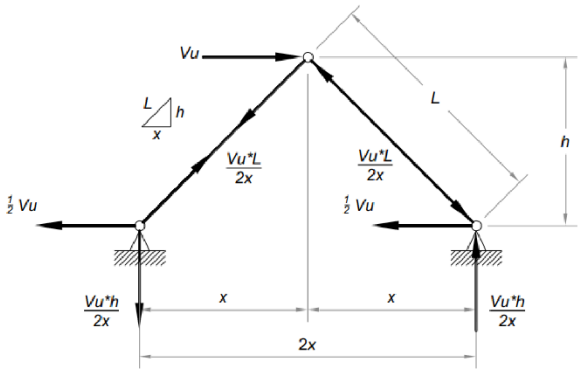
3) Área mínima del brazo metálico

$$A_{diag} := \frac{L}{E} \cdot K_{diag} = 4.28 \ in^2$$

4) Rigidez diagonal del contraviento y rigidez elástica del disipador

$$K_{eq} := \frac{K_{diag} \cdot K_{EDDE}}{K_{EDDE} + 2 \cdot \cos(\theta)^2 \cdot K_{diag}} = 3576.966 \ \frac{kN}{m}$$

DISEÑO DEL CONTRAVIENTO CHREVRON



$P := 100 \ tonf$ FUERZA AXIAL DE DISEÑO CON UN ESPECTRO MCE*1.5

SELECCION DEL PERFIL:

Shape	HSS7X7X1/2

$R_y := 1.5$ Relación entre el límite elástico esperado y el límite elástico mínimo especificado. AISC 341-16 Tabla A3.1

$I_x = 80.5 \ in^4$ $I_y = 80.5 \ in^4$ $A = 11.6 \ in^2$

$$\lambda_{hd} := 0.65 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot f_y}} = 15.063$$

$\lambda_{md} := 0.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot fy}} = 17.612$ AISC 341-16 Tabla D1.1 Limites de ductilidad ancho-espesor

$K := 1$ Factor de arriostramiento longitud efectiva

$$condicion1 := \begin{cases} \text{if } bt \le \lambda_{hd} \\ \quad \| \text{“MIEMBRO DUCTIL”} \\ \text{else if } \lambda_{hd} < bt < \lambda_{md} \\ \quad \| \text{“MODERADAMENTE DUCTIL”} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{“POCO DUCTIL”} \end{cases} = \text{“MIEMBRO DUCTIL”}$$

$condicion2 := \text{if}\left(\frac{K \cdot L}{min(r_x, r_y)} \le 200, \text{“CUMPLE”}, \text{“NO CUMPLE”}\right) = \text{“CUMPLE”}$ AISC 360-16 E2

$condicion3 := \text{if}\left(A_{diag} \le A, \text{“CUMPLE”}, \text{“NO CUMPLE”}\right) = \text{“CUMPLE”}$

Revisión por tensión

$condicion4 := \text{if}\left(\frac{P}{A} \le fy, \text{“CUMPLE”}, \text{“NO CUMPLE”}\right) = \text{“CUMPLE”}$

Revisión por compresión

$f_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{min(r_x, r_y)}\right)^2} = 104.265\ ksi$ Esfuerzo elástico AISC 360-16 E3-4

$$f_{cr} := \begin{cases} \text{if } \frac{fy}{f_e} \le 2.25 \\ \quad \| 0.658^{\frac{fy}{f_e}} \cdot fy \\ \text{else} \\ \quad \| 0.877 \cdot f_e \end{cases} = 31.156\ ksi$$ Esfuerzo critico AISC 360-16 E3

$condicion5 := \text{if}\left(\frac{P}{A} \le f_{cr}, \text{“CUMPLE”}, \text{“NO CUMPLE”}\right)$ $condicion5 = \text{“CUMPLE”}$

BALANCE ENERGETICO

$E_D := 4\ \Delta_y \cdot (K_{DDE} - K_2) \cdot (\mu \cdot \Delta_y - \Delta_y) = 28.997\ kN \cdot m$ Energía disipada

$E_E := \frac{1}{2} \cdot K_{EDDE} \cdot (\mu \cdot \Delta_y)^2 = 6.295\ kN \cdot m$ Energía elástica

$\zeta_{eq} := \frac{E_D}{4\ \pi \cdot E_E} = 0.367$ Factor de amortiguamiento

$w_n := \sqrt{\frac{K_{EDDE}}{masa}} = 303.671\ \frac{1}{s}$ Frecuencia natural

---

$\beta_T := \zeta_{eq} + \beta_I = 0.417$ Amortiguamiento total de la estructura

$B_{MD} := \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln(\beta_I \cdot 100)}{2.31 - 0.41 \cdot \ln(\beta_T \cdot 100)} = 2.113$ Factor de reducción por amortiguamiento

$c_d := \frac{4\ \Delta_y \cdot (K_{DDE} - K_2) \cdot (\mu \cdot \Delta_y - \Delta_y)}{\pi \cdot w_n \cdot (\mu \cdot \Delta_y)^2} = 1.459\ \frac{s}{m} \cdot tonf$ Coeficiente de amortiguamiento

Diagrama Esfuerzo-Deformación TADAS

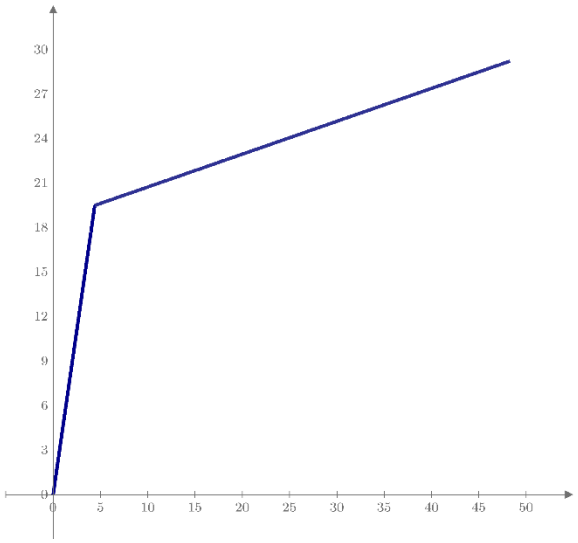


Tabla 6-1 Dimensiones del disipador TADAS

NOMBRE	H(cm)	b(cm)	t(cm)	n	Δy(mm)	Vy(tonnef)	Vu(tonnef)	KDDE(tonf/mm)
TADA 1	30	15	2.54	13	4.399	19.5	26.535	5378.192
TADA 2	30	15	2.54	12	4.399	18	24.494	4964.485
TADA 3	30	15	2	13	3.31	12.09	16.452	2625.579

Fuente: Elaboración propia

6.3 Propiedades físicas del disipador

6.3.1 Volumen

Para estimar el volumen del disipador TADAS se ocupa la siguiente ecuación:

$$V = 0.5 * b * t * h * n$$

Ecuación 6-1: Volumen de una sustancia

Donde b es el ancho, h es la altura, t el espesor de cada placa y n el número de placas.

6.3.2 Peso

$$W = \gamma * V$$

Ecuación 6-2: Peso de una sustancia

Donde γ es el peso volumétrico del acero.

6.3.3 Masa

$$m = \frac{W}{g}$$

Ecuación 6-3: Masa de una sustancia

Donde g es la gravedad (9.81m/s2)

Tabla 6-2 Peso y masa del disipador TADAS

NOMBRE	W (kgf)	m (kgf*s2/m)
TADA 1	58.322	5.947
TADA 2	58.835	5.49
TADA 3	45.923	4.683

Fuente: Elaboración propia

6.4 Momentos de inercias rotacionales

Los momentos de inercia rotacionales son necesarios estimarlos para saber la oposición que tiene el cuerpo a rotar en cualquiera de sus 3 ejes ortogonales. Y también para el modelado de los elementos NILINK el programa ETABS nos lo pide.

Los momentos de inercia para cuerpos con densidad constantes están definidos por las siguientes ecuaciones.

$$I_x = \delta \iiint_Q (y^2 + z^2) dV$$

Ecuación 6-4: Momentos de inercia alrededor del eje x

$$I_y = \delta \iiint_Q (x^2 + z^2) dV$$

Ecuación 6-5: Momentos de inercia alrededor del eje y

$$I_z = \delta \iiint_Q (y^2 + x^2) dV$$

Ecuación 6-6: Momentos de inercia alrededor del eje z

Donde δ es la densidad del material y Q es la región que encierra el volumen y x, y z son los ejes ortogonales.

ETABS asigna tres ejes locales para el NILINK donde 1 está orientado entre los nodos que definen el elemento. Las dos direcciones restantes son perpendiculares entre sí y también a 1. (Martin Somarriba, 2012)(Martin Somarriba, 2012)

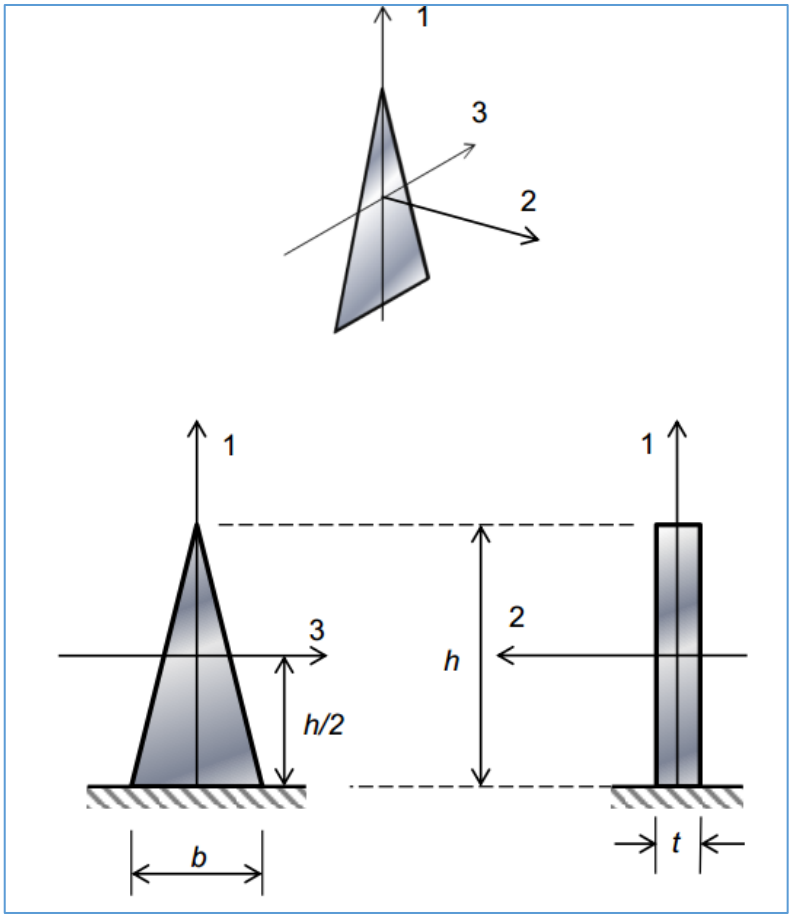


Imagen 6-3 Ejes locales TADAS

Fuente: Efectos de los disipadores metálicos de energía tipo TADAS Y ADAS,

Colocando el eje neutro a la mitad de la altura las expresiones se pueden deducir a las siguientes ecuaciones.

$$I_1 = n * \frac{1}{48} * \delta * t * b^3 * h$$

Ecuación 6-7: Momentos de inercia para un Disipador TADAS alrededor del eje 1

$$I_2 = n * \left(\frac{1}{48} * \delta * t * b^3 * h + \frac{1}{24} * \delta * t * h^3 * b\right)$$

Ecuación 6-8: Momentos de inercia para un Disipador TADAS alrededor del eje 2

$$I_3 = n * \frac{1}{24} * \delta * t * h^3 * b$$

Ecuación 6-9: Momentos de inercia para un Disipador TADAS alrededor del eje 3

Tabla 6-3 Momentos de inercia rotacionales

NOMBRE	I1 (kgf*s2*m)	I2 (kgf*s2*m)	I3 (kgf*s2*m)
TADA 1	5.58E-03	5.02E-02	4.46E-02
TADA 2	5.51E-03	4.63E-02	4.12E-02
TADA 3	4.39E-03	3.95E-02	3.51E-02

Fuente: Elaboración propia

6.5 Distribución del disipador

Luego de haber calculado la capacidad de los elementos que servirán de soporte en el elemento, el sistema de disipación está listo para ser instalado.

A continuación, se presenta una tabla resumen de los valores más importantes en este diseño.

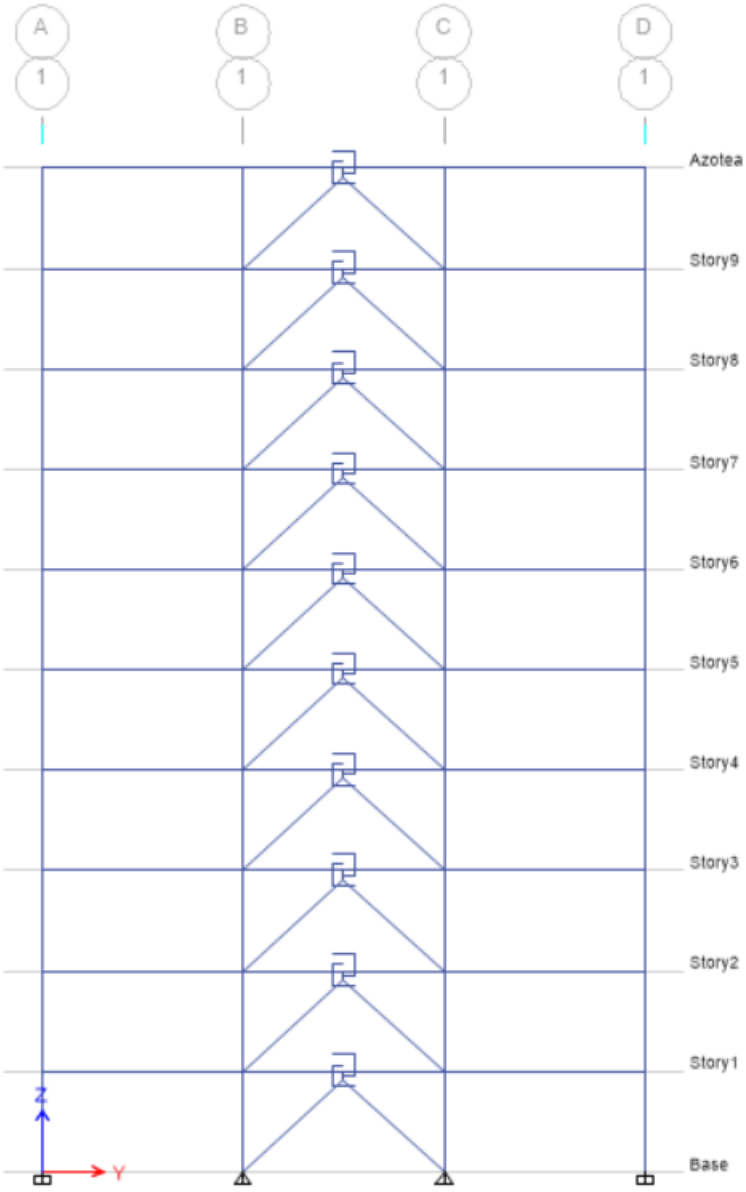
Tabla 6-4 Tabla resumen distribución TADAS

N	DISPOSITVO	RIOSTRA	Kc-d (tonf/mm)	Kc (tonf/mm)	KDDE (tonf/mm)
1	TADAS-1	HSS 7X7X1/2	3576.966	17732.963	5378.192
2	TADAS-2	HSS 7X7X1/3	3301.815	16368.889	4964.485
3	TADAS-3	HSS 7X7X1/4	1746.239	8657.054	2625.579

Fuente: Elaboración propia

En la siguiente imagen se muestra la distribución de estos disipadores.

Imagen 6-4 Elevación estructural ejes 1, 2, A y D



Fuente: ETABS. Elaboración Propia

6.6 Análisis dinámico no lineal (FNA)

Se han colocado un total de 40 disipadores distribuidos en todos pisos de los ejes 1, 4, A y D. Esto con el fin de controlar la respuesta dinámica.

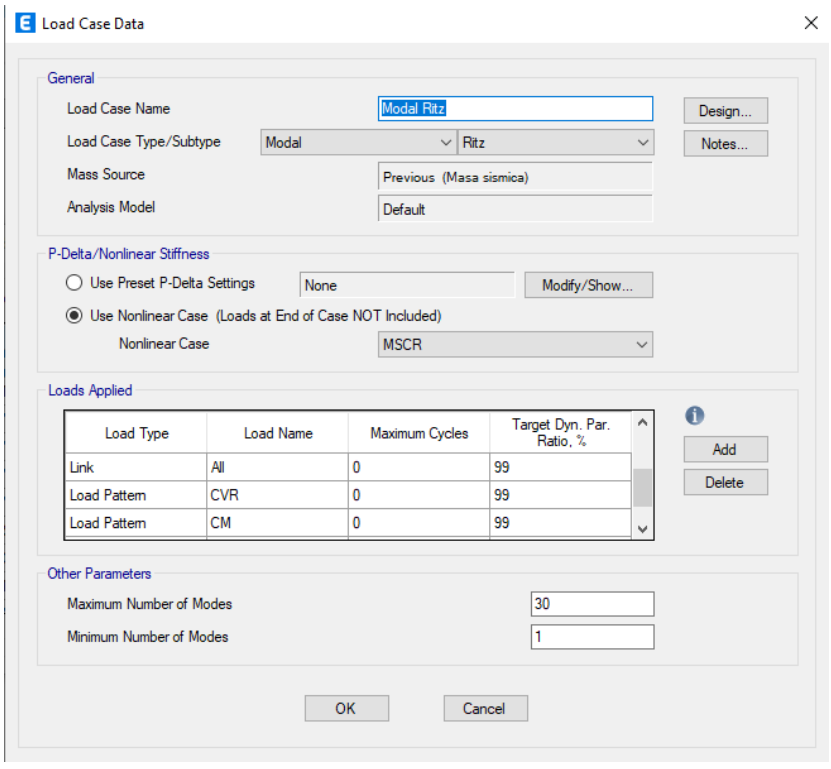
6.6.1 Análisis modal con vectores de Ritz

En el caso de la carga modal se determina a partir de las sobrecargas y aceleraciones en los diferentes ejes ortogonales. En este apartado también se añadieron los elementos no lineales (LINK) como lo son los disipadores.

