
UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**“DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO CON DISIPADORES
VISCOELÁSTICOS”**

Trabajo de Titulación, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

AUTORES:

Christian Ricardo Gavilanes Sarmiento
CI: 0104040738

Christian Xavier Pulgarín Guerrero
CI: 0105308555

DIRECTOR:

Ing. Francisco Xavier Flores Solano, PhD
CI: 0301547410

Cuenca – Ecuador

Mayo, 2018.



RESUMEN

Ecuador es un territorio sísmicamente activo que en las últimas décadas ha presentado movimientos de gran magnitud como el ocurrido el 16 de abril del 2016, evidenciando que las estructuras no eran aptas para soportar este tipo de eventos. Es por ello que el diseño tradicional por capacidad implementado en el campo de la construcción ecuatoriana debe ser complementado con la inclusión de sistemas de control de energía. A fin de evitar el colapso de las estructuras y permitir que estas permanezcan operativas luego del evento sísmico.

El propósito de este trabajo de titulación es diseñar una estructura de seis pisos de acero implementando disipadores de fluido viscoso lineales. A fin de evitar los daños en los elementos estructurales, ya que el daño se dará en los disipadores, para ello se siguió la metodología de la norma ASCE 7. Los elementos estructurales de la edificación se dividieron en marcos resistentes a momento y en marcos de gravedad para el diseño a resistencia, de acuerdo con la AISC 341, la AISC 358 y la AISC 360. Posteriormente se implementó los dispositivos de fluido viscoso dando como resultado la disminución de las derivas, desplazamientos, velocidad, así como la obtención de menores esfuerzos cortantes en la base.

Palabras clave: Sismos, disipadores viscoelásticos, derivas, deflexiones, desplazamientos, cortante de base.



ABSTRAC

Ecuador is a seismically active territory that in recent decades has presented large-scale movements such as that occurred on April 16, 2016, evidencing that the structures are not suitable to support this type of event. It is for this reason that the traditional design for the capacity implemented in the field of construction must be completed with the inclusion of energy control systems. In order to avoid the collapse of the structures and allow them to remain operational after the seismic event.

The purpose of this titration work is to design a six-story steel structure by implementing linear viscous fluid dissipaters. In order to avoid damage to the structural elements, since the damage will occur in the dissipaters, the methodology of the ASCE 7 standard was followed. The structural elements of the building were divided into moment-resistant frames and gravity frames for the resistance design, applying the AISC 341, the AISC 358 and the AISC 360. Subsequently, the viscous fluid devices were implemented, resulting in a decrease in drifts, displacements, speed, as well as obtaining lower shear stresses in the base.

Keywords: Earthquake, viscoelastic dampers, drifts, deflections, displacements, base shear.



INDICE GENERAL

RESUMEN	2
ABSTRAC.....	3
DEDICATORIA.....	11
AGRADECIMIENTOS	13
INTRODUCCIÓN.....	15
CAPITULO I: SISTEMAS DE CONTROL DE RESPUESTA DINÁMICA	18
1.1 Sistemas de Control Activo	19
1.2 Sistemas de Control Semiactivo	20
1.3 Sistemas de Control Pasivo	21
1.4 Sistemas de Control Híbrido.....	21
CAPITULO II: DISIPADORES VISCOELÁSTICOS	23
2.1 Disipadores Viscoelásticos Sólidos	24
2.2 Disipadores de Fluido Viscoso	24
2.2.1 Edificaciones con Disipadores de Fluido Viscoso.....	25
2.2.2 Instalación de los Disipadores de Fluido Viscoso.....	27
2.2.3 Modelo Matemático	28
2.3 Ventajas y Desventajas de la Utilización de Disipadores Fluidos	39
CAPITULO III: DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE SEIS PISOS	40
3.1 Geometría y Datos Iniciales de la Edificación	41
3.2 Cargas Aplicadas	43
3.2.1 Carga Viva	43
3.2.2 Carga Muerta	43
3.2.3 Carga Total	43
3.3 Espectro Sísmico de Diseño.....	45
3.3.1 Parámetros del Espectro de Aceleración	46
3.3.2 Espectro de Aceleración de Diseño	47
3.4 Tipos de Irregularidades en las Edificaciones	48



3.4.1	Irregularidades Horizontales.....	48
3.4.2	Irregularidades Verticales	52
3.5	Factor de Redundancia (P)	54
3.6	Tipos de Procedimientos para el Diseño de la Estructura	54
3.7	Análisis de Fuerzas Laterales Equivalentes (ELF)	55
3.7.1	Periodo Fundamental Aproximado.....	55
3.7.2	Diseño del Cortante Nominal de Base	56
3.7.3	Diseño de los Elementos Estructurales a Gravedad	59
3.7.4	Diseño de los Elementos Estructurales Resistentes a Momento (SMF)	63
3.7.5	Derivas	67
 CAPITULO IV: IMPLEMENTACIÓN DE DISIPADORES VISCOSOS LINEALES A LA EDIFICACIÓN		69
4.1	Localización de dos Dispositivos en la Estructura	71
4.2	Parámetros de la Fuerza de Amortiguamiento.....	73
4.2.1	Cálculo de la Constante de Amortiguamiento de la Estructura	73
4.3	Análisis de Fuerzas Laterales Equivalentes Considerando los Dispositivos de Amortiguamiento.	76
4.3.1	Parámetros Modales.....	76
4.3.2	Ductilidad Efectiva	87
4.3.3	Periodo Efectivo del Modo Fundamental	90
4.3.4	Amortiguamiento Efectivo.....	90
4.3.5	Cortante Sísmico de Base	93
4.4	Respuesta de Desplazamiento.	97
4.4.1	Desplazamientos del Techo	97
4.4.2	Deflexiones de Piso	98
4.4.3	Derivas de Piso.....	99
4.4.4	Velocidades de Piso	101
4.4.5	Comprobación de la Ductilidad Efectiva	102
4.4.6	Respuesta Del Disipador	103
4.5	Resumen del Capítulo 4	107
 CAPITULO V: CONCLUSIONES.....		109
 BIBLIOGRAFÍA		112
 ANEXOS		115
Anexo 1: Secciones de los Elementos Estructurales Diseñadas a Gravedad		115
Anexo 2: Secciones de los Elementos Estructurales Resistentes a Momento		131
Anexo 3: Comprobación de la Constante de Amortiguamiento		165