Para ello en LOAD CASE se escoge el tipo de carga LINK y se coloca ALL. De esta forma se genera un vector de Ritz para cada elemento LINK.

Este caso de carga empezara luego de un caso de carga no lineal estático realizado (MSCR) anteriormente.

Imagen 6-5 Definición de los vectores de Ritz para el análisis de la estructura con disipadores



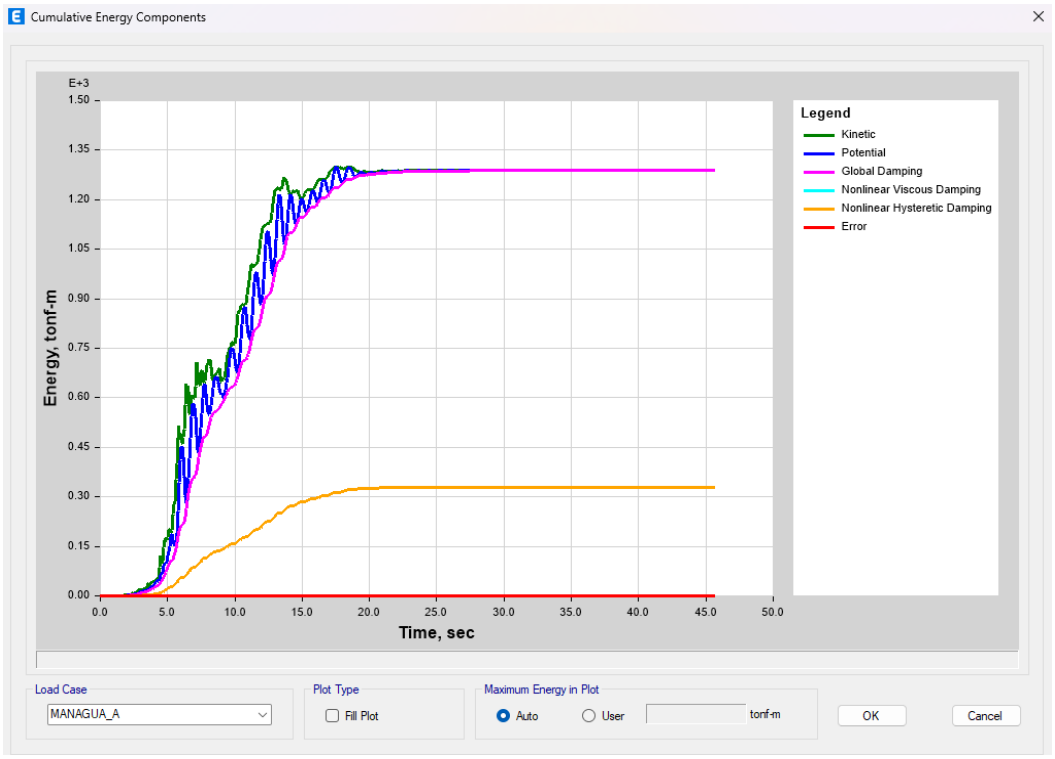
Fuente: ETABS. Elaboración Propia

6.6.2 Resultados del análisis

6.6.2.1 Balance energético

A continuación, se presenta el balance energético del registro de “MANAGUA_NICARAGUA-01” donde se puede observar la energía global disipada por amortiguamiento en donde se desglosa el amortiguamiento inherente de la estructura y el amortiguamiento disipado por los TADAS por los ciclos de histéresis.

Imagen 6-6 Balance energético del registro "MANAGUA_NICARAGUA-01"



Fuente: ETABS. Elaboración Propia

6.6.2.2 Periodos

Tabla 6-5 Periodo de la estructura con disipadores para cada modo

Mode	Period	Mode	Period	Mode	Period
	sec		sec		sec
1	1.674	11	0.187	21	0.07
2	1.664	12	0.161	22	0.064
3	1.315	13	0.132	23	0.064
4	0.538	14	0.131	24	0.058
5	0.535	15	0.116	25	0.054
6	0.435	16	0.098	26	0.054
7	0.294	17	0.098	27	0.049
8	0.292	18	0.088	28	0.023
9	0.245	19	0.077	29	0.023
10	0.188	20	0.077	30	0.009

Fuente: Modelo ETABS. Elaboración Propia

6.6.2.3 Acciones globales

Tabla 6-6 Cortantes basales y momentos de volteos

Cortante basal		R. Vertical	Momento de Volteo		Torsión
FX	**FY**	**FZ**	**MX**	**MY**	**MZ**
tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
1656.3958	1652.6554	15.0935	34164.0517	33415.4256	22946.9875

Fuente: Modelo ETABS. Elaboración Propia

6.6.2.4 Reacciones en la base

Tabla 6-7 Reacciones en cada base

Story	Label	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Base	1A	113.9074	59.53	439.9381	184.5493	445.6209	0
Base	1B	114.2517	104.0669	805.922	205.605	447.2089	1.0198
Base	1C	113.9982	104.0623	904.5752	205.4929	447.0079	1.1018
Base	1D	113.9106	59.5304	507.4504	184.5479	445.6235	0
Base	2A	108.7651	116.7278	778.1595	443.2749	207.5922	1.0656
Base	2B	77.4029	132.9044	15.8466	456.573	203.7245	0
Base	2C	77.1606	132.9476	15.0884	456.5581	203.4897	0
Base	2D	108.8014	116.7717	831.7487	443.2598	207.5861	1.0656
Base	3A	108.8014	116.7717	862.7159	443.2598	207.6954	1.1646
Base	3B	77.1606	132.9476	14.1587	456.5581	203.4897	0
Base	3C	77.4029	132.9044	16.2454	456.573	203.7245	0
Base	3D	108.7651	116.7278	932.8772	443.2749	207.7014	1.1646
Base	4A	113.9106	59.5304	534.9644	184.5479	445.6235	0
Base	4B	113.9982	104.0623	914.0138	205.6022	447.0079	1.0198
Base	4C	114.2517	104.0669	956.1118	205.4957	447.2089	1.1018
Base	4D	113.9074	59.53	574.7766	184.5493	445.6209	0

Fuente: Modelo ETABS. Elaboración Propia

6.6.2.5 Desplazamientos laterales

Los desplazamientos inelásticos serán comparados con los máximos establecidos según la tabla 12.12-1 de la ASCE 7-22.

Tabla 6-8 Evaluación de desplazamientos máximos inelástico según ASCE 7-22

Nivel	H mm	δx mm	δTx mm	Δ_a mm	Evaluación	δye (mm)	δy mm	Δ_a mm	Evaluación
Azotea	3000	450.676	11.6821	60	Cumple	444.899669	9.60618	60	Cumple
9	3000	426.027	15.2374	60	Cumple	424.630626	13.3827	60	Cumple
8	3000	393.876	19.4409	60	Cumple	396.393139	17.8828	60	Cumple
7	3000	352.855	22.3822	60	Cumple	358.660434	21.5493	60	Cumple
6	3000	305.629	21.6189	60	Cumple	313.19137	19.8382	60	Cumple
5	3000	260.013	24.0079	60	Cumple	271.332782	23.9841	60	Cumple
4	3000	209.356	29.0753	60	Cumple	220.726409	29.398	60	Cumple
3	3000	148.007	30.3026	60	Cumple	158.696641	31.6931	60	Cumple
2	3000	84.0689	26.3628	60	Cumple	91.824304	28.7689	60	Cumple
1	3000	28.4434	13.4803	60	Cumple	31.121964	14.7497	60	Cumple

Fuente: Modelo ETABS. Elaboración Propia

CAPITULO VII

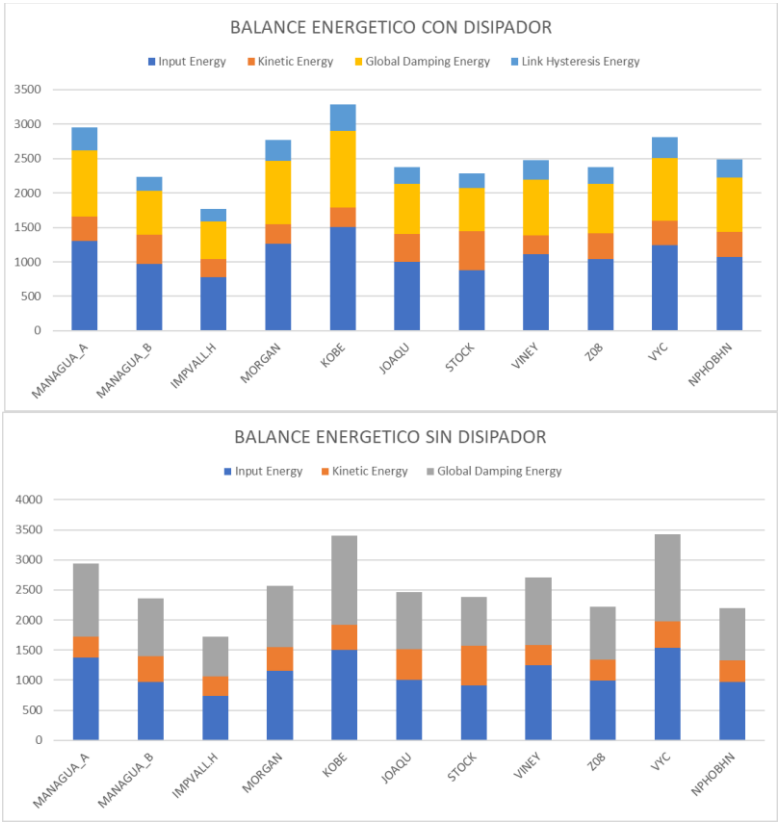
7 Comparación de resultados

En este capítulo se pretende mostrar la variación de los datos entre el edificio convencional vs con el disipador, así como graficas representativas de estas variaciones, para finalmente brindar una conclusión adecuada a dichos resultados.

7.1 Balance energético

Como primer parámetro a comparar tenemos el balance energético, usaremos cada registro utilizado, sus energías de entradas, energías cinéticas y energías disipadas.

Imagen 7-1 Balance energético



Fuente: Elaboración Propia

7.2 Periodos

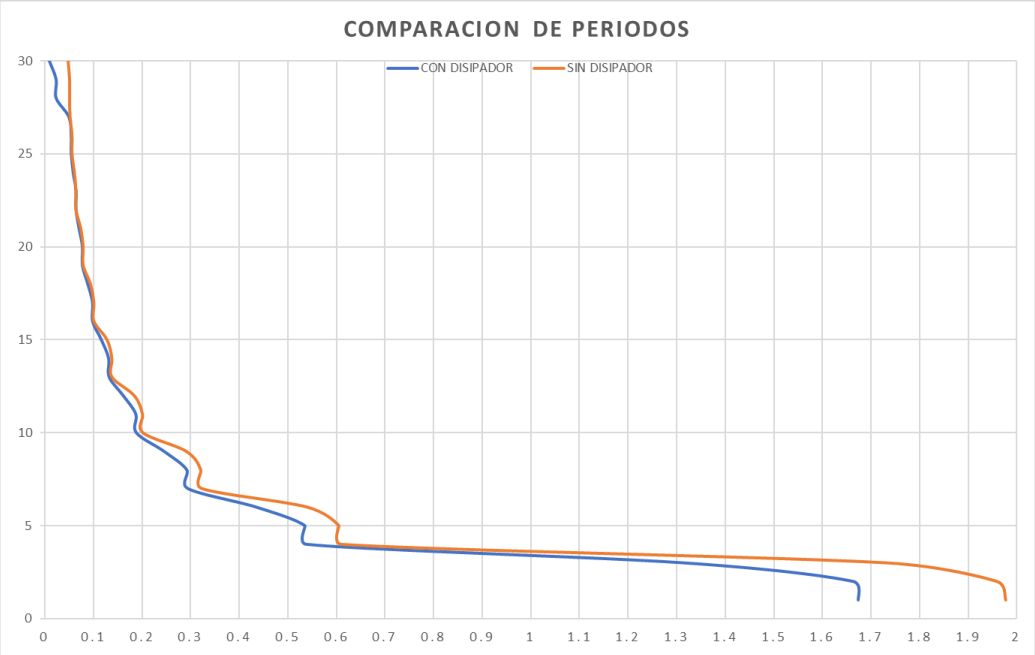
Como se puede observar el uso del disipador TADAS disminuye los periodos de vibración a partir del tercer modo y en los dos primeros aumentan de manera leve, lo que si hay que mencionar es que el uso de estos disipadores mejora la masa participativa haciendo que en los dos primeros modos se llegue cerca al 80%.

Tabla 7-1 Comparación de los primeros 30 modos de vibración

MODO	TADAS PERIODO	CONVENCIONAL PERIODO
1	1.674	1.977
2	1.664	1.959
3	1.315	1.732
4	0.538	0.61
5	0.535	0.605
6	0.435	0.54
7	0.294	0.323
8	0.292	0.321
9	0.245	0.291
10	0.188	0.202
11	0.187	0.201
12	0.161	0.184
13	0.132	0.138
14	0.131	0.138
15	0.116	0.128
16	0.098	0.101
17	0.098	0.101
18	0.088	0.094
19	0.077	0.079
20	0.077	0.079
21	0.07	0.074
22	0.064	0.064
23	0.064	0.064
24	0.058	0.061
25	0.054	0.056
26	0.054	0.056
27	0.049	0.052
28	0.023	0.051
29	0.023	0.051
30	0.009	0.048

Fuente: Elaboración Propia

Imagen 7-2 Comparación periodos



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 7-2 Comparación de masas participativas en los primeros 3 modos de vibración

MODO	CON DISIPADOR			SIN DISIPADOR		
	UX	UY	RZ	UX	UY	RZ
1	0.7851	0	0	0.7806	0	0
2	0	0.7857	0	0	0.7814	0
3	0	0	0.7946	0	0	0.7872

Fuente: Elaboración Propia

7.3 Desplazamientos laterales

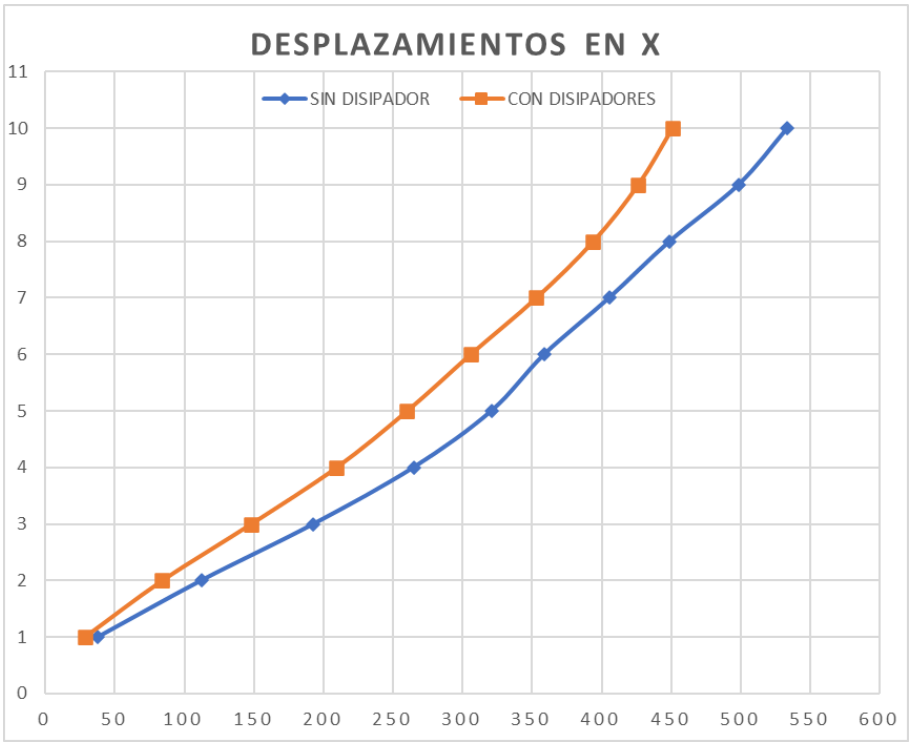
A continuación, se presenta la variación de los desplazamientos máximos en cada piso de la estructura convencional contra la estructura usando disipador TADAS.