Anexo 4: Conexiones Sísmicas Precalificadas.....	170
Anexo 5: Ingreso De Datos En El Software ETABS	174
Anexo 6: Análisis no Lineal de los Disipadores de Fluidos Viscosos.....	177

Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio
Institucional

Christian Ricardo Gavilanes Sarmiento en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO CON DISIPADORES VISCOELÁSTICOS", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, mayo de 2018



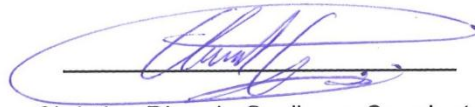
Christian Ricardo Gavilanes Sarmiento

C.I: 0104040738

Cláusula de Propiedad Intelectual

Christian Ricardo Gavilanes Sarmiento, autor del trabajo de titulación "DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO CON DISIPADORES VISCOELÁSTICOS", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, mayo de 2018



Christian Ricardo Gavilanes Sarmiento

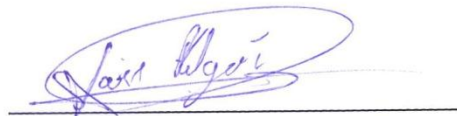
C.I: 0104040738

Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio
Institucional

Christian Xavier Pulgarín Guerrero en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO CON DISIPADORES VISCOELÁSTICOS", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, mayo de 2018



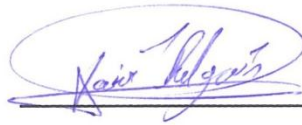
Christian Xavier Pulgarín Guerrero

C.I: 0105308555

Cláusula de Propiedad Intelectual

Christian Xavier Pulgarín Guerrero, autor del trabajo de titulación “DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO CON DISIPADORES VISCOELÁSTICOS”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, mayo de 2018



Christian Xavier Pulgarín Guerrero

C.I: 0105308555



EDICATORIA

El presente trabajo de titulación dedico principalmente a mi hermana Paola Gavilanes, quien ha sido un pilar fundamental a lo largo de mi vida y me ha brindado su apoyo en todo momento, y a todas las personas que me apoyaron en el trayecto de mi carrera universitaria, familia, amigos y profesores que de una u otra manera me ayudaron a realizarme como persona.

Christian Gavilanes



Este trabajo se lo dedico a Dios, a mi familia, a todas las personas que formaron parte en mi caminar universitario, a mis amigos y compañeros de estudio, a los docentes que compartieron su conocimiento y demostraron su vocación a la enseñanza universitaria. Muy especialmente se lo dedico a mi padre Jacinto Pulgarín y a mi madre Janeth Guerrero que han sido el pilar principal en mi vida.

Christian Pulgarín



AGRADECIMIENTOS

Mi mayor agradecimiento es a mis padres Teodoro Gavilanes y Gladys Sarmiento quienes siempre me han apoyado para cumplir mis metas. Agradezco a mis hermanos con los que siempre e contado y a todos los docentes que me impartieron sus conocimientos durante la carrera universitaria, especialmente al Ing. Francisco Flores, PhD. por toda la ayuda y guía brindada en el desarrollo del trabajo de titulación y por enriquecernos con sus conocimientos como docente. A mis compañeros que me han apoyado en este largo trayecto universitario. En fin, a todas las personas que han sido parte importante en mi vida.

Christian Gavilanes



Agradezco a Dios por permitirme vivir esta experiencia, por estar allí en los momentos más difíciles, a mis padres que me brindaron su apoyo incondicional durante todo este tiempo. Agradezco muy especialmente al Ing. Francisco Flores por su entrega a la docencia, por compartir sus conocimientos y formar buenos profesionales. A mi amigo y compañero de tesis Christian Gavilanes por su apoyo en los últimos años de carrera. A mis compañeros de salón y de caminar universitario por brindarme su apoyo a lo largo de estos años. A todas las personas que formaron parte de este primer logro solo me queda decirles, gracias.

Christian Pulgarín



INTRODUCCIÓN

Ecuador es un territorio sísmicamente activo que a lo largo de la historia se ha visto afectado por terremotos de alta intensidad. Uno de estos es el terremoto del 31 de enero de 1906 en Esmeraldas cuya magnitud fue de 8.8 Mw, considerado como uno de los más fuertes a escala global, dejando un saldo de 5050 fallecidos [1]. Otro caso es el del 16 de abril de 2016, el cual ocurrió en las costas del Ecuador, con una magnitud de 7.8 Mw, cuyo epicentro se localizó en las costas de Pedernales Provincia de Manabí [2]. Evidenciando que las edificaciones no eran aptas estructuralmente para soportar este tipo de eventos.

Comúnmente las estructuras son diseñadas con la metodología por capacidad. Este método se basa en la formación de un adecuado mecanismo de deformación plástica, también llamadas rótulas plásticas, éstos se localizan en ciertas zonas de la estructura sismorresistente. El principal problema con este método es el daño que se generan en las zonas de disipación (rótulas plásticas), las mismas que fluyen y como consecuencia la estructura presenta daños significativos que pueden ser irreparables. Es por ello que en los últimos años se han desarrollado diferentes tecnologías de disipación de energía en países como: Estados Unidos, Japón y Rusia. Esto con la finalidad de evitar el colapso de las estructuras ante la presencia de fuerzas externas a causa de fenómenos naturales, más específicamente ante fuerzas de sismos y fuerzas de viento, garantizando así la integridad de la estructura y el bienestar de sus ocupantes [3] . Además de permitir la funcionalidad de la estructura luego del evento sísmico.

Los sistemas de control de energía sísmica en estructuras van desde diseños relativamente simples hasta sistemas avanzados totalmente automatizados, entre ellos están: los dispositivos pasivos, activos, semiactivos e híbridos. Siendo los dispositivos pasivos los más comúnmente utilizados en la actualidad, tales como los dispositivos histeréticos y viscosos. Entre los sistemas de control de energía se encuentran los disipadores sísmicos y los aisladores sísmicos. Los primeros aumentan el nivel de amortiguamiento de la estructura, mientras que los aisladores separan la superestructura de los movimientos del suelo, a través de elementos flexibles en la dirección horizontal[4].

Entre los sistemas de disipación sísmica más atractivos están los disipadores de fluido viscoso, éstos son básicamente comparables a los amortiguadores utilizados en los autos, con la diferencia que los utilizados en estructuras operan en un rango de fuerzas más alto. Los disipadores de fluido viscoso disipan la energía por medio de la conversión de la energía mecánica a calor, producto del flujo de un fluido siliconado a través de un orificio o sistemas de



válvulas [5]. Estos dispositivos disipan la energía, pero no rigidizan la estructura.