Tabla 7-3 Variación de desplazamientos máximos

Nivel	CON DISIPADOR		SIN DISIPADOR	
	Dx	Dy	Dx	Dy
	mm	mm	mm	mm
Azotea	450.675682	444.899669	533.309329	538.709152
9	426.02651	424.630626	498.202988	510.727324
8	393.875656	396.393139	448.765001	469.428667
7	352.855281	358.660434	405.328524	425.072177
6	305.628832	313.19137	358.65418	371.787917
5	260.012887	271.332782	320.638359	308.978353
4	209.356292	220.726409	264.691562	239.102555
3	148.007312	158.696641	192.769244	165.999866
2	84.068886	91.824304	112.166739	96.094462
1	28.44343	31.121964	37.924041	32.454688

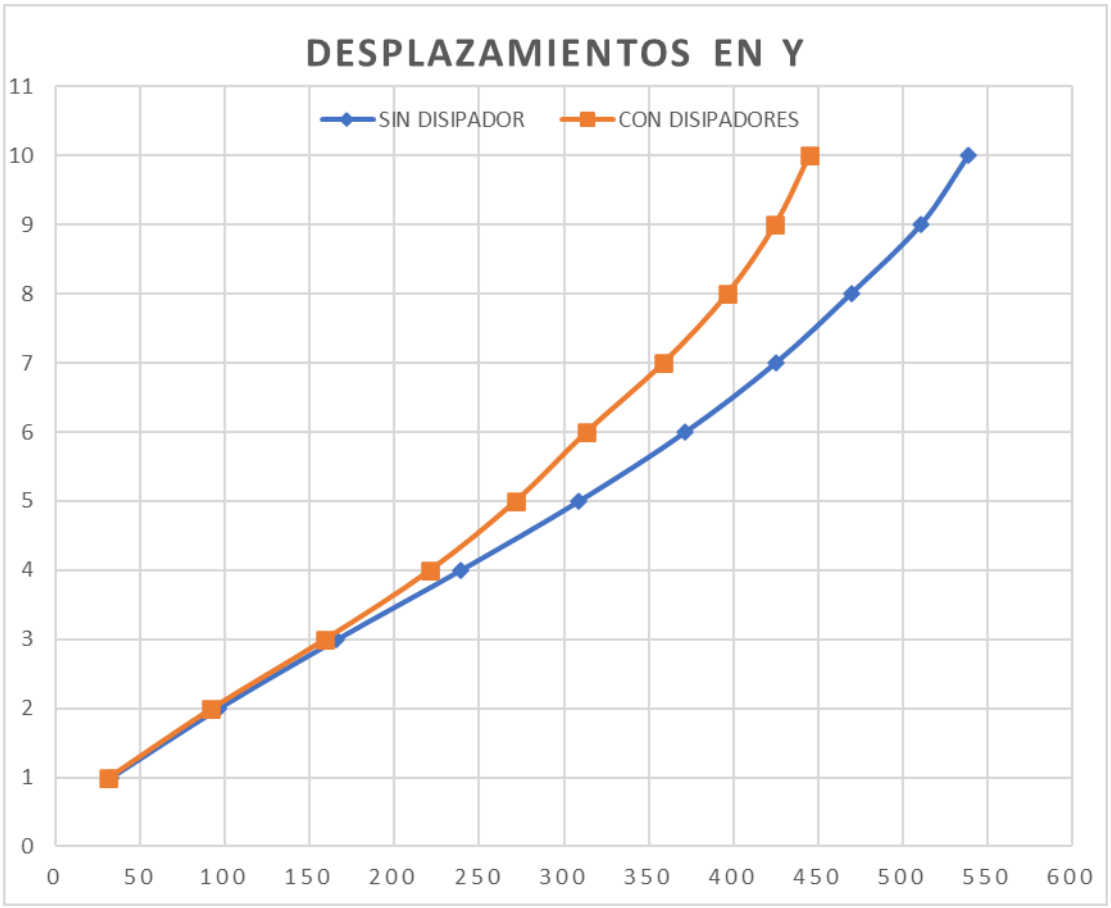
Fuente: Elaboración Propia

Imagen 7-3 Variación en X



Fuente: Elaboración Propia

Imagen 7-4 Variación en Y

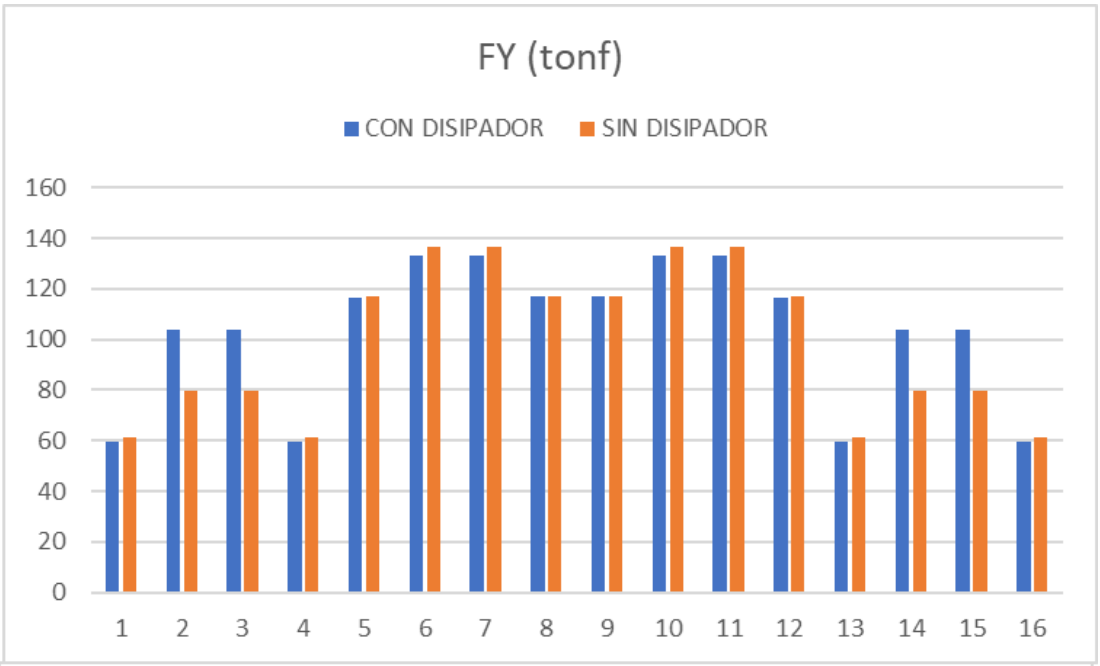


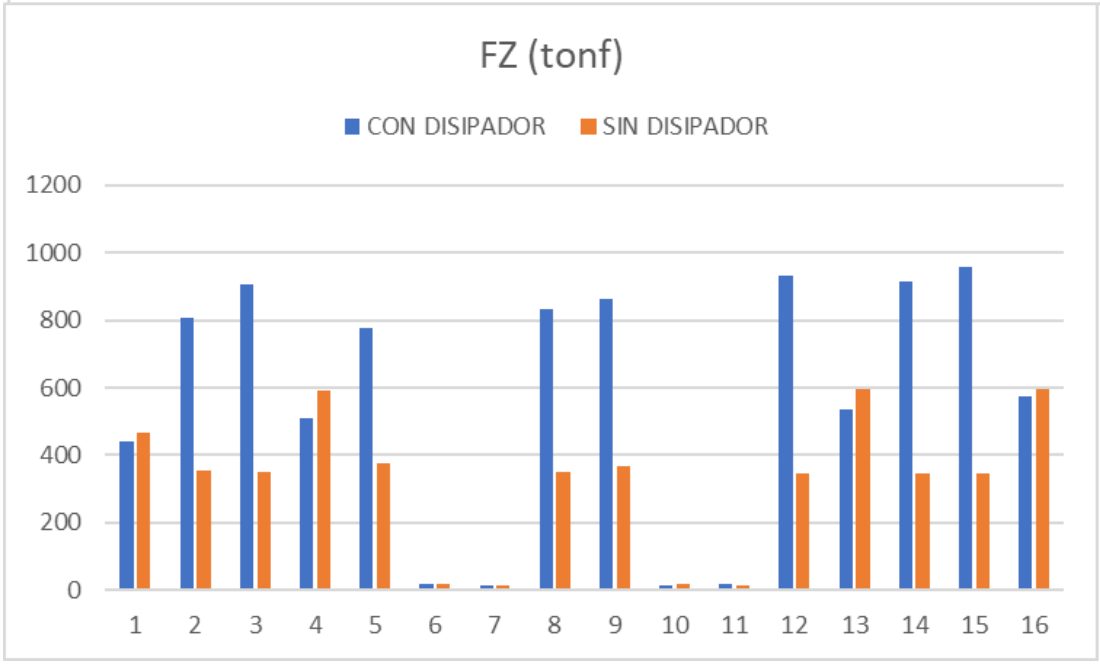
Fuente: Elaboración Propia

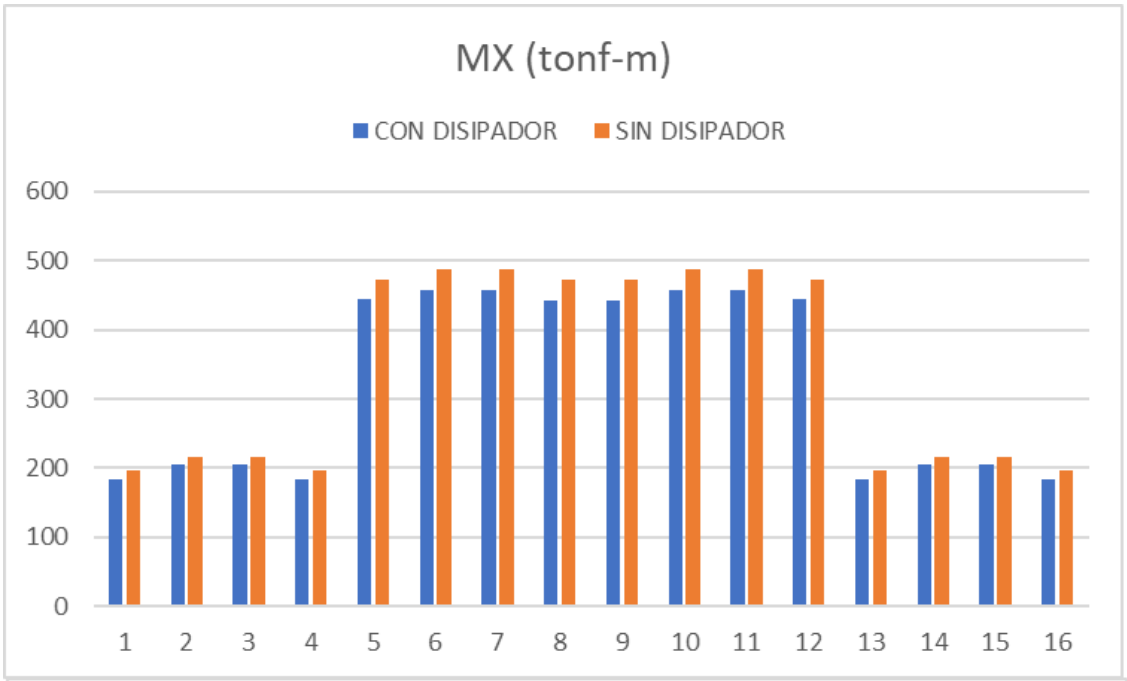
7.4 Reacciones en la base

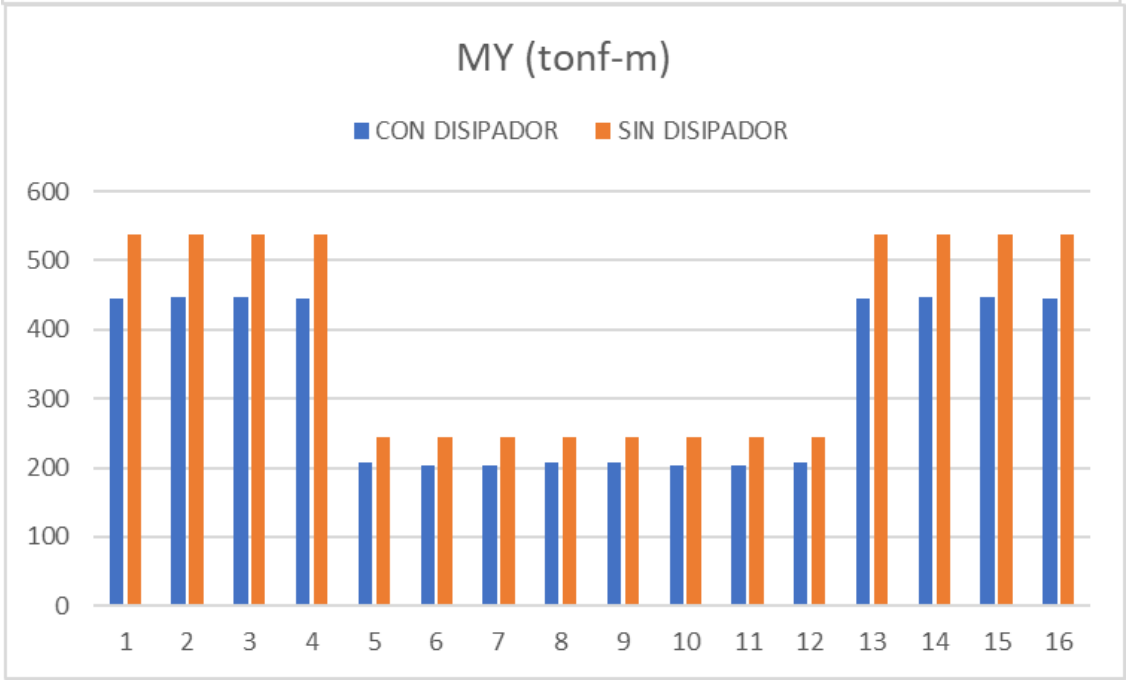
Se estimaron las reacciones en la base de cada columna de la estructura convencional y se obtuvo la variación de estas misma usando el disipador TADAS indicando incrementos y decrementos. A continuación, se presentan los gráficos correspondientes a cada reacción.

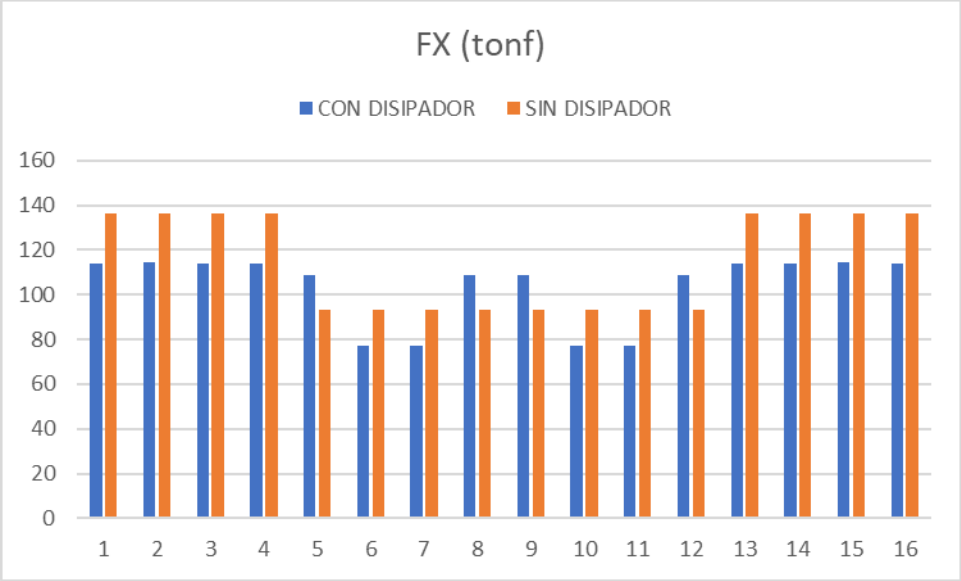
Imagen 7-5 Comparación de reacciones en la base






MX (tonf-m)
CON DISIPADOR
SIN DISIPADOR
600
500
400
300
200
100
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16


MY (tonf-m)
CON DISIPADOR
SIN DISIPADOR
600
500
400
300
200
100
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16

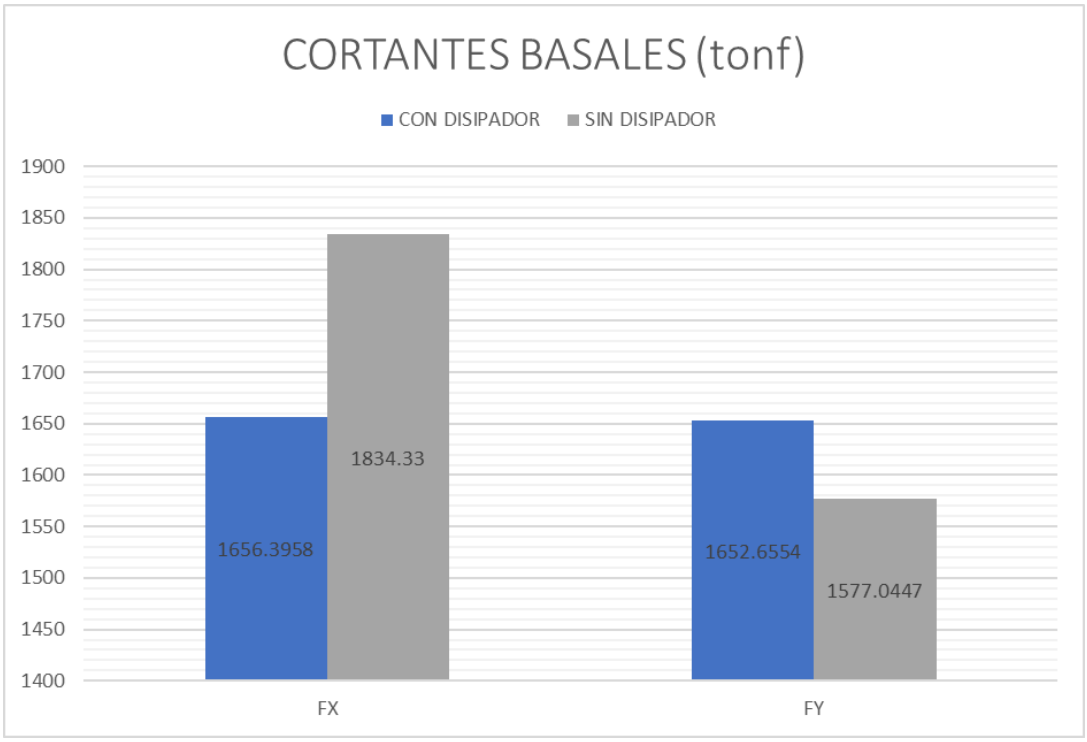


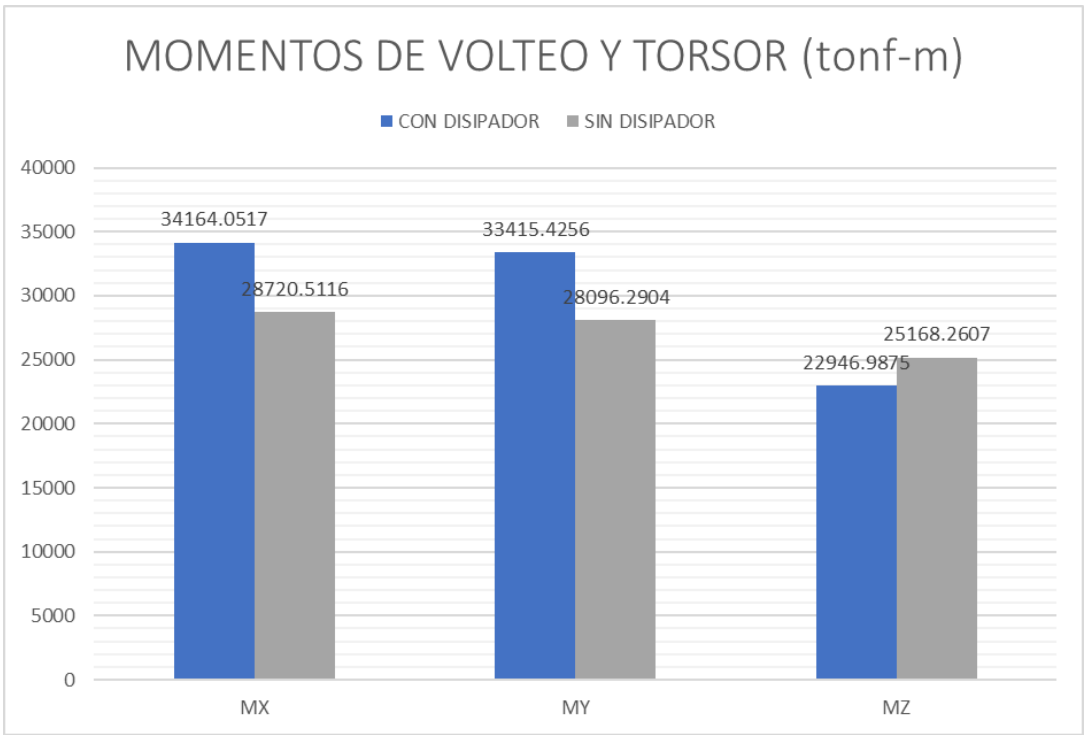
Fuente: Elaboración Propia

Como se puede observar existen reducciones de reacciones en la mayoría de las columnas exceptuando las columnas en donde están colocados los disipadores y esto se debe principalmente a que son las zonas en donde se concentra la mayor energía por parte del sismo debido a la rigidez que aportan los disipadores y por lo tanto las columnas cerca de ellos se verán afectadas, teniendo que tomar parte de esa energía de entrada.