En este trabajo de titulación se realiza el diseño de una estructura especial de acero de seis pisos con disipadores de fluido viscoso. El diseño inicial de la estructura especial de acero sin disipadores se la realiza únicamente para cumplir los requerimientos de resistencia, y no de estabilidad (derivas). Una vez diseñada la estructura se procede a implementar los dispositivos viscosos para controlar las derivas. El objetivo es mostrar paso a paso la metodología de diseño de la estructura. Para ello se ha tomado del Volumen 5 de ejemplos de la IBC [6] las características geométricas de la estructura, desarrollando la metodología de la ASCE 7. Además, se realizará un análisis a mayor profundidad de las alternativas para la obtención de los parámetros que describen el funcionamiento del dispositivo de amortiguamiento viscoso. Tanto para el diseño, como para el análisis del comportamiento de la estructura con y sin disipadores de fluido viscoso se utiliza el software ETABS.

Objetivos

- **Objetivo general**

Realizar el diseño por desempeño de una estructura de acero de seis pisos con disipadores de fluido viscoso.

- **Objetivos específicos:**

- Diseñar una estructura de seis pisos sin dispositivos de amortiguamiento.
- Determinar los parámetros necesarios que describen el comportamiento de los “Dispositivos de Disipación de Energía de Fluido Viscoso”.
- Realizar un análisis lineal por desempeño de la estructura con disipadores viscosos fluidos y analizar los efectos en la estructura

Alcance

En este trabajo de titulación se diseña una estructura de acero de seis pisos, separándola en dos partes: marcos a gravedad y marcos resistentes a momento, para el análisis de resistencia. Posteriormente se incorporan dispositivos de amortiguamiento de fluido viscoso con la finalidad de cumplir con las derivas que establece la norma ASCE 7. El análisis de la estructura se realiza con disipadores de fluido viscoso lineales. Sin embargo, se presenta como anexo el análisis de uno de los pórticos con dispositivos de fluido viscoso



no lineales, a fin de validar los valores ingresados en el software ETABS y analizar algunas características de los mismos.

Contenido de este documento

El presente trabajo de titulación se ha desarrollado en cinco capítulos, una sección de bibliografía y seis anexos.

En el primer capítulo se da una introducción de los tipos de sistemas de control de energía, presentando su clasificación en base a cómo se maneja la energía impuesta por el sismo, su absorción y su disipación.

En el segundo capítulo se realiza una descripción de los disipadores viscoelásticos, centrándose en los disipadores de fluido viscoso, para los que se citan estructuras en las que han sido aplicados, los tipos de configuraciones dentro de la estructura y un análisis completo de su modelo matemático.

En el tercer capítulo se presenta el diseño a resistencia de la estructura de seis pisos sin disipadores viscosos. En este capítulo se analiza la geometría de la estructura, las cargas aplicadas, el espectro sísmico de diseño y las irregularidades horizontales y verticales. Todo esto, como pasos previos para finalizar el capítulo con la aplicación del método de las fuerzas laterales equivalentes.

En el cuarto capítulo se implementan disipadores de fluido viscoso a la estructura, a fin de cumplir con los requerimientos de derivas máximas al aplicar la metodología establecida en la norma ASCE 7. En este capítulo se determinan las propiedades del disipador, presentando alternativas de cálculo de sus parámetros, con una metodología de fácil aplicación para edificaciones de acero que involucren este tipo de dispositivos.

En el quinto capítulo se presentan las conclusiones del documento.

En las secciones de anexos se presentan tabulados los cálculos realizados en el diseño. En el Anexo 1 se presenta el diseño de las secciones a gravedad. En el Anexo 2 se presenta el diseño de los marcos resistentes a momento (SMF). En el Anexo 3 se realiza el análisis de un pórtico de la estructura incorporando dispositivos de fluido viscoso no lineales, obteniéndose las gráficas de las curvas histeréticas y la gráfica de relación fuerza velocidad tanto para dispositivos lineales como no lineales. En el Anexo 4 se presentan las conexiones precalificadas dadas por la norma AISC 358. En el Anexo 5 se indica los procedimientos para el ingreso de los parámetros que describen el comportamiento de los dispositivos lineales y no lineales en el software ETABS. En el Anexo 6 se realiza el análisis no lineal tiempo historia de la estructura con disipadores viscosos lineales, al someterla ante tres registros sísmicos considerables.



CAPITULO I: SISTEMAS DE CONTROL DE RESPUESTA DINÁMICA

En este capítulo se presentan los diferentes tipos de sistemas de control de respuesta dinámica más utilizados en el diseño de estructuras. Estos van desde diseños relativamente simples hasta sistemas avanzados totalmente automatizados.

Las vibraciones de las edificaciones ocasionadas por el movimiento del suelo provocan malestar en los ocupantes, causando sensación de inseguridad, y abandono de edificios. El control de las vibraciones en zonas sísmicas no solo se limita a edificios de gran altura, sino a todas las estructuras, principalmente hospitales que necesariamente deben permanecer funcionales luego de un sismo [7]. Por lo que se emplean los dispositivos de disipación sísmica en las edificaciones, ya que aumentan su nivel de desempeño durante el sismo debido a que se reduce la respuesta de la estructura al incrementar el amortiguamiento.

Los sistemas de control de respuesta dinámica se los puede clasificar de acuerdo a la forma en cómo se maneja la energía impuesta por el sismo, su absorción y su disipación. Los japoneses y estadounidenses clasifican a los sistemas de control de energía en base al funcionamiento, estableciendo dos nomenclaturas diferentes. Los japoneses los clasifican en cuatro categorías: sistemas aislados en la base, sistemas de absorción de energía, sistemas de efecto de masa y sistemas de control activo. Los estadounidenses plantean tres categorías: sistemas aislados, sistemas de disipación pasiva de energía y sistemas de control activo. La única diferencia de estas dos clasificaciones radica que los estadounidenses incluyen los sistemas de efecto de masa dentro de los sistemas de control pasivo [8]. Así también, existen clasificaciones en base a la dependencia de la velocidad o el desplazamiento, como la que se muestra en la Figura 1, en donde se puede observar que los dispositivos de fluido viscoso únicamente dependen de la velocidad.

A continuación, se describe cada uno de los sistemas de control de energía en base a la clasificación de la Cámara Chilena de la Construcción [4], la misma que es similar a la clasificación estadounidense. Se describirán los sistemas de control activo, sistemas de control semiactivo, sistemas de control pasivo y sistemas de control híbrido.

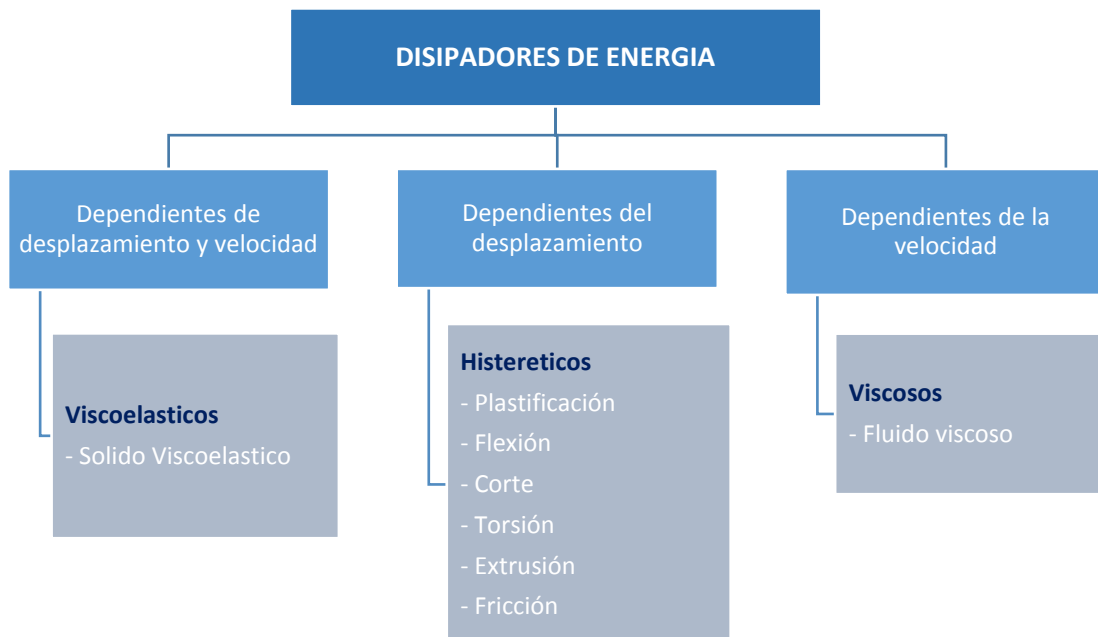


Figura 1 Clasificación de los disipadores de energía en base a su dependencia del desplazamiento y de la velocidad

1.1 Sistemas de Control Activo

Son sistemas complejos que incluyen sensores de movimiento, actuadores dinámicos, sistemas de control y procesamiento de datos. Estos sistemas monitorean el comportamiento de la estructura en tiempo real y aplican una fuerza necesaria para contrarrestar los efectos sísmicos [4].

Los sistemas de control activo (Figura 2) captan las excitaciones externas ya sean con sensores o acelerómetros. Luego estos datos de entrada son procesados por un algoritmo, que da como respuesta la fuerza necesaria que debe aplicar el sistema sobre la estructura. Al modificar la respuesta dinámica en tiempo real estos dispositivos son una de las mejores alternativas en cuanto a sistemas de disipación sísmica. Sin embargo, su elevado costo y al requerir una fuente de alimentación externa para que pueda ser accionado durante el sismo, hacen que ésta alternativa esté lejos del alcance para la mayoría de las edificaciones.

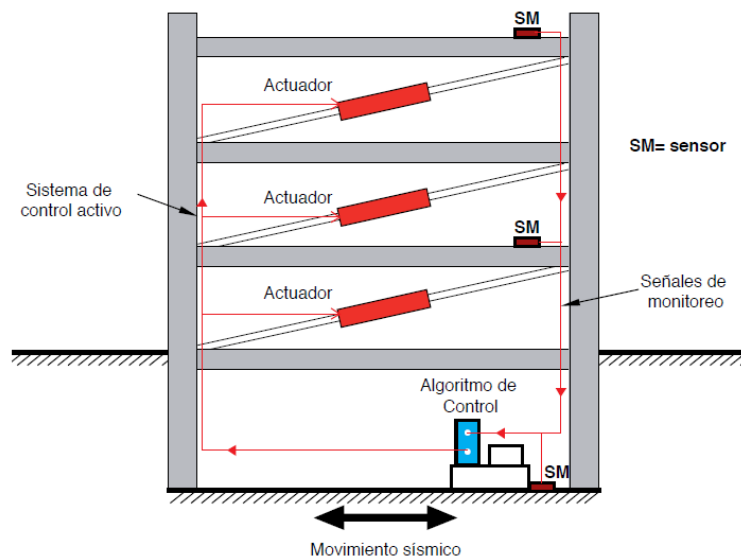


Figura 2 Sistemas de control activo [4]

1.2 Sistemas de Control Semiactivo

Los sistemas de control Semiactivo (Figura 3) son también conocidos como sistemas pasivos controlados, estos requieren de una fuente de energía externa menor que la utilizada para los sistemas activos [9]. Éstos no aplican una fuerza de control directamente sobre la estructura, pero modifican en tiempo real las propiedades de los disipadores, como es el caso de los dispositivos de fricción, los dispositivos con fricción controlable o los dispositivos con fluidos electro o magneto – reológicos [4].

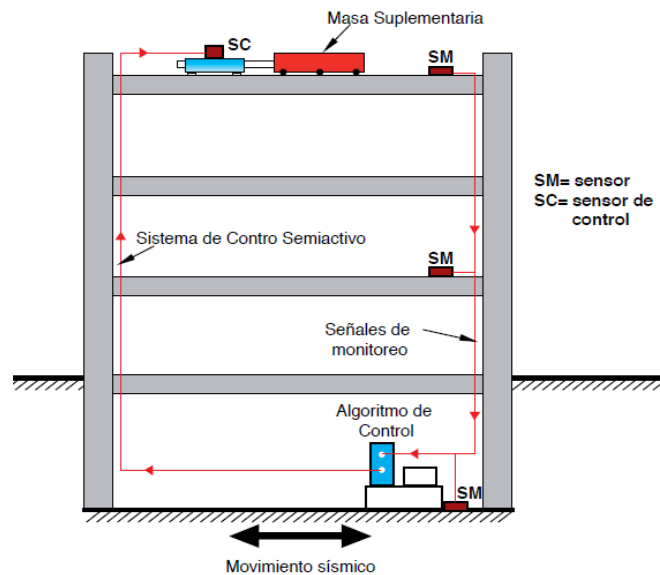


Figura 3 Sistema de control Semiactivo [4]

1.3 Sistemas de Control Pasivo

Un sistema de control pasivo (Figura 4) no requiere una fuente externa de energía. Estos sistemas producen una fuerza de respuesta ante el movimiento de la estructura y disipan la energía vibratoria del sistema estructural. Estos han sido empleados en la construcción sismo resistente en países como Estados Unidos, Japón, Nueva Zelanda, Italia Canadá y China [10].