7.5 Acciones globales

Imagen 7-6 Comparación de cortantes basales y momentos





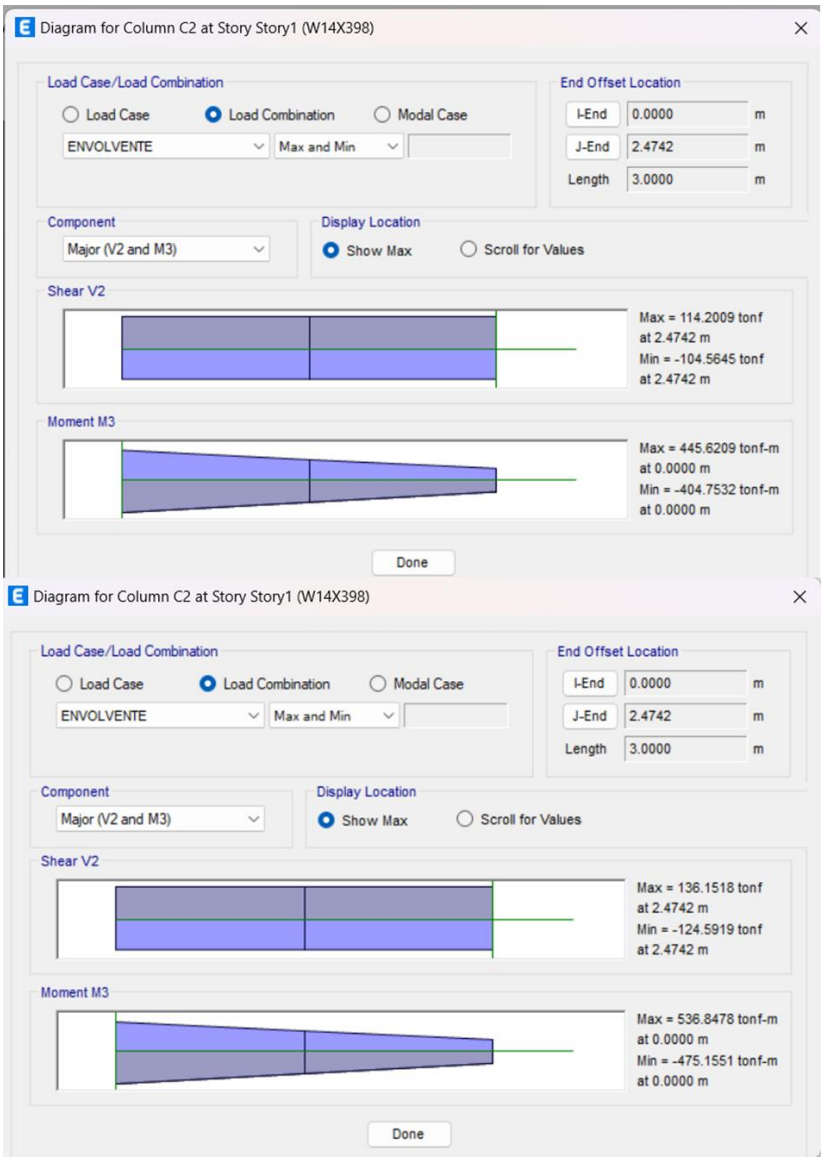
Fuente: Elaboración Propia

Como se puede observar existe una disminución considerable en los cortantes basales, pero un pequeño aumento de los momentos por lo tanto los disipadores están trabajando correctamente con la disminución de respuestas dinámicas.

7.6 Demanda en los elementos

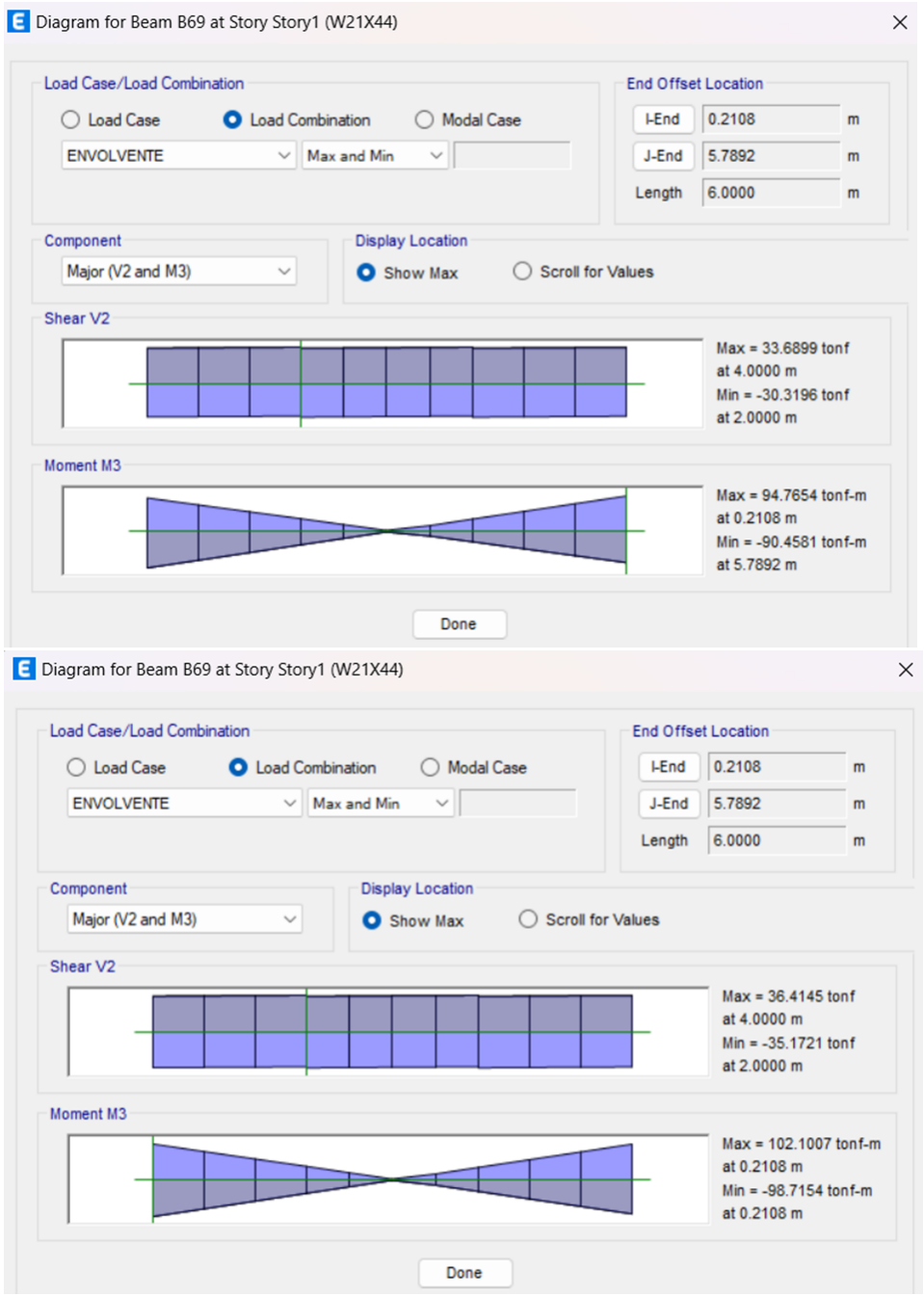
A continuación, se presentan la demanda de algunos elementos de distintos pisos para observar su variación con el uso del disipador TADAS. Los diagramas de abajo pertenecen a la estructura convencional mientras que los diagramas de arriba pertenecen a la estructura con disipadores.

Imagen 7-7 Comparación de demandas en elementos





Fuente: ETABS. Elaboración Propia



Fuente: ETABS. Elaboración Propia

Como se puede ver existe una disminución considerable en la demanda en la mayoría de los elementos lo que se puede decir que estos disipadores están tomando gran parte de las fuerzas sísmicas inducidas a la estructura.

8 CONCLUSIONES

Del análisis comparativo de ambas estructuras se puede mencionar los siguientes aspectos importantes sobre el uso, el análisis y principalmente las consideraciones generales para la implementación del disipador tipo TADAS.

En primer lugar, se puede observar que estos disipadores aportan rigidez y amortiguamiento a la estructura disminuyendo así los desplazamientos y los periodos mejorando así la respuesta dinámica.

Se puede observar que en el análisis los disipadores están fluyendo de manera correcta, lo que permite disipar energía por los ciclos de histéresis, esto conlleva a que la energía disipada por el amortiguamiento inherente de la estructura sea menor, esto se traduce a la disminución de esfuerzos en los elementos estructurales.

Debido a la energía disipada por los disipadores se puede evidenciar la disminución de la demanda en los elementos ya que estos se encargan de tomar mayor parte de las cargas inducidas por el sismo y disiparlas en forma de desplazamientos (fluencia del acero). En otras palabras, se tiene una estructura en donde se puede hacer una optimización en el diseño y por ende disminuyendo los costos.

Algo más a destacar es la disminución de las reacciones globales de la estructura, tanto en momentos como en cortantes basales, esto también nos permite afirmar que los disipadores están trabajando de manera óptima y que podemos utilizarlos para disminuir la respuesta dinámica de la estructura.

9 RECOMENDACIONES

Finalmente, luego de haber concluido con todo el análisis comparativo se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones para futuras investigaciones respecto al tema y que podrían ser de gran ayuda para seguir profundizando.

Como principal recomendación es la de usar estos disipadores si se quiere realizar una optimización del diseño estructural ya que, gracias a que estos disipan la fuerza inducida por el sismo y disminuye la demanda capacidad en la mayoría de los elementos.

También si se quiere realizar una tesis con un modelo idealizado se recomienda que el mismo modelo no esté cumpliendo en derivas y demanda capacidad y así poder tener una buena razón para la implementación de estos disipadores.

Un tema que se podría tratar en otros temas de investigación es la comparación de este disipador vs otro tipo de sistemas como lo puede ser un amortiguador viscoso u otro tipo de sistema de disipación por fluencia del acero como lo es el SHEAR BOZZO.

Otra recomendación en este tipo de estudio es la de actualizar con el nuevo reglamento sismorresistente para evaluar como varían los parámetros, la respuesta y por ende el desempeño.

Para finalizar un posible tema de investigación seria el de ver cómo se ven afectados los elementos estructurales cuando un disipador falla por cortante ya que se mencionó anteriormente que estos son elementos fusibles.

10 BIBLIOGRAFIA

- American Institute of Steel Constructions. (2016). ANSI/AISC 341-16: *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.* Chicago.
- Conceptual Framework for Performance
- Based Seismic Engineering of Building
- (SEAOC-Vision 2000, 1995)
- Conceptual Framework for Performance
- Based Seismic Engineering of Building
- (SEAOC-Vision 2000, 1995)
- Structural Engineers Association of California. (1995). SEAOC-Vision 2000: Conceptual Framework for Performance Based Seismic Engineering of Building. California.
- ASCE group of engineers. (2010). ASCE/SEI 7-10: *Seiscmic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.* Virginia.
- ASCE group of engineers. (2016). ASCE/SEI 7-16: *Minimun Desings Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.* Virginia.
- ASCE group of engineers. (2022). ASCE/SEI 7-22: *Minimun Desings Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.* Virginia.
- ASCE group of engineers. (2017). ASCE/SEI 41-17: *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.* Virginia.
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. (2000). FEMA 356: *PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS.* California.
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. (2005). FEMA 440: *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedure.* California.

- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY.(2009, June). FEMA: QUANTIFICATION OF BUILDING SEISMIC PERFORMANCE FACTORS. *FEMA P695*. FEMA . California.

- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. (2018). FEMA P-58-1: *Seismic Performance Assessment of Buildings.* California.

- Pichardo, A., Morales, F., & Osorio, M. (2016). Estudio comparativo del análisis sísmico de una estructura convencional vs una estructura con base aislada. Otra tesis, Universidad Nacional de Ingeniería.

- Somarriba, M. (2012). Efecto de los disipadores metálicos de energía tipo Adas y Tadas en la respuesta sísmica de un edificio irregular. Otra tesis, Universidad Nacional de Ingeniería

- López, R., & Méndez, G. (2018). Modelo y Análisis de una estructura metálica de 20 niveles con sistemas de masas sintonizadas. Otra tesis, Universidad Nacional de Ingeniería.

- Gutiérrez, M., Herrera, M., & Hodgson, A. (2016). Análisis comparativo de un edificio diseñado por métodos convencionales y uso de amortiguadores friccionantes y viscoelásticos. Otra tesis, Universidad Nacional de Ingeniería.

- Pérez, B. (2019). Análisis comparativo de comportamiento y costos de una estructura convencional y una estructura con aislamiento de base. Otra tesis, Universidad Nacional de Ingeniería.

- Naeim, F. & Kelly, J. M. (1999). Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice. New York: John Wiley & Sons.

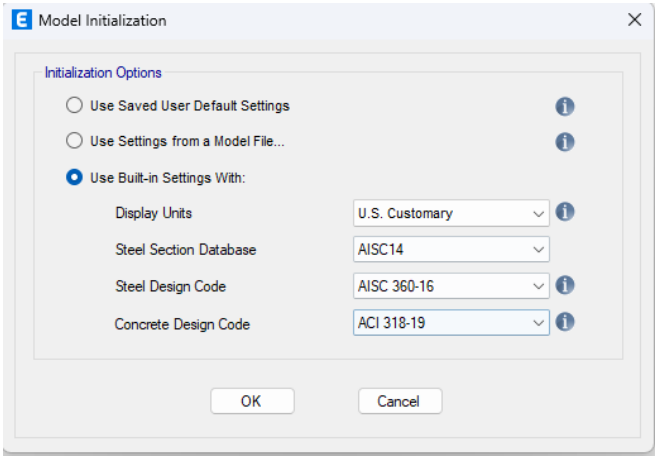
- Symans, M. D., Charney, F. A., Whittaker, A. S., Constantinou, M. C., Kircher, C. A., Johnson, M. W. & McNamara, R. J. (2008). Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments. *Journal of Structural Engineering, ASCE, 134:1(3)*.

ANEXOS

A. Elaboración del modelo

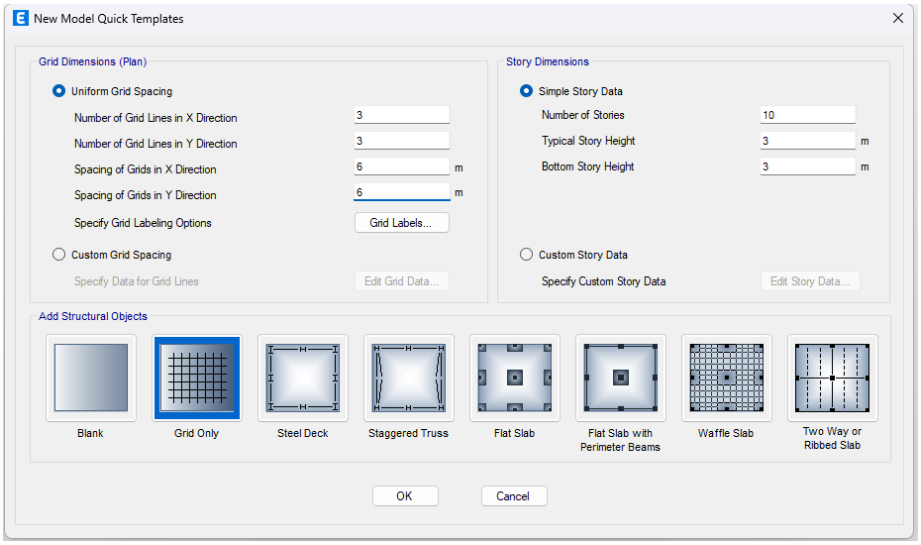
Se inicia definiendo las configuraciones de unidades y reglamentos para las revisiones por capacidad (Figura 11-1) y las características geométricas del modelo (Imagen 11-2). Para una mayor facilidad se modelo con plantillas predefinidas del software y asignar las selecciones correspondientes (Imagen 11-3).