Dentro de este tipo de sistemas podemos encontrar:

- I. Aisladores de base
- II. Disipadores Pasivos
 - a. Disipadores Histeréticos
 - b. Disipadores de Comportamiento Viscoelástico (Disipadores viscoelásticos sólidos y Disipadores de fluido viscoso)

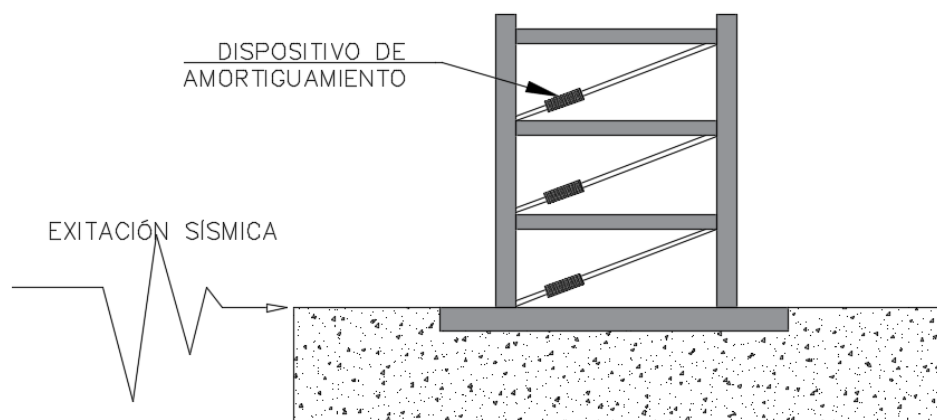


Figura 4 Sistema de Control Pasivo

1.4 Sistemas de Control Híbrido

Los sistemas de control híbrido (Figura 5) son aquellos en los que se combinan dispositivos activos y pasivos, con la finalidad de cubrir deficiencias que el uno tiene con respecto al otro. Éstos presentan importantes mejoras en relación con los sistemas activos, siendo las siguientes:

- En caso de fallo del componente activo y aunque menos efectiva, el sistema pasivo sigue ejerciendo funciones de control.
- Tienen requerimientos energéticos inferiores y operan con múltiples dispositivos de control, logrando mayores niveles de rendimiento.

Según José Ahumada [9]: “El sistema híbrido con amortiguador de masa (Hybrid Mass Damper HMD) es el más utilizado en ingeniería y consiste en la combinación de un amortiguador de masa y un actuador de control activo. Otro

sistema híbrido muy usado consiste en un aislador de base combinado con un actuador de control”. En el caso del sistema de aislamiento de base de control activo, su componente pasivo desacopla parcialmente la estructura del terreno logrando un desplazamiento significativo entre la subestructura y la superestructura, como se muestra en la Figura 5.

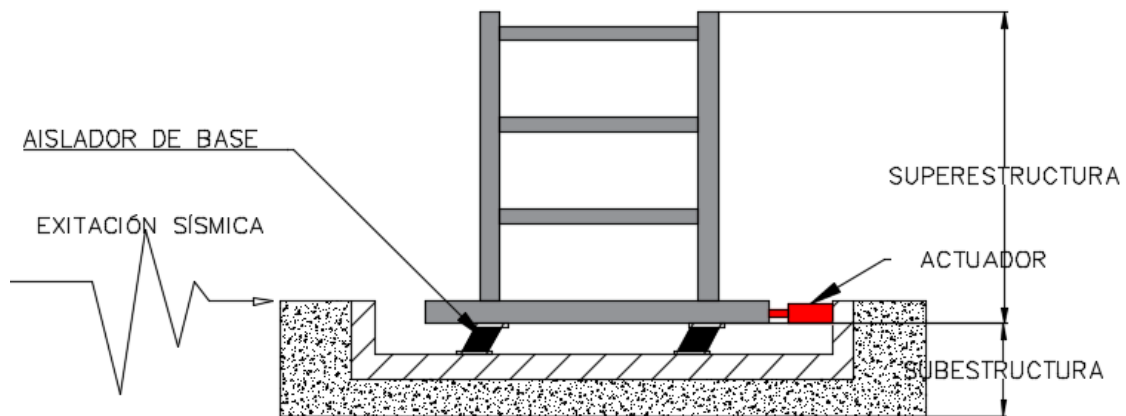


Figura 5 Sistema de control híbrido (Aislador de Base con Control Activo)



CAPITULO II: DISIPADORES VISCOELÁSTICOS

Los disipadores de control pasivo son los más utilizados comúnmente en la actualidad, estos se dividen en dispositivos histeréticos y viscoelásticos. En este capítulo se describen los disipadores viscoelásticos que a su vez se subdividen en disipadores sólidos y disipadores de fluido viscoso, centrándose en los últimos, ya que serán los utilizados para el diseño descrito en este trabajo de titulación. Además, se describen sus propiedades, sus características, su configuración en la estructura, así como las ventajas y desventajas de su aplicación. La principal ventaja de los disipadores de fluido viscoso es que incrementan el amortiguamiento de la estructura sin afectar su rigidez.

Los disipadores viscoelásticos han sido incorporados en una serie de edificios altos, convirtiéndose en sistemas viales de disipación de energía, suprimiendo el movimiento inducido por acciones del viento y movimientos sísmicos. Estos dispositivos disipan la energía mecánica y la convierten en calor. En el comportamiento de estos dispositivos influyen factores tales como la temperatura ambiente y la frecuencia de carga, la misma que afecta su rendimiento [11]. Además, los disipadores viscoelástico en relación a los histeréticos y a los aisladores son más económicos, de fácil fabricación y mantenimiento [12]

Este tipo de dispositivos incrementan el amortiguamiento de la estructura mediante: fluidos conducidos a través de orificios o fluidos viscosos, fluidos viscoelásticos, y sólidos viscoelásticos. En base a estos criterios se presenta en la Tabla 1 la clasificación de los dispositivos viscoelásticos según su principio de operación.

Tabla 1 Dispositivos Viscoelásticos

Dispositivos Viscoelásticos		
Principios de operación	Materiales y tecnología	Objetivos de desempeño
Deformación de sólidos viscoelásticos	Polímeros viscoelásticos	Disipación de energía
Deformación de fluidos viscoelásticos	Fluidos altamente viscosos	Disipación de energía
Fluidos por orificio o fluidos viscosos	fluidos, orificios de diseño avanzado y densidad de fluidos	Disipación de energía

2.1 Disipadores Viscoelásticos Sólidos

Los materiales viscoelásticos sólidos empleados en estructuras son generalmente copolímeros o sustancias vídriosas, que disipan la energía cuando están sujetas a deformación por corte. Un tipo de estos disipadores es el disipador VE (Figura 6).

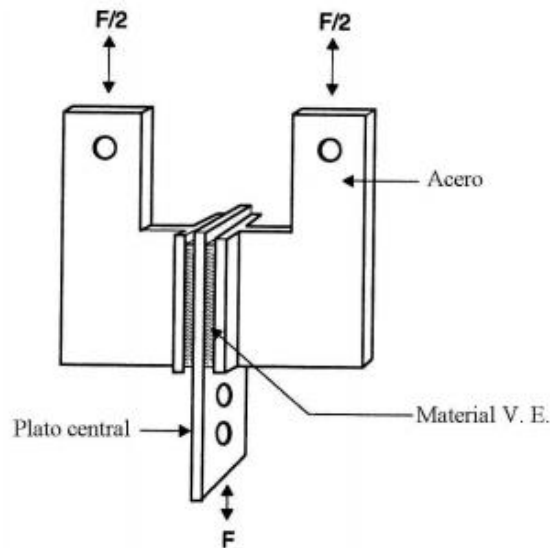


Figura 6 Disipador viscoelástico sólido

Éstos están formados por placas metálicas unidas por capas finas de material viscoelástico y presentan ciclos histeréticos característicamente elípticos. Su funcionamiento dentro de la estructura consiste en la disipación de la energía producida por la deformación por corte, generada por el movimiento relativo entre las láminas de acero exteriores y el plato central [13]. Su comportamiento depende del desplazamiento y la velocidad. Este tipo de disipadores incrementa la rigidez de la estructura [14].

2.2 Disipadores de Fluido Viscoso

Básicamente un amortiguador de fluido viscoso es comparable a los amortiguadores utilizados en los autos, con la diferencia que los utilizados en estructuras operan en un rango de fuerzas más alto. Este tipo de tecnología fue desarrollado principalmente para la industria militar y para la industria pesada.

La aplicación de este tipo de disipadores incrementa el amortiguamiento crítico de la estructura en un 30% o más. Además disminuye la aceleración y los desplazamientos laterales en un 50% a comparación de una estructura sin amortiguamiento [15].

Los amortiguadores de fluido viscoso (FDV) son dispositivos en forma de cilindro (pistón) los cuales permiten la disipación de la energía a partir de un fluido siliconado que fluye a través de un orificio y/o sistema de válvulas. La disipación de la energía ocurre por la conversión de la energía mecánica a calor, por la deformación del pistón y por la sustancia altamente viscosa similar a un gel de silicona. Los fluidos de este tipo de amortiguadores son inertes, no son inflamables, no son tóxicos y son estables por un largo periodo de tiempo, y dependen netamente de la velocidad [5].

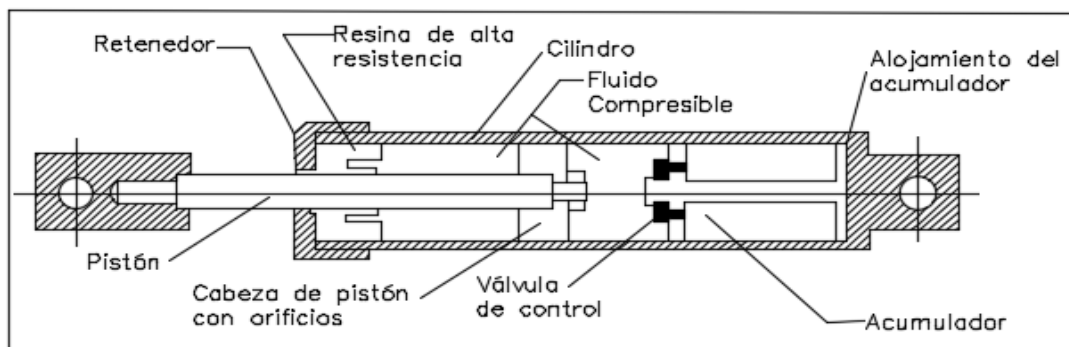


Figura 7 Disipador con Fluido Viscoso

En la Figura 7 se presenta la configuración de un disipador de fluido viscoso utilizado en las edificaciones. El cilindro en su interior posee un pistón de acero de alta resistencia e inoxidable, que se compone de una vara con una cabeza en su interior (“cabeza de pistón”) con orificios. La cabeza del pistón divide el interior del cilindro en dos cavidades llamadas “cámaras”. Cuando existe un desplazamiento del pistón dentro del cilindro a altas velocidades, debido a una excitación, este provoca el paso de fluido de una cámara a otra, lo que produce una presión diferencial y ésta a su vez origina la fuerza de amortiguamiento.

2.2.1 Edificaciones con Disipadores de Fluido Viscoso

Este tipo de tecnología comienza a ser utilizada en el campo de la construcción por el año de 1984 y su uso se extiende a nivel mundial. Sin embargo, en países de América latina son pocos los que la emplean, estando entre ellos México, Chile, Perú, Brasil y Venezuela.

La Torre Mayor en la ciudad de México fue el primer edificio alto en utilizar los amortiguadores de fluido viscoso como medio primario de disipación de energía sísmica, con 57 niveles y 225 metros de altura. En esta estructura se utilizó un total de 98 amortiguadores, 24 amortiguadores grandes cada uno con una capacidad nominal de 570 toneladas de fuerza de salida, situados en las



paredes largas, mientras que en las paredes cortas se utilizaron 74 amortiguadores más pequeños, con una capacidad nominal de 240 toneladas de fuerza de salida [16]. La Torre mayor es un edificio esbelto que presenta una relación altura-base igual a cinco, lo que origina que en el desempeño de la estructura convencional se desarrollen tracciones muy importantes para la cimentación, y dado que se asentó sobre suelos blandos y arcillosos su diseño iba a ser muy costoso, teniendo que emplearse estructuras en base a marcos perimetrales continuos [17].