Imagen 11-11-1 selección de parámetros del modelo



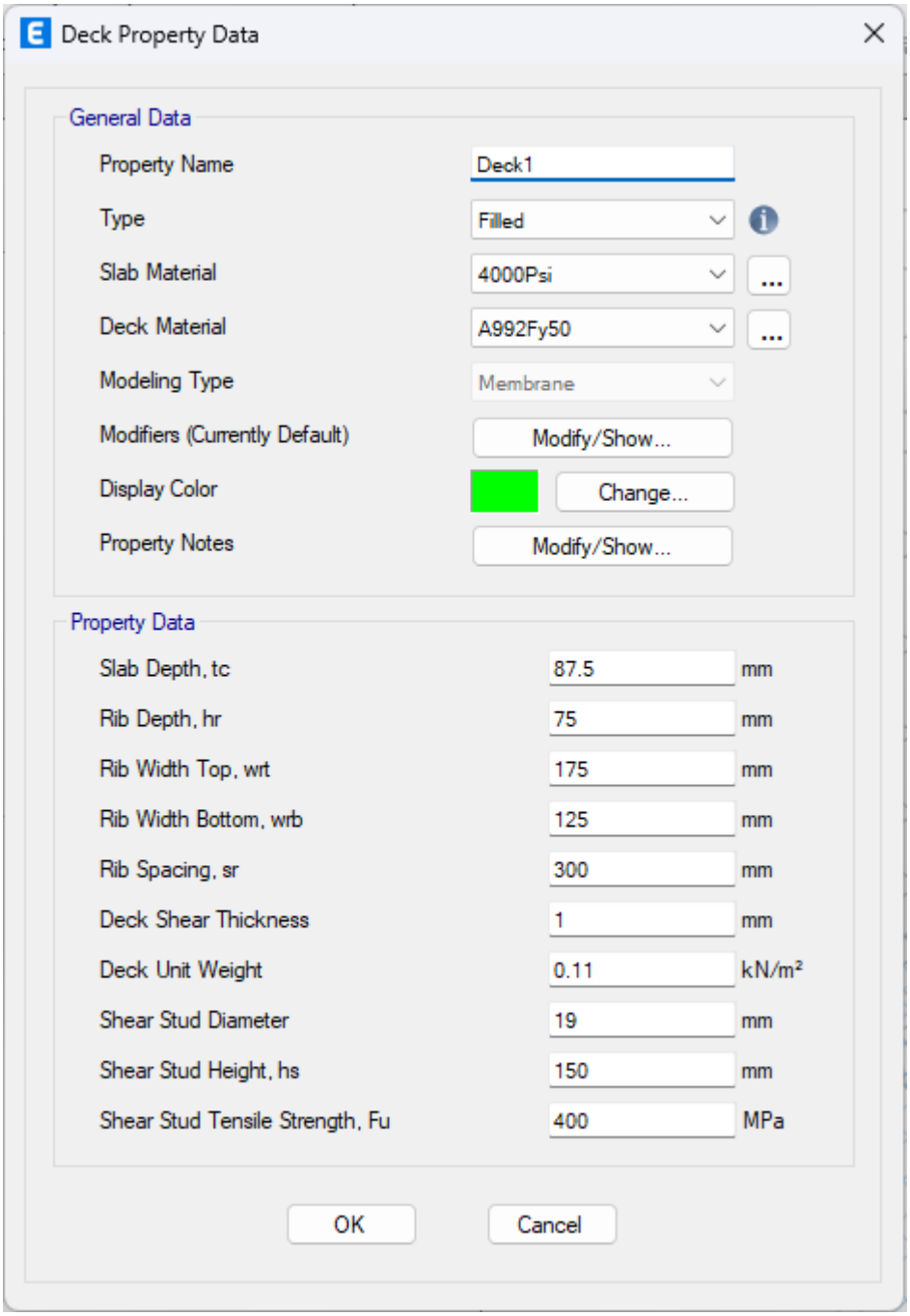
Fuente: Modelo ETABS

Imagen 11-11-2 Plantillas rápidas para el modelo



Fuente: Modelo ETABS

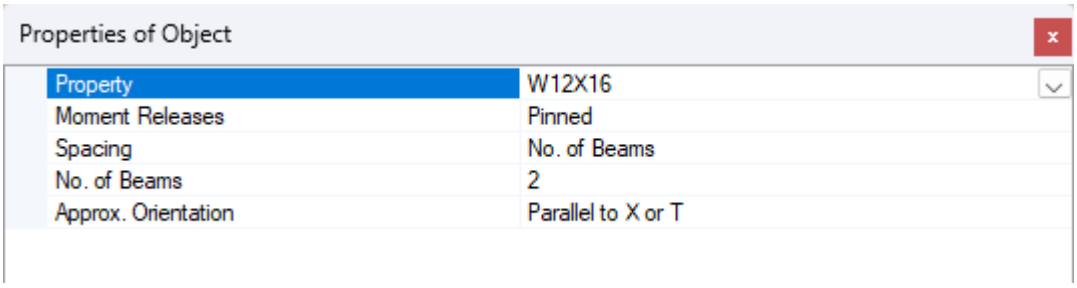
Imagen 11-11-3 Geometría estructural y propiedades para cubierta de acero



Fuente: Modelo ETABS

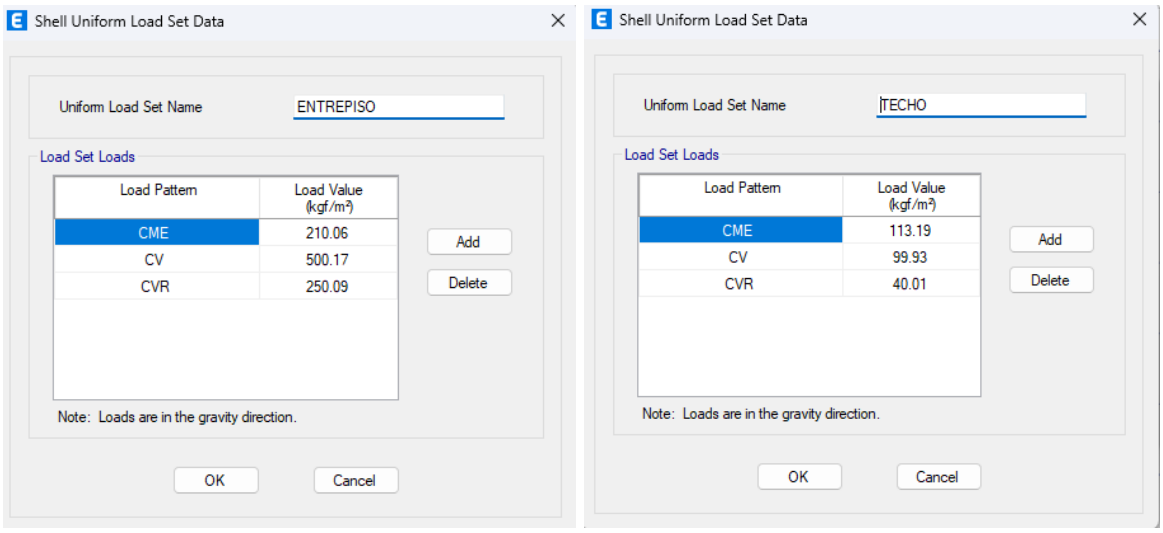
la plantilla correctamente elaborada se agregaron vigas secundarias en dirección X (Imagen11-4) y se crean sets de cargas para los pisos y para la azotea (Imagen 11-5) para luego asignarlos en los pisos correspondientes.

Imagen 11-11-4 Propiedades de Vigas secundarias



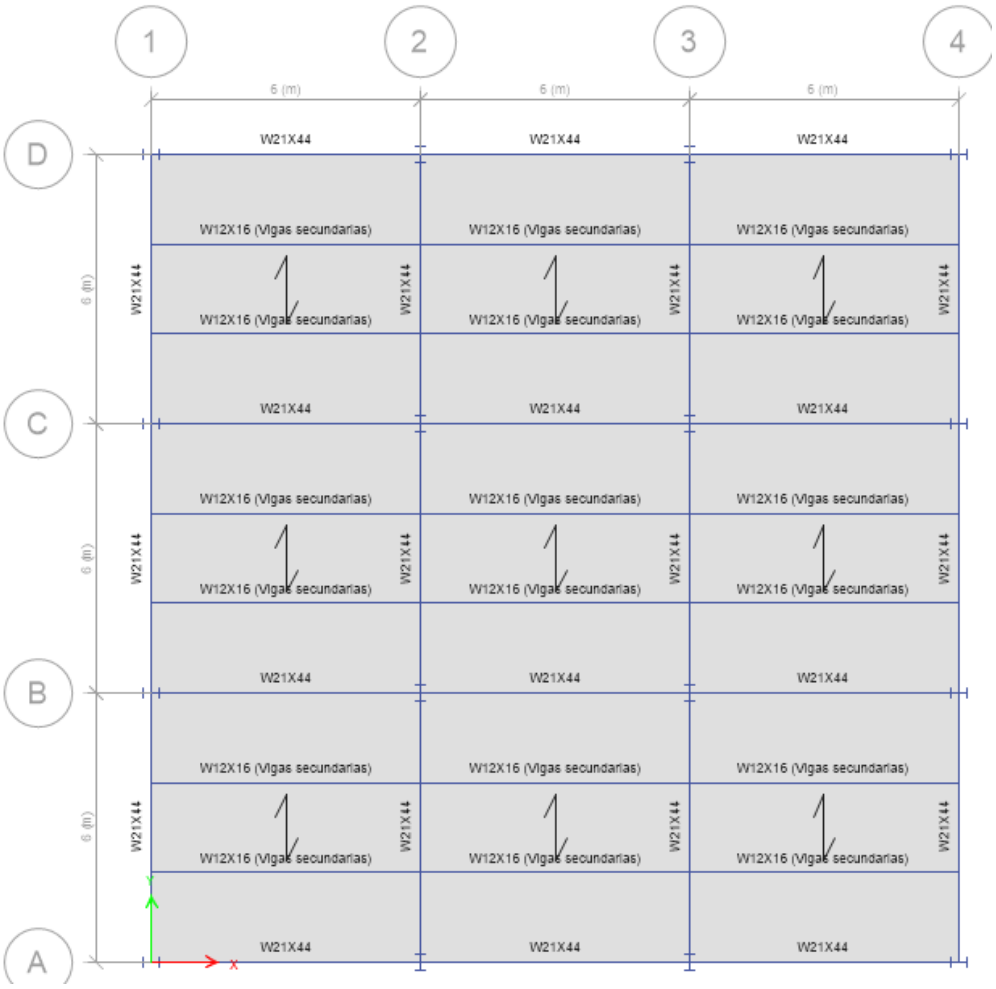
Fuente: Modelo ETABS

Imagen 11-11-5 Conjunto de cargas uniformes para losas



Fuente: Modelo ETABS

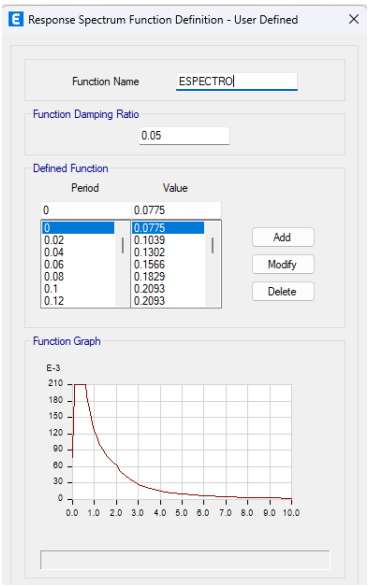
Imagen 11-11-6 Vista en planta de modelo ETABS



Fuente: Modelo ETABS

El espectro reducido se ingresa al programa a través de un archivo de texto (Espectro.txt) que contiene la función tabulada a cada 0.02 s (ver figura F.7). Y se pone como *user define* para que quede registrada en el archivo de modelado.

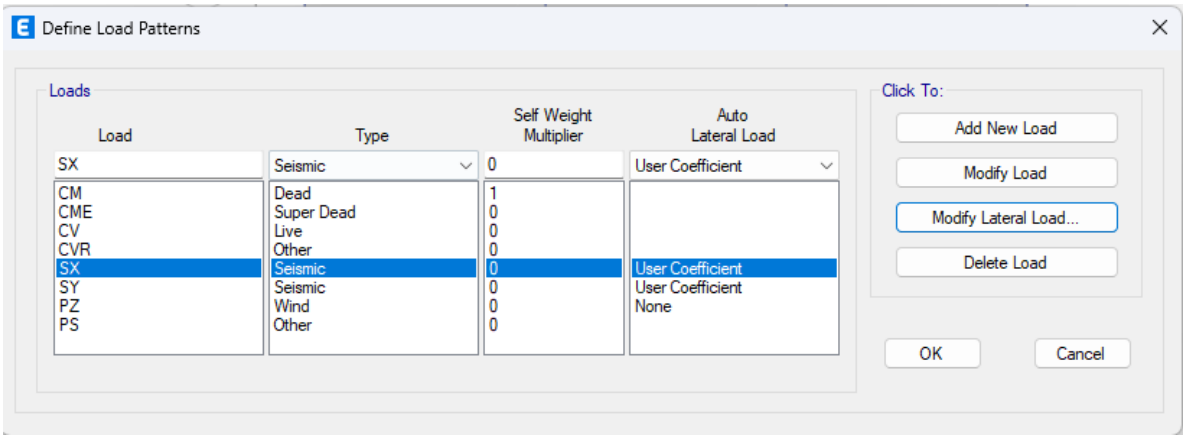
Imagen 11-11-7 Espectro de respuesta



Fuente: Modelo ETABS

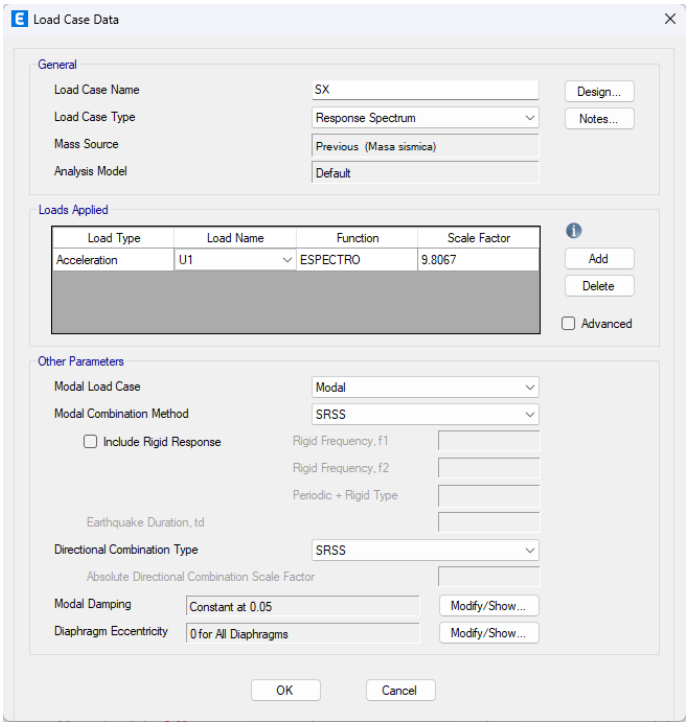
Se agregan los casos y patrones de cargas correspondientes para el sismo, en donde se especifica la fuente de masa como la suma de las cargas muertas más las cargas vivas reducidas asi como también el método usado para calcular los desplazamientos modales (SRSS según arto. 33) y la excentricidad en los diafragmas (según arto. 32) . (Ver figuras F.8 y F.9).

Imagen 11-11-8 Patrones de cargas



Fuente: Modelo ETABS

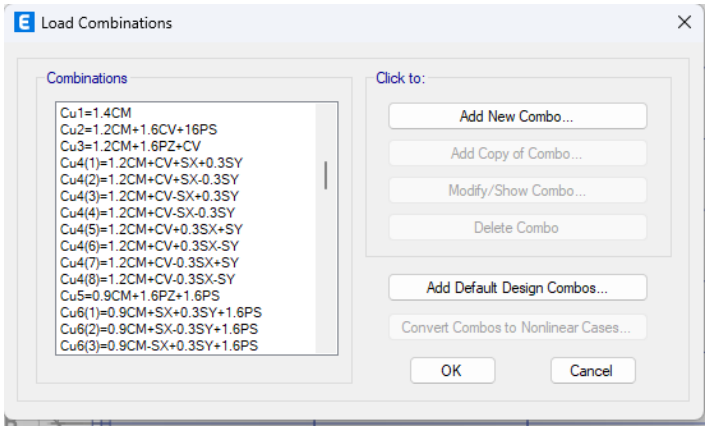
Imagen 11-11-9 Casos de cargas



Fuente: Modelo ETABS

se ingresan las combinaciones resistencias que puedan generar esfuerzos críticos en los elementos y la acción combinada correspondiente a los efectos bidireccionales.

Imagen 11-11-10 Combinaciones de cargas

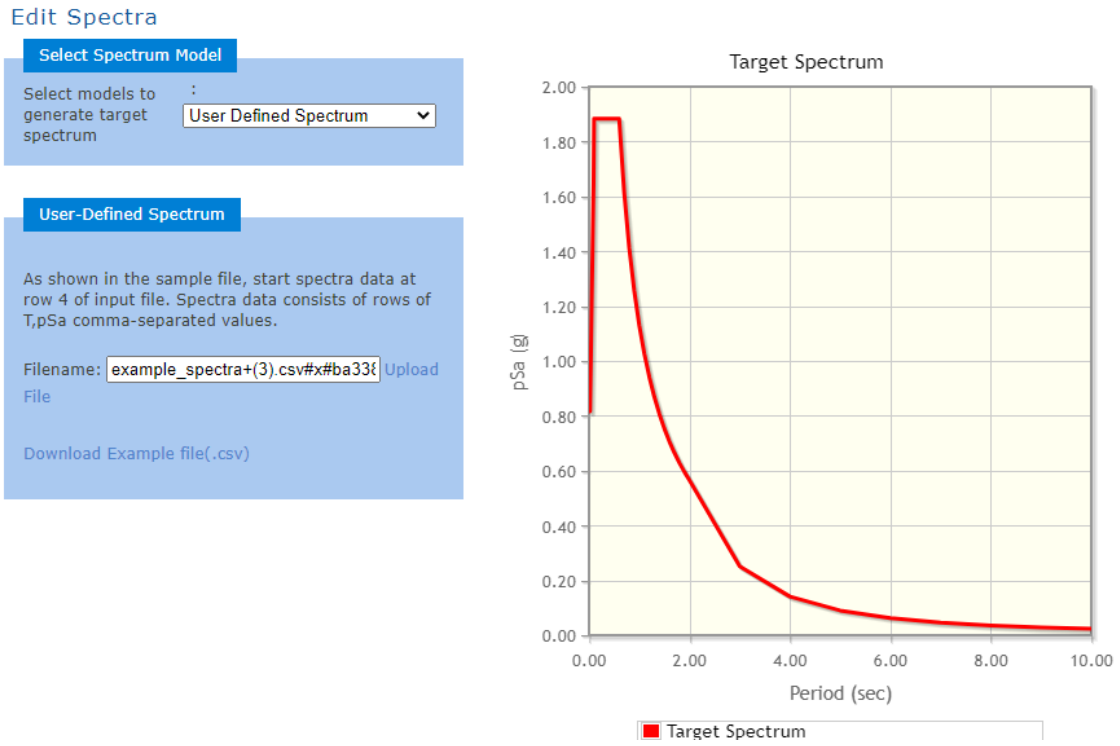


Fuente: Modelo ETABS

B. Selección de Sismos de la base de datos del PEER.

El Pacific Eartquake Engineering Research Center por sus siglas en ingles PEER nos ofrece en su sitio web una base de datos sobre las registros sísmicos y escalamiento a un espectro objetivo, de la cual se extrajeron 8 registros de los cuales solo se utilizaron 4 que coinciden mejor con los parámetros y características del sismo ocurrido en Nicaragua en el año 1972.

Imagen 11-11-11.Ingreso de espectro elástico en PEER.

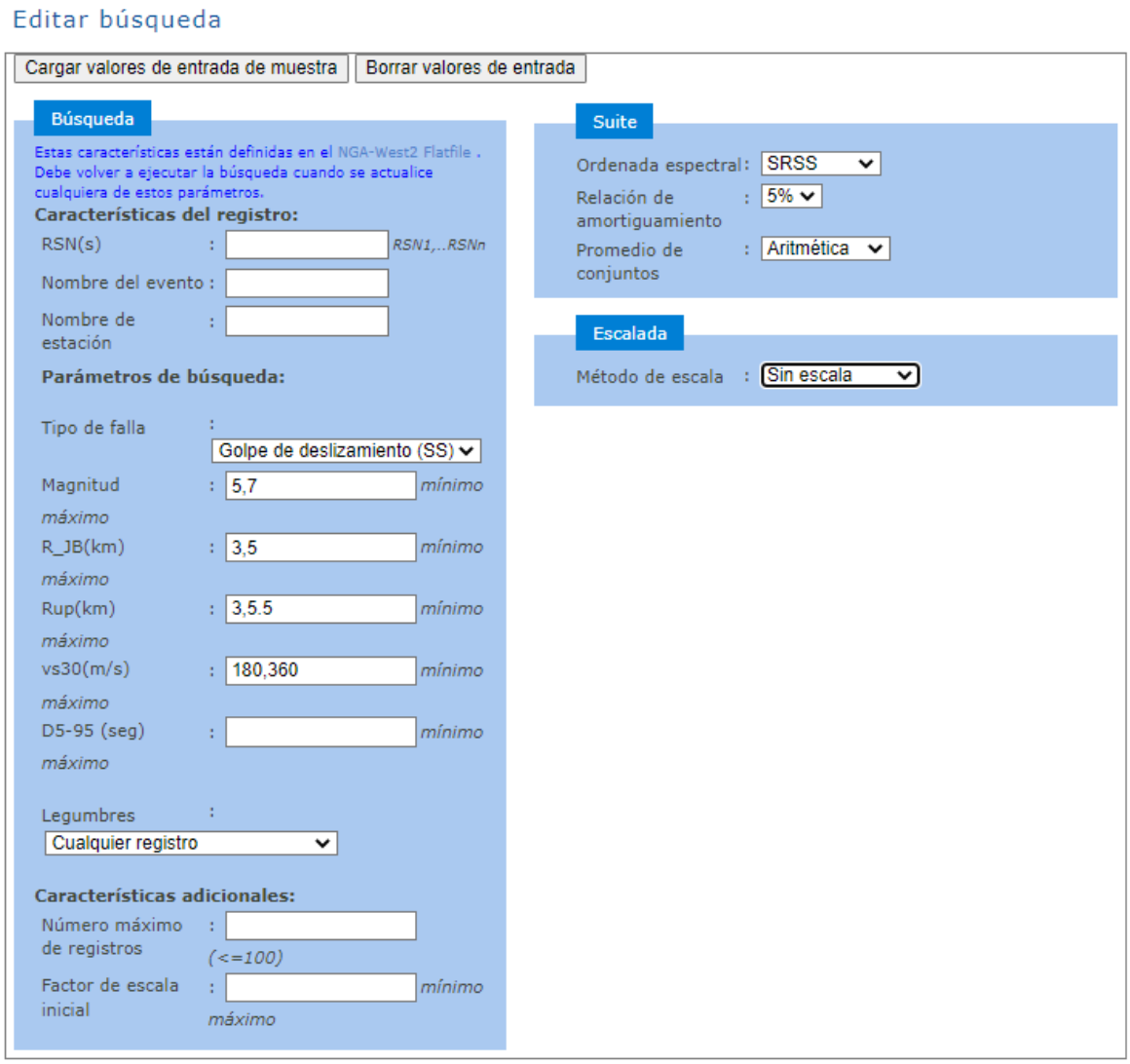


Fuente: Base de datos del PEER

Debido al alcance de la web application del PEER para la selección y escalado de registros sísmico es obligatorio el ingreso del espectro elástico de estudio correspondiente con el MCEr (Maximum Considered Earthquake).

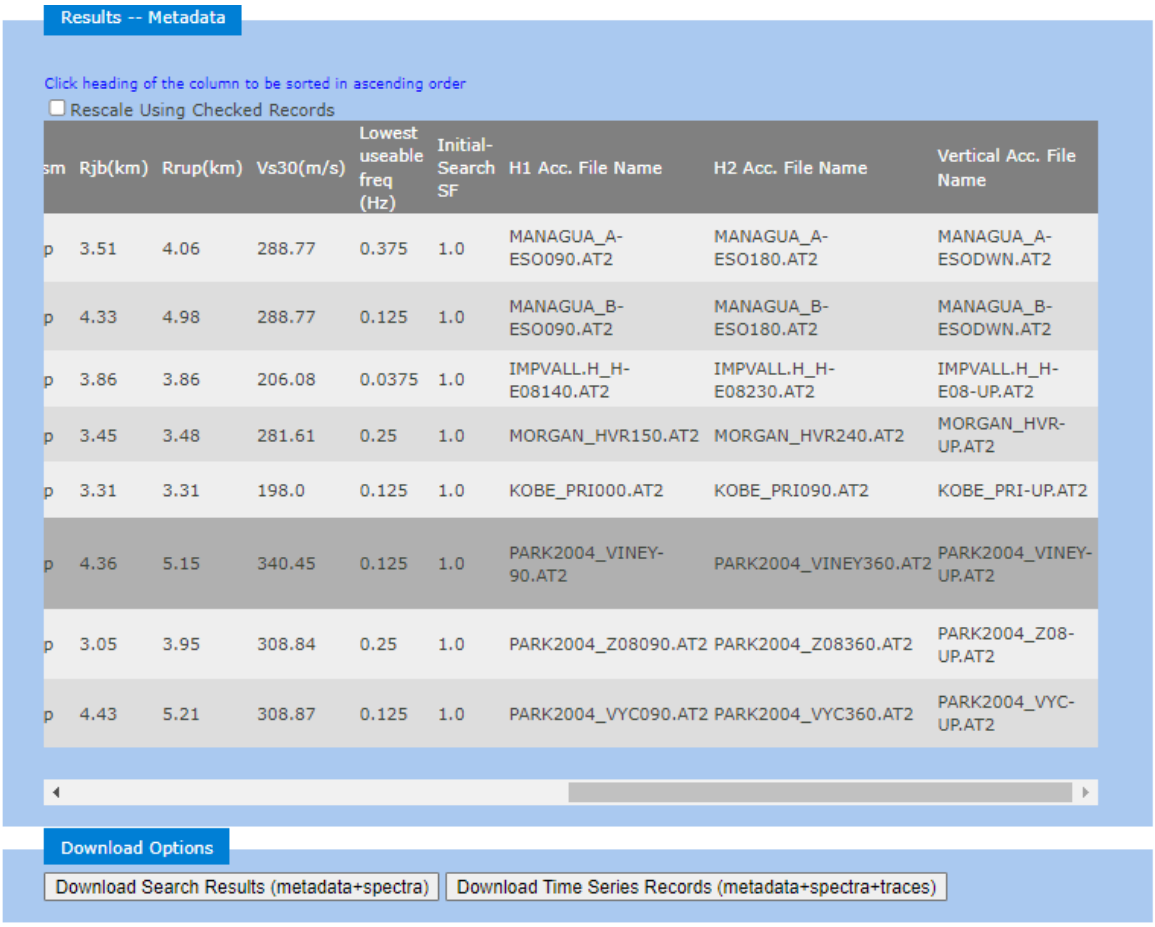
Para la búsqueda se ingresaron rangos estimados propiamente que contengan parámetros característicos del sismo de Managua 1972 y el tipo de suelo propuesto para el edificio de estudio (Imagen 8-2).

Imagen 11-11-12. Motor de búsqueda de Sismo según Características



Fuente: Base de datos del PEER

Imagen 11-11-13. Resultado de sismos encontrados según las características buscadas



Results -- Metadata

Click heading of the column to be sorted in ascending order

Rescale Using Checked Records

sm	Rjb(km)	Rrup(km)	Vs30(m/s)	Lowest useable freq (Hz)	Initial-Search SF	H1 Acc. File Name	H2 Acc. File Name	Vertical Acc. File Name
p	3.51	4.06	288.77	0.375	1.0	MANAGUA_A-ESO090.AT2	MANAGUA_A-ESO180.AT2	MANAGUA_A-ESODWN.AT2
p	4.33	4.98	288.77	0.125	1.0	MANAGUA_B-ESO090.AT2	MANAGUA_B-ESO180.AT2	MANAGUA_B-ESODWN.AT2
p	3.86	3.86	206.08	0.0375	1.0	IMPVALL.H_H-E08140.AT2	IMPVALL.H_H-E08230.AT2	IMPVALL.H_H-E08-UP.AT2
p	3.45	3.48	281.61	0.25	1.0	MORGAN_HVR150.AT2	MORGAN_HVR240.AT2	MORGAN_HVR-UP.AT2
p	3.31	3.31	198.0	0.125	1.0	KOBE_PRI000.AT2	KOBE_PRI090.AT2	KOBE_PRI-UP.AT2
p	4.36	5.15	340.45	0.125	1.0	PARK2004_VINEY-90.AT2	PARK2004_VINEY360.AT2	PARK2004_VINEY-UP.AT2
p	3.05	3.95	308.84	0.25	1.0	PARK2004_Z08090.AT2	PARK2004_Z08360.AT2	PARK2004_Z08-UP.AT2
p	4.43	5.21	308.87	0.125	1.0	PARK2004_VYC090.AT2	PARK2004_VYC360.AT2	PARK2004_VYC-UP.AT2

Download Options

Download Search Results (metadata+spectra) | Download Time Series Records (metadata+spectra+traces)

Fuente: Base de datos del PEER

C. Selección de Sismos de la base de datos del PEER.

Para modelar el edifico se partió del mismo archivo usado en el análisis lineal, para evitar la gran carga de datos de modelos en ETABS se eliminaron los casos lineales, modal cargas estáticas laterales y dinámicas, y únicamente se dejaron las cargas vivas y muertas y los elementos del modelo (vigas, columnas, tablero y apoyos).

Los patrones de cargas quedaran definidos como se muestra en la Imagen 11-14.

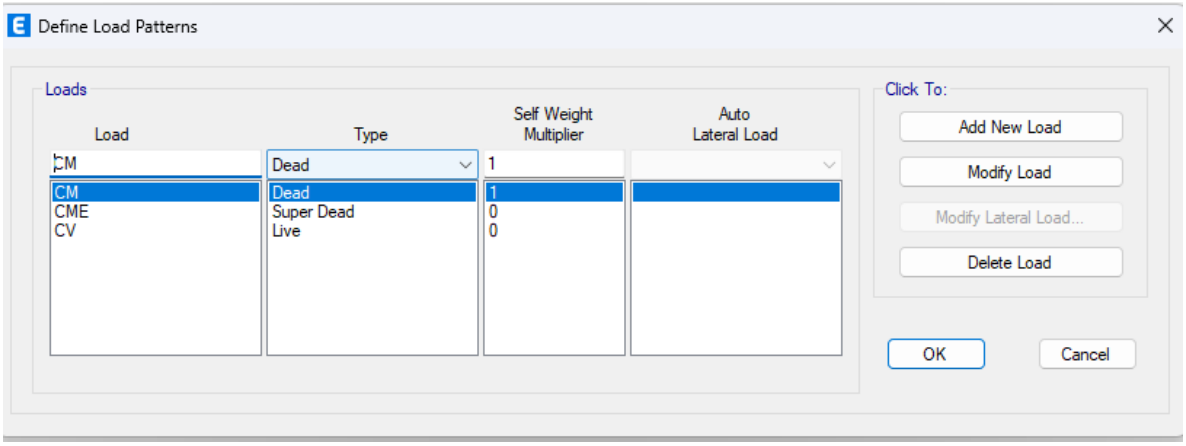
Donde :

CM: Peso propio de los elementos

CSI: Carga sobre impuesta

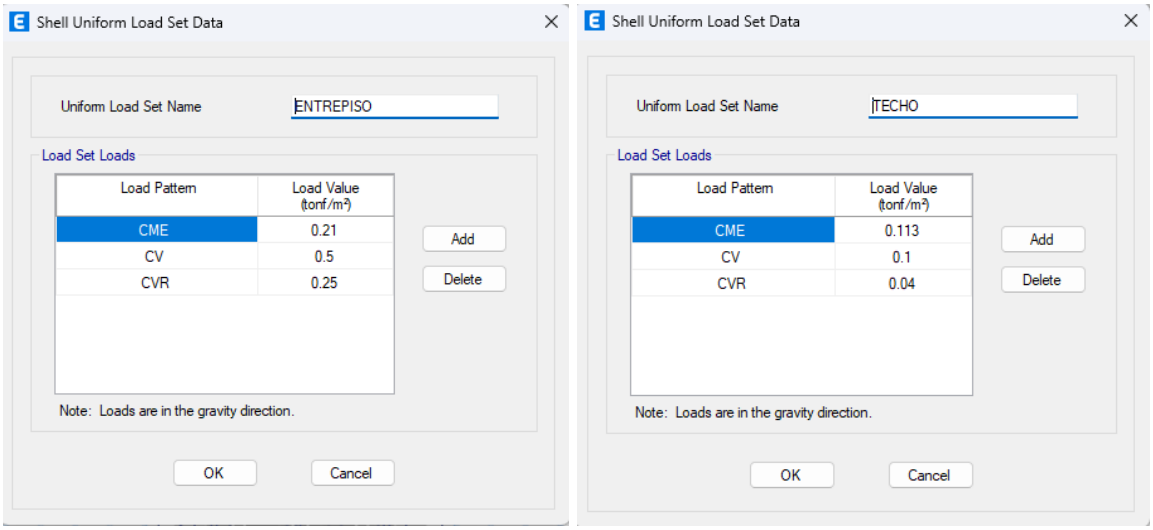
CV: Carga viva

Imagen 11-11-14 Patrones de Cargas



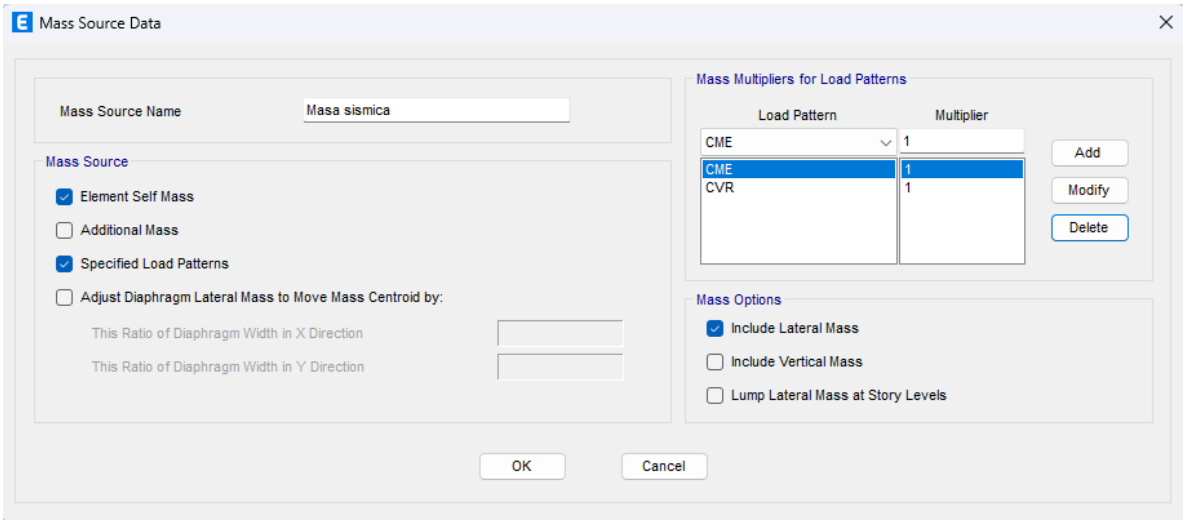
Fuente: Modelo ETABS

Imagen 11-11-15 Conjunto de cargas uniformes para losas



Fuente: Modelo ETABS

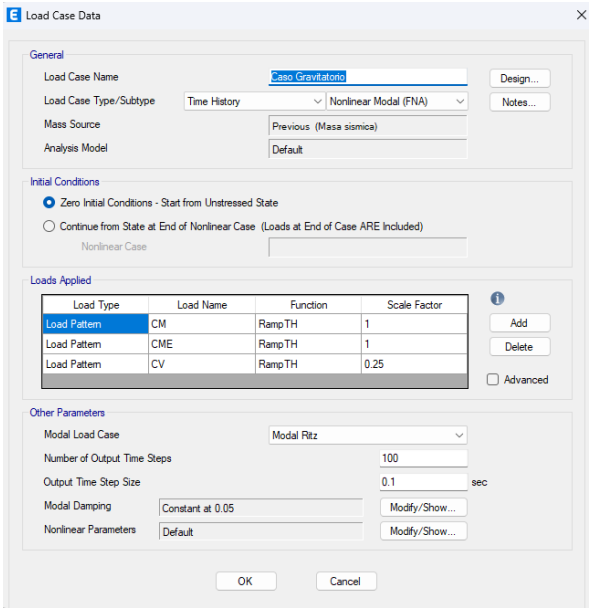
Imagen 11-11-16 Fuente de masa



Fuente: Modelo ETABS

El estado de la estructura al momento de iniciar el evento sísmico es igual a de las cargas gravitatorios, por tanto, se crean estos casos en donde serán dados por una función de rampa de valor unitario que a través del tiempo irá cargando la estructura con las cargas gravitatoria.