En la Tabla 2 se muestran algunos ejemplos de estructuras que emplearon disipadores viscosos en su diseño, estos fueron obtenidos de la base de datos de Taylor Devices Company.

Tabla 2 Ejemplos de estructuras que emplearon disipadores de fluido viscoso en sus diseños.

Nombre y Tipo de Estructura	País / Ciudad	Tipo y número de amortiguadores	Fecha	Carga
Vida Security	Chile	Taylor Viscous Dampers Total: 84 650 kN ± 100mm stroke	2012	Sísmica
Talca Hospital	Chile	Taylor Viscous Dampers Total: 40 50 MT ± 75mm stroke	2012	Sísmica
Cementos Bio Bio	Chile	Taylor Viscous Dampers Total: 1 25 MT ± 75mm stroke	2011	Sísmica
Rosario North Project	Chile	Taylor Viscous Dampers Total: 52 650 kN ± 100mm stroke	2011	Sísmica
Marena Project	México/Acapulco	Taylor Fluid Dampers Total: 52 600 kN ± 50mm stroke 570 kN ± 50mm stroke	2008	Sísmica
INTERCENTRO	República Dominicana/Santo Domingo	Taylor Fluid Dampers Total: 48 950 kN ± 50mm stroke 1565 kN ± 50mm stroke 2240 kN ± 50mm stroke	2002	Sísmica

2.2.2 Instalación de los Disipadores de Fluido Viscoso en Estructuras

Los disipadores son ubicados estratégicamente en la estructura, de tal forma que se activen durante el desplazamiento relativo entre dos pisos contiguos para reducir las cargas debidas a una excitación sísmica. Existen varias configuraciones para la instalación de los dispositivos, según Hart y Wong [18] entre ellas están :

1. **Configuración Chevron:** Colocando los amortiguadores horizontalmente, para ligar de manera flexible el vértice de unión de las diagonales en forma de "V" invertida, fijada en un piso inferior, con el nivel inmediato superior.

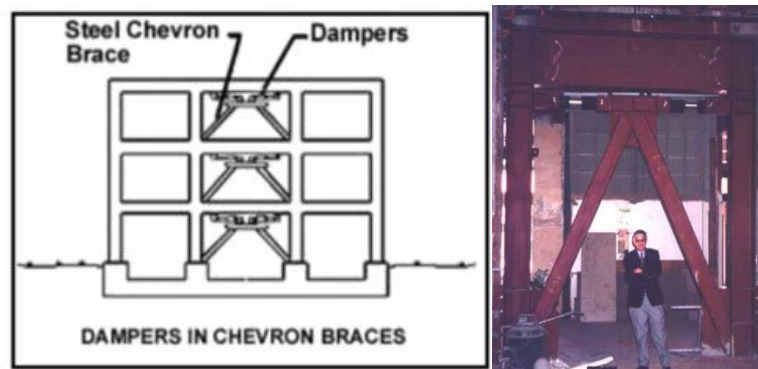
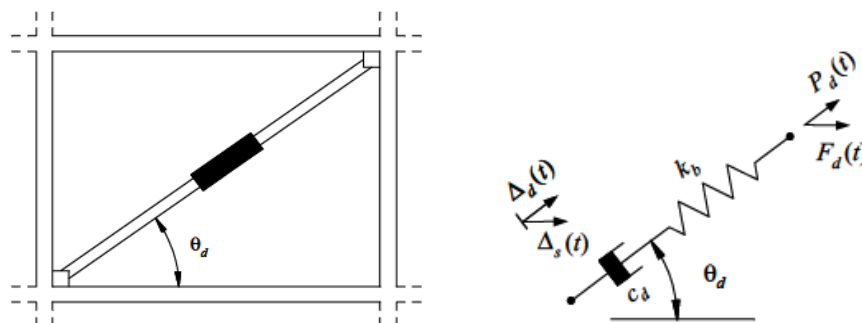


Figura 8 Disipador Viscoso, Unión diagonal a las columnas en forma de V invertida [18]

2. **Configuración Diagonal:** Colocando los amortiguadores como una diagonal inclinada, conectando las dos uniones viga-columna contrarias de dos pisos contiguos. Esta configuración se utiliza para el diseño de la estructura de este trabajo de titulación.



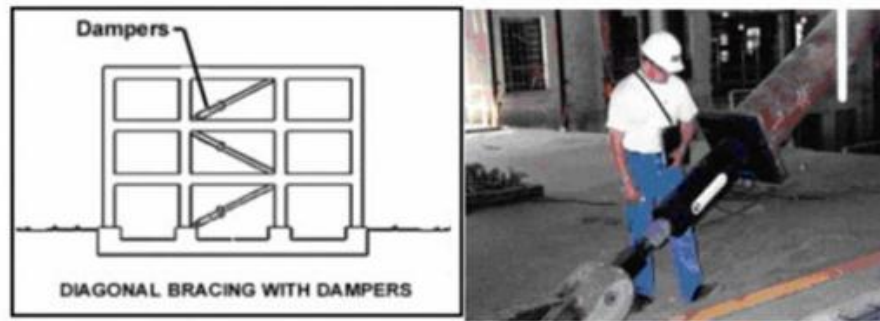


Figura 9 Disipador Viscoelástico, ubicados en diagonal. [18]

3. **Configuración horizontal con aislamiento de la base:** Colocando los amortiguadores en forma horizontal en la base del edificio, trabajando en conjunto con el sistema de aislamiento basal.

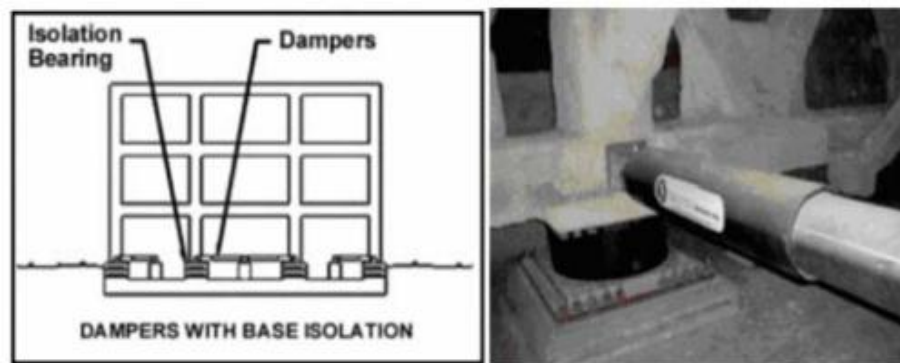


Figura 10 Disipador con Aislamiento de Base. [18]

Además en la Figura 36 se muestran tabulados otros tipos de configuraciones para la aplicación de este tipo de dispositivos de disipación de energía.