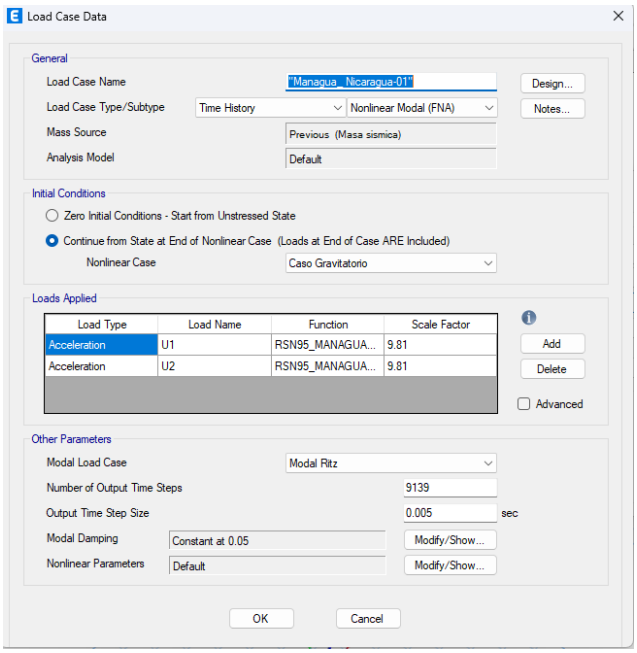
Imagen 11-11-17 Caso gravitatorio



Fuente: Modelo ETABS

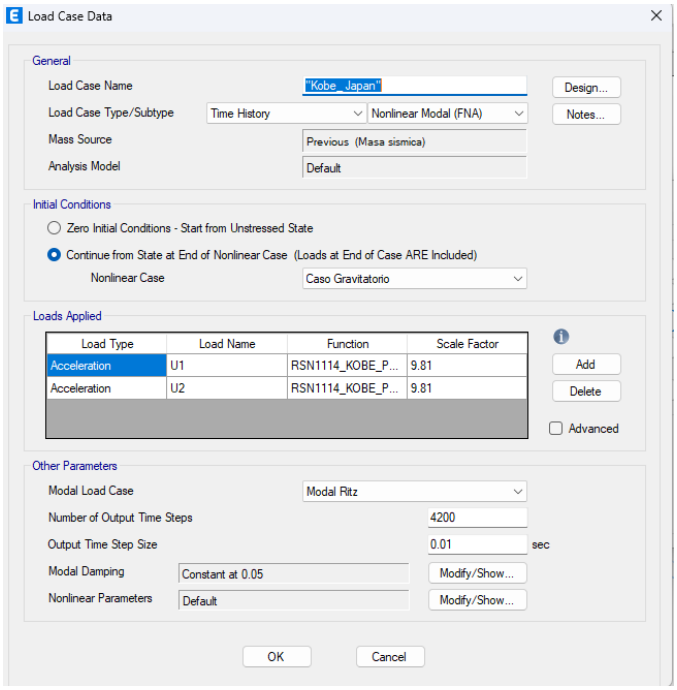
Se definen los casos de time history, de la manera que se muestra algunos de los casos de cargas en las imágenes 11-18, 11-19, 11-20, 11-21, 11-22. Para los demás registros sísmico se cambiaron las definiciones de las funciones de tiempo y cambian en el caso correspondiente.

Imagen 11-11-18 Caso de carga del terremoto de Managua



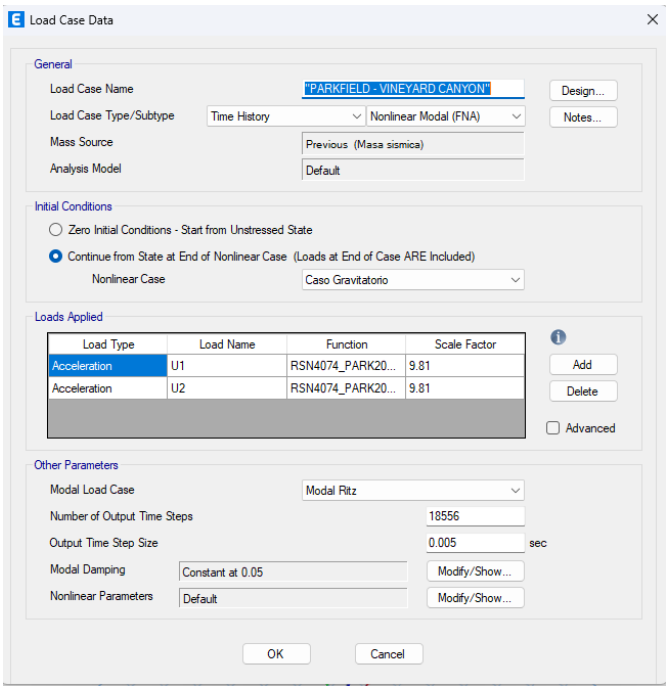
Fuente: Modelo ETABS

Imagen 11-11-19 Caso de carga Kobe_Japan



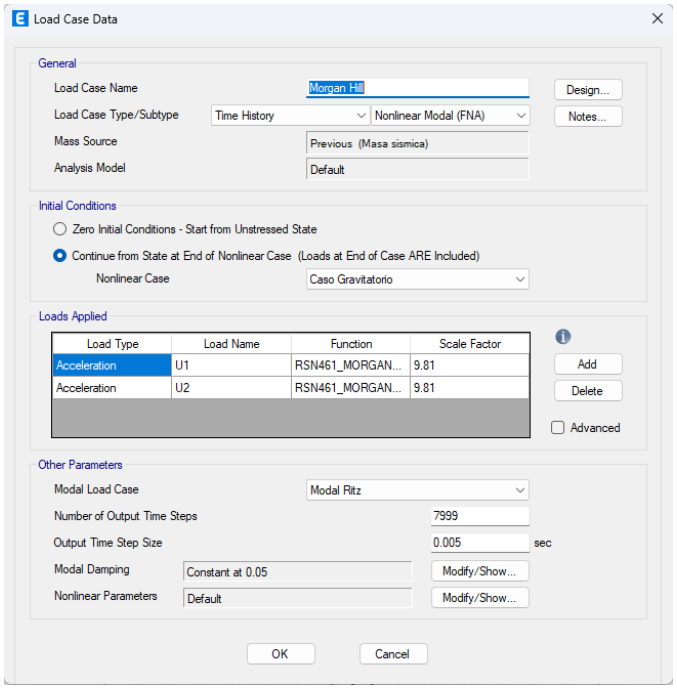
Fuente: Modelo ETABS

Imagen 11-11-20 Caso de carga de Parkfield



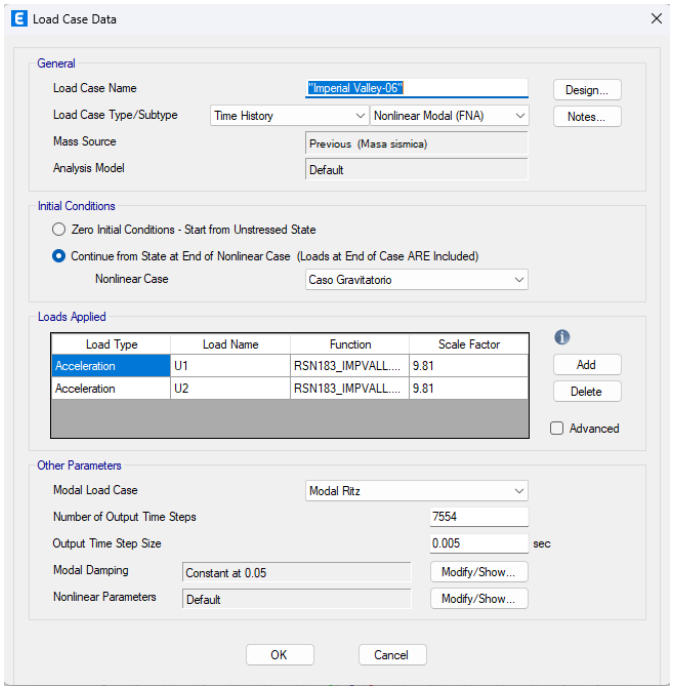
Fuente: Modelo ETABS

Imagen 11-11-21 Caso de carga Morgan Hill



Fuente: Modelo ETABS

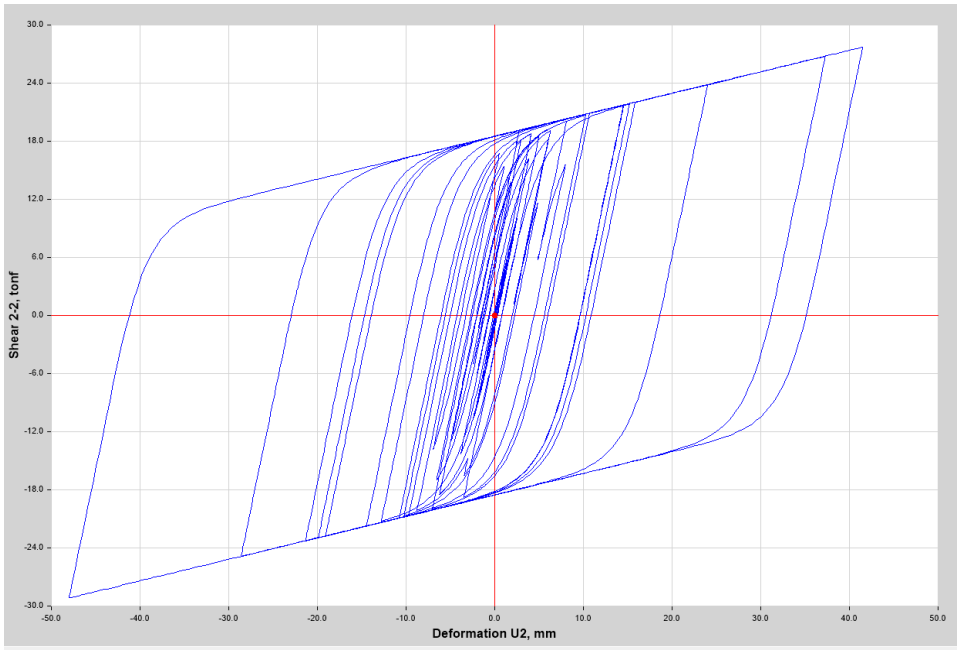
Imagen 11-11-22 Caso de carga Imperial Valley



Fuente: Modelo ETABS

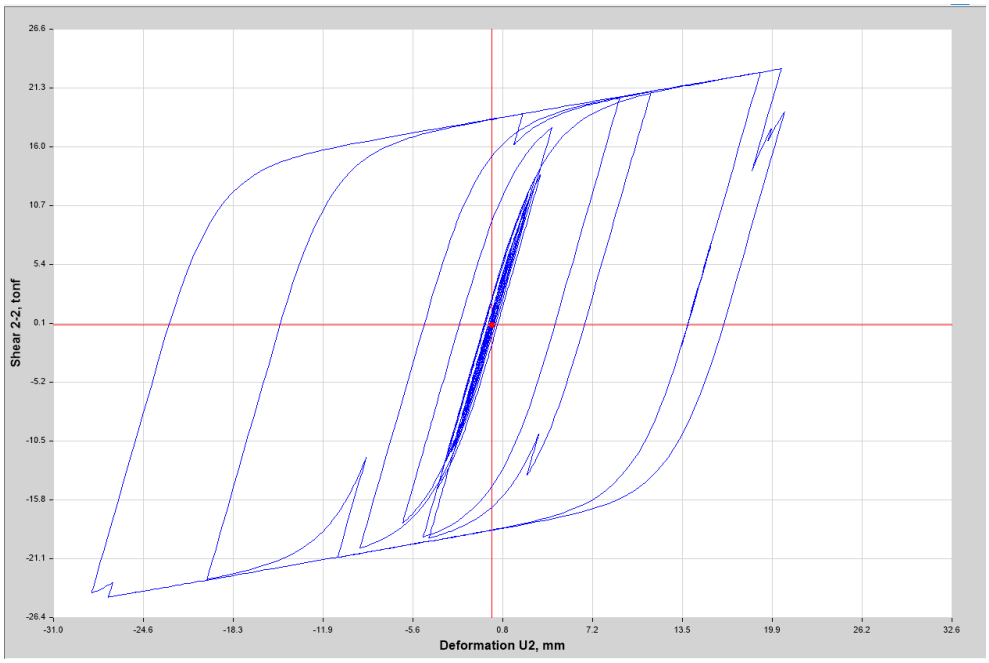
D. Diagramas de histéresis

Imagen 11-11-23 Histeresis Link K18



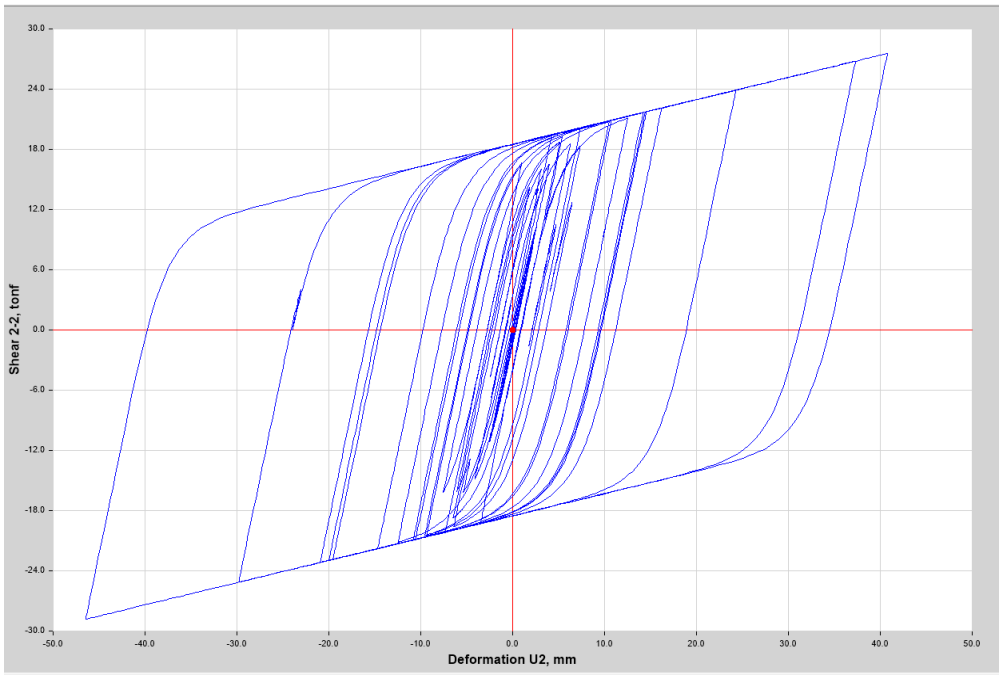
Fuente: Modelo ETABS

Imagen 11-11-24 Histeresis Link K10



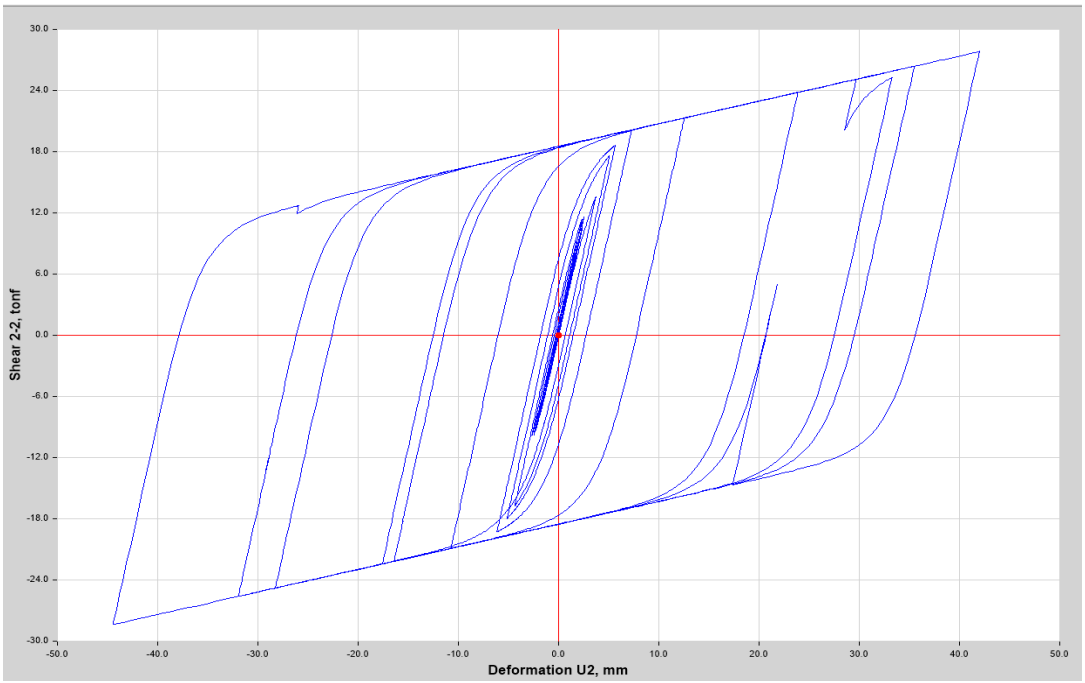
Fuente: Modelo ETABS

Imagen 11-11-25 Histeresis Link K19



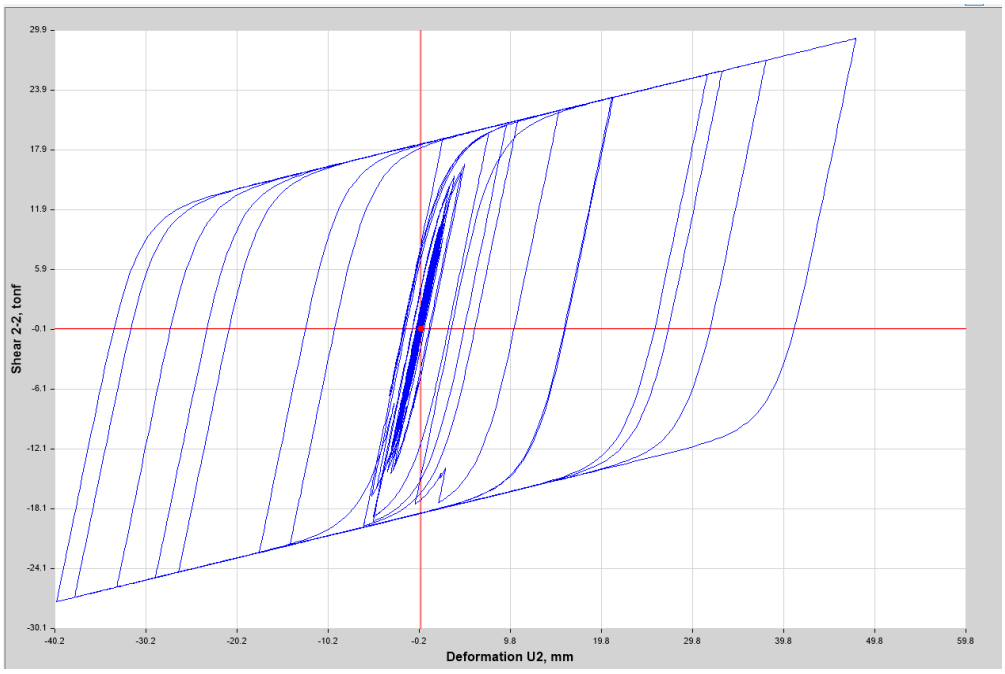
Fuente: Modelo ETABS

Imagen 11-11-26 Histeresis Link K30



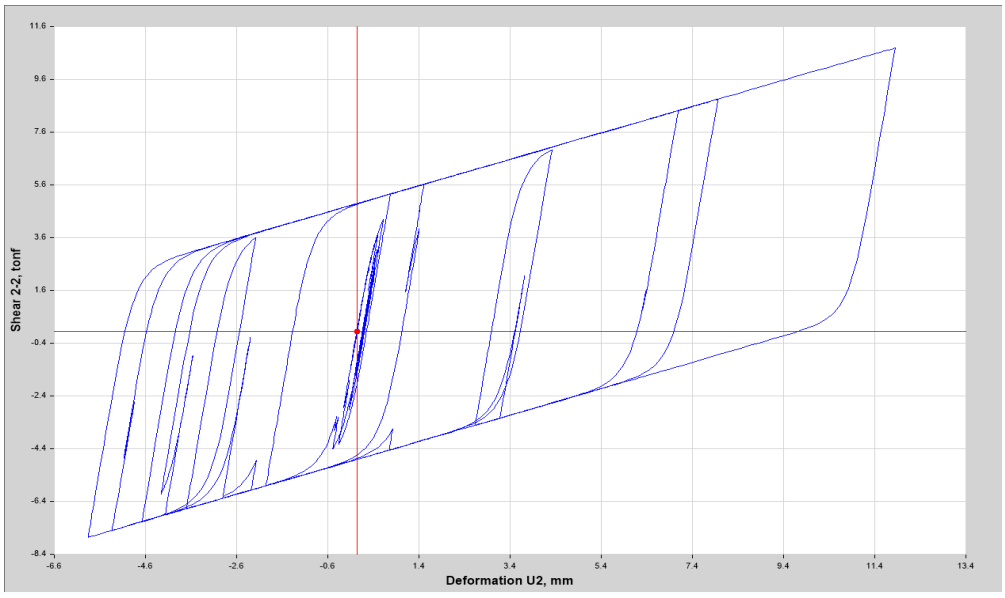
Fuente: Modelo ETABS

Imagen 11-11-27 Histeresis Link K28



Fuente: Modelo ETABS

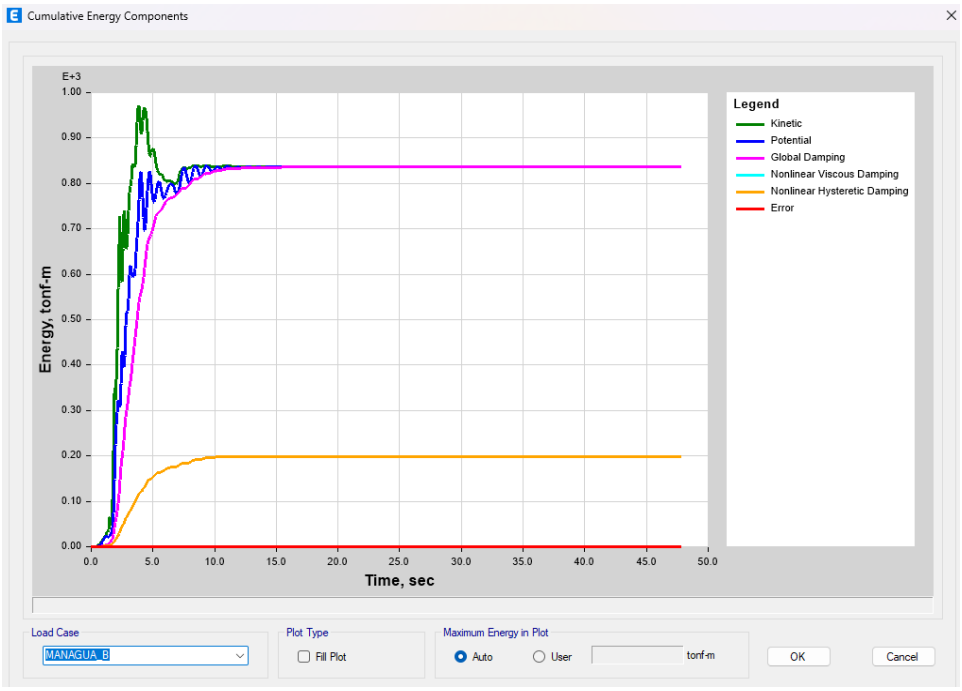
Imagen 11-11-28 Histeresis Link K26



Fuente: Modelo ETABS

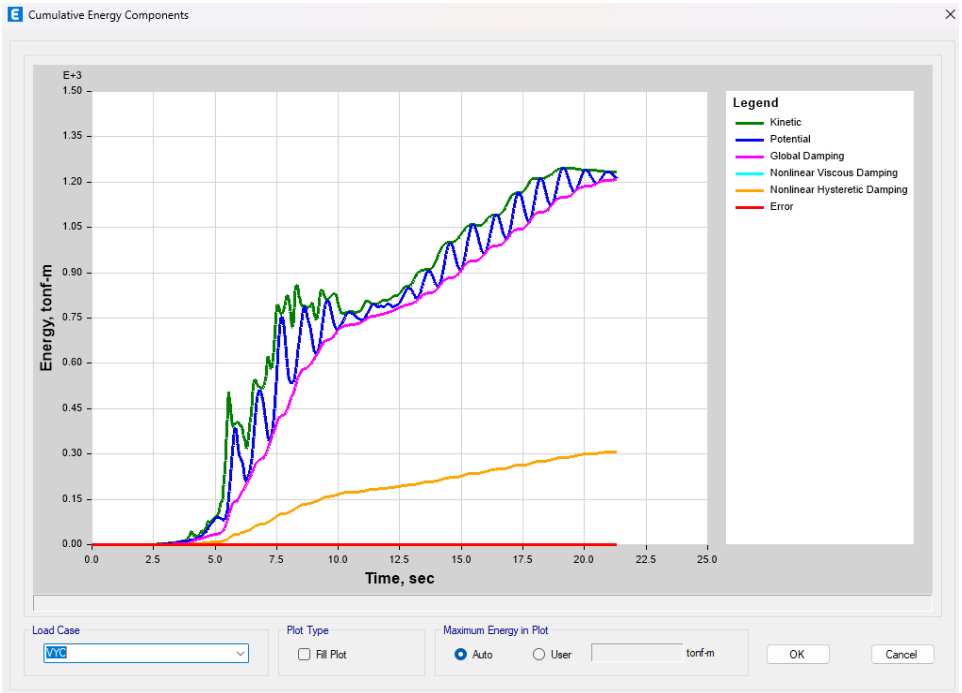
E. Curvas de energía con disipador

Imagen 11-11-29 Balance energético "MANAGUA_NICARAGUA-02"



Fuente: Modelo ETABS

Imagen 11-11-30 Balance energetico "PARKFIELD-VINEYARD CANYON"



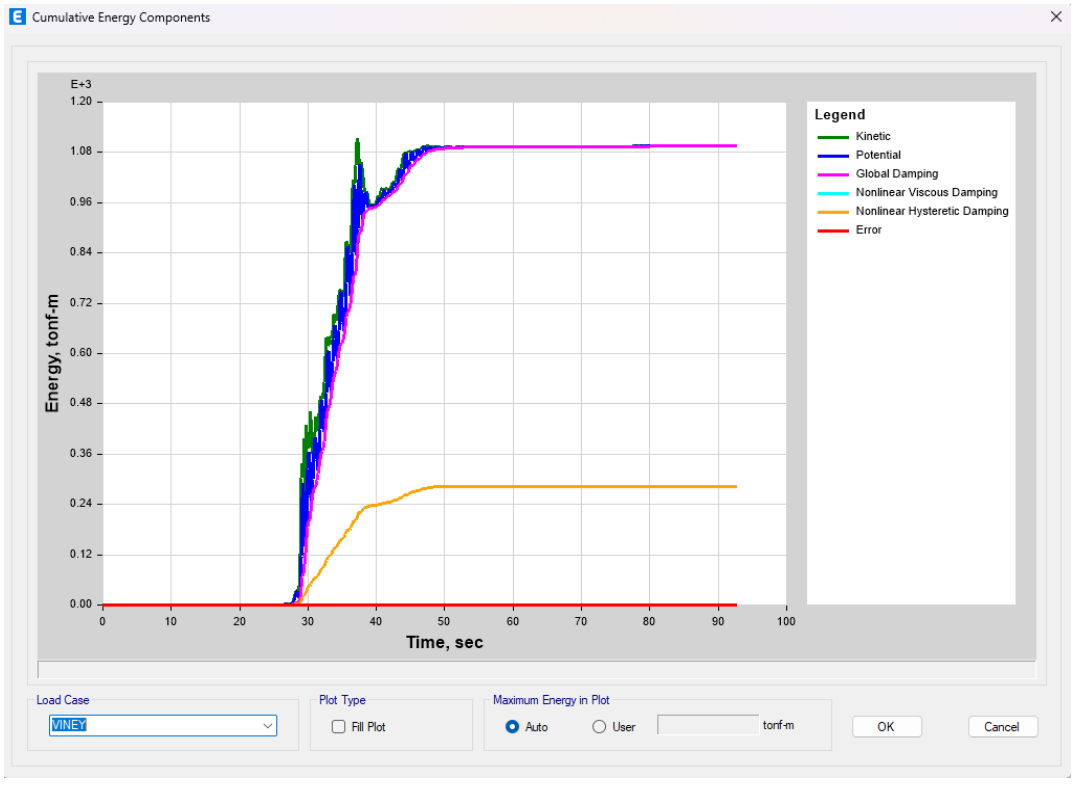
Fuente: Modelo ETABS

Imagen 11-11-31 Balance energético "MORGAN HILL"



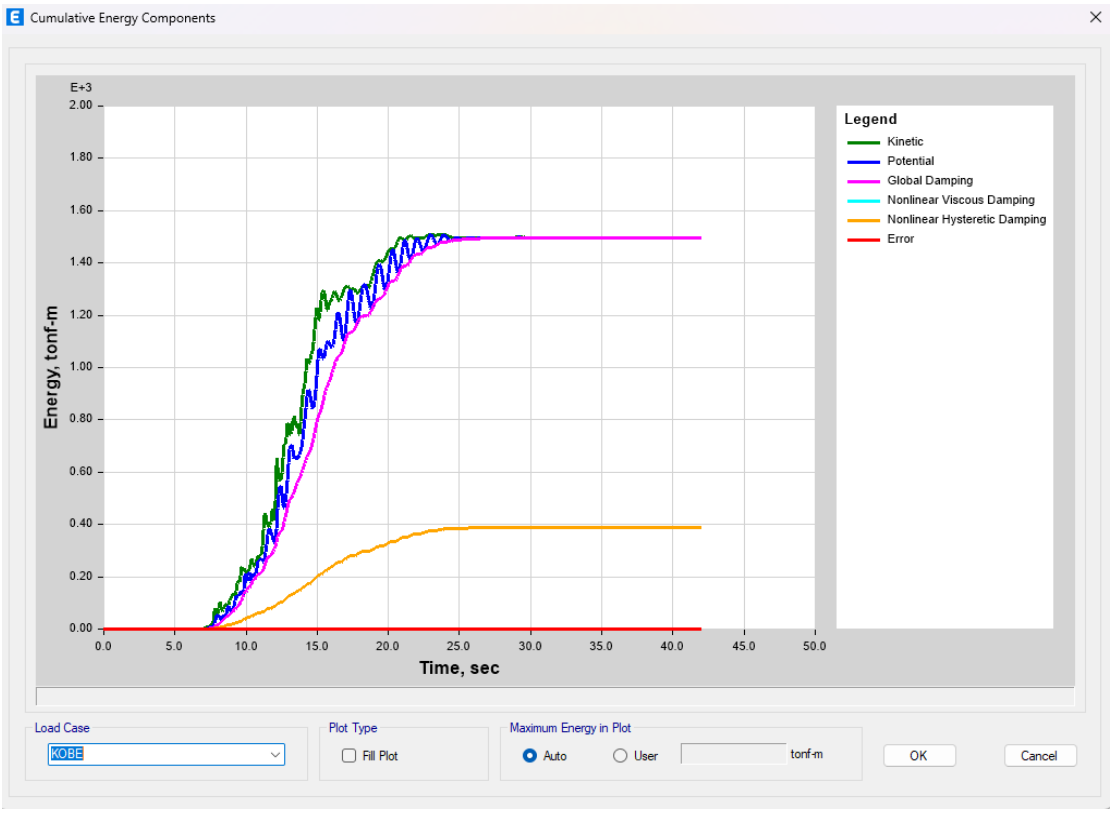
Fuente: Modelo ETABS

Imagen 11-11-32 Balance energético "PARKFIELD- JOAQUIN CANYON"



Fuente: Modelo ETABS

Imagen 11-11-33 Balance energético "KOBE JAPAN"



Fuente: Modelo ETABS

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
SECRETARIA ACADEMICA

HOJA DE MATRICULA
AÑO ACADEMICO 2023

No. Recibo 27903 **No. Inscripción** 1106

NOMBRES Y APELLIDOS: Brandon Alfonso Medrano Vilchez

CARRERA: INGENIERIA CIVIL **CARNET:** 2017-0258u **TURNO:**

PLAN DE ESTUDIO: 2015 **SEMESTRE:** SEGUNDO SEMESTRE 2023 **FECHA:** 21/08/2023

No.	ASIGNATURA	GRUPO	AULA	CRED.	F	R
1						
	ULTIMA LINEA					

F:Frecuencia de Inscripciones de Asignatura R: Retiro de Asignatura.

ISOZA

GRABADOR

FIRMA Y SELLO DEL FUNCIONARIO

FIRMA DEL ESTUDIANTE

cc:ORIGINAL:ESTUDIANTE - COPIA:EXPEDIENTE.

IMPRESO POR SISTEMA DE REGISTRO ACADEMICO EL 21-ago.-2023

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
SECRETARIA ACADEMICA

HOJA DE MATRICULA
AÑO ACADEMICO 2023

No. Recibo 27904 — No. Inscripción 1108

NOMBRES Y APELLIDOS: Dulmar Guillermo Téllez Martínez

CARRERA: INGENIERIA CIVIL **CARNET:** 2017-0807u **TURNO:**

PLAN DE ESTUDIO: 2015 **SEMESTRE:** SEGUNDO SEMESTRE 2023 **FECHA:** 21/08/2023

No.	ASIGNATURA	GRUPO	AULA	CRED.	F	R
1						
	ULTIMA LINEA					

F:Frecuencia de Inscripciones de Asignatura R: Retiro de Asignatura.

ISOZA

GRABADOR

FIRMA Y SELLO DEL FUNCIONARIO

FIRMA DEL ESTUDIANTE

cc:ORIGINAL:ESTUDIANTE - COPIA:EXPEDIENTE.

IMPRESO POR SISTEMA DE REGISTRO ACADEMICO EL 21-ago.-2023

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
SECRETARIA ACADEMICA

HOJA DE MATRICULA
AÑO ACADEMICO 2023

No. Recibo 27905 No. Inscripción 1107

NOMBRES Y APELLIDOS: Kenneth Josué Flores Velázque

CARRERA: INGENIERIA CIVIL **CARNET:** 2017-0985u **TURNO:**

PLAN DE ESTUDIO: 2015 **SEMESTRE:** SEGUNDO SEMESTRE 2023 **FECHA:** 21/08/2023

No.	ASIGNATURA	GRUPO	AULA	CRED.	F	R
1						
	ULTIMA LINEA					

F:Frecuencia de Inscripciones de Asignatura R: Retiro de Asignatura.

ISOZA

GRABADOR

FIRMA Y SELLO DEL FUNCIONARIO

FIRMA DEL ESTUDIANTE

cc:ORIGINAL:ESTUDIANTE - COPIA:EXPEDIENTE.

IMPRESO POR SISTEMA DE REGISTRO ACADEMICO EL 21-ago.-2023

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
SECRETARIA

SECRETARÍA DE FACULTAD

F-8:CARTA DE FINALIZADO PLAN DE ASIGNATURA

El Suscrito Secretario de la **FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION** hace constar que:

MEDRANO VILCHEZ BRANDON ALFONSO

Carné: **2017-0258U** Turno: **Diurno** Plan de Asignatura: **2015** de conformidad con el Reglamento Académico vigente en la Universidad, ha aprobado todas las asignaturas correspondientes a la carrera de **INGENIERIA CIVIL**, y solo tiene pendiente la realización de una de las formas de culminación de estudio.

Se extiende la presente **CARTA DE FINALIZADO PLAN DE ASIGNATURA**, a solicitud del interesado en la ciudad de Managua, a los once días del mes de abril del año dos mil veinte y tres.

Atentamente,

MSc. Ana Rosa López Olivas
Secretario de Facultad

IMPRESO POR SISTEMA DE REGISTRO ACADEMICO EL 11-abr.-2023

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
SECRETARIA

SECRETARÍA DE FACULTAD

F-8:CARTA DE FINALIZADO PLAN DE ASIGNATURA

El Suscrito Secretario de la **FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION** hace constar que:

FLORES VELÁZQUE KENNETH JOSUÉ

Carné: **2017-0985U** Turno: **Diurno** Plan de Asignatura: **2015** de conformidad con el Reglamento Académico vigente en la Universidad, ha aprobado todas las asignaturas correspondientes a la carrera de **INGENIERIA CIVIL**, y solo tiene pendiente la realización de una de las formas de culminación de estudio.

Se extiende la presente **CARTA DE FINALIZADO PLAN DE ASIGNATURA**, a solicitud del interesado en la ciudad de Managua, a los uno días del mes de junio del año dos mil veinte y dos.

Atentamente,

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Tecnología de la Construcción
SECRETARÍA ACADÉMICA
Managua, Nicaragua

Ing. Ana Rosa López Olivas
Secretario de Facultad

IMPRESO POR SISTEMA DE REGISTRO ACADEMICO EL 01-jun.-2022

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
SECRETARIA

SECRETARÍA DE FACULTAD

F-8:CARTA DE FINALIZADO PLAN DE ASIGNATURA

El Suscrito Secretario de la **FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION** hace constar que:

TÉLLEZ MARTÍNEZ DULMAR GUILLERMO

Carné: **2017-0807U** Turno: **Diurno** Plan de Asignatura: **2015** de conformidad con el Reglamento Académico vigente en la Universidad, ha aprobado todas las asignaturas correspondientes a la carrera de **INGENIERIA CIVIL**, y solo tiene pendiente la realización de una de las formas de culminación de estudio.

Se extiende la presente **CARTA DE FINALIZADO PLAN DE ASIGNATURA**, a solicitud del interesado en la ciudad de Managua, a los treinta días del mes de marzo del año dos mil veinte y dos.

Atentamente,

Dr. Francisco Efraín Chamorro Blandón
Secretario de Facultad

IMPRESO POR SISTEMA DE REGISTRO ACADEMICO EL 30-mar.-2022