2.2.3 Modelo Matemático

El comportamiento de los disipadores de fluido viscoso está dado por las ecuaciones (1) y (2), para un comportamiento lineal y no lineal respectivamente.

$$F_D = C \dot{u} \quad (1)$$

$$F_D = C_N |\dot{u}|^\alpha \text{sgn}(\dot{u}) \quad (2)$$



En donde F_D es la fuerza de amortiguamiento, C y C_N son los coeficientes de amortiguamiento lineal y no lineal respectivamente, \dot{u} es la velocidad relativa entre los extremos del disipador, α es el exponente de amortiguamiento y $sgn(\dot{u})$ es la función signo de \dot{u} [19]. Cuando el valor del exponente de amortiguamiento es igual a 1.0 el dispositivo tiene un comportamiento lineal, mientras que si es diferente de 1.0 tendrá un comportamiento no lineal.

2.2.3.1 Constante De Amortiguamiento

Varios procedimientos han sido desarrollados para el diseño sísmico de estructuras equipadas con disipadores de fluido viscoso, siendo la constante de amortiguamiento el parámetro que se busca encontrar. En esta sección se presentan tres procedimientos que pueden utilizarse para la obtención de la constante de amortiguamiento. Tanto el primer como el segundo método son iterativos para la obtención de la primera aproximación de la constante de amortiguamiento, mientras que el tercer método no requiere iteraciones.

Método 1

Este método requiere del conocimiento de la rigidez lateral de entrepiso y de un coeficiente de rigidez que representa a la estructura arriostrada ficticiamente, volviéndose un método iterativo y generando la problemática de obtener la matriz de rigidez de la estructura de varios grados de libertad.

Christopoulos [14] presenta un procedimiento de siete pasos para la obtención de la constante de amortiguamiento:

- **Paso 1:** Determinar las propiedades mecánicas y dinámicas iniciales de la estructura sin dispositivos viscosos.
- **Paso 2:** Establecer el porcentaje de amortiguamiento crítico que aportan los dispositivos viscosos a la estructura ξ_1 . En la práctica, una razón de amortiguamiento máximo de hasta un 35% del crítico puede ser logrado económicamente.
- **Paso 3:** Calcular el período fundamental \hat{T}_1 de la estructura con resortes ficticios aplicando la siguiente expresión:



$$\hat{T}_1 = \frac{T_1}{\sqrt{2\xi_1 + 1}} \quad (3)$$

- **Paso 4:** Luego se introduce un conjunto de amortiguadores ficticios en la ubicación propuesta de los amortiguadores de fluido viscoso lineales, distribuidos de acuerdo a la rigidez lateral de la estructura sin amortiguadores. Las rigideces de estos resortes ficticios deben conducir a la estructura a un periodo cercano o igual a \hat{T}_1 . La rigidez final en el n -ésimo entrepiso K_o^n se puede calcular con la siguiente expresión.

$$\hat{K}_o^n = \frac{\bar{K}_{otr}^n}{1 - \left(\frac{\hat{T}_1^2 - T_{1tr}^2}{\hat{T}_1^2 - T_1^2} \right)} \quad (4)$$

En donde \hat{K}_{otr}^n es un valor de prueba inicial del coeficiente del resorte ficticio y T_{1tr} es el valor de prueba correspondiente al periodo de la estructura ficticiamente arriostrado.

Paso 5: Una vez las constantes de rigidez del resorte ficticio \hat{K}_o^n son obtenidas, la constante de amortiguamiento requerida de cada amortiguador viscoso C_L puede ser calculada usando la ecuación (5). Entonces la estructura inicial es equipada con los valores correspondientes de C_L^n .

$$C_L^n = \frac{T_1}{2\pi} k_n \quad (5)$$

- **Paso 6:** Las secciones finales del elemento de refuerzo son seleccionadas posteriormente, en base a la fuerza máxima anticipada en cada amortiguador viscoso.
- **Paso 7:** El diseño final de cada amortiguador viscoso es realizado basado en la constante de amortiguamiento requerida, fuerza máxima anticipada. Se debe revisar el desempeño de la estructura con dispositivos viscosos al ser sometida a un conjunto de acelerogramas representativos del peligro sísmico del edificio. Análisis dinámicos no lineales utilizando un conjunto representativo de diseño de movimientos del suelo son típicamente usados para estimar estos valores anticipados. También, el diseño final de los amortiguadores es usualmente dejado a los fabricantes.



Método 2

Este método es propuesto por la Guía Para la Rehabilitación Sísmica de Edificios (FEMA 273) [20], que en la sección 9.3 presenta información sobre el diseño sísmico de estructuras con disipadores pasivos. Esta especifica los métodos de análisis y criterios de diseño para sistemas de disipación de energía basados en los objetivos de rehabilitación, niveles de rendimiento, y criterios de peligro de movimiento sísmico. En esta sección se define la razón de amortiguamiento efectivo como la suma del amortiguamiento crítico natural (amortiguamiento inherente) y la razón de amortiguamiento crítico, debido a los dispositivos viscosos, como se muestra en la ecuación (6).

$$\xi_{eff} = \xi_{nd} + \xi_{md} \quad (6)$$

En donde ξ_{eff} es la razón de amortiguamiento efectivo, ξ_{nd} es la razón de amortiguamiento crítico natural (amortiguamiento inherente) y ξ_{md} es la razón de amortiguamiento crítico debido a los dispositivos viscosos.

Ahora, la razón de amortiguamiento crítico debido a los dispositivos viscosos se determina en base a la siguiente razón:

$$\xi_{md} = \frac{\sum W_i}{2\pi \sum W_K} \quad (7)$$

En donde W_i es la energía disipada por el dispositivo i en un ciclo de movimiento y W_K es la energía elástica de deformación del sistema sin amortiguadores.

Energía disipada por el dispositivo (W_i)

En base al principio de trabajo virtual la energía desarrollada por el disipador es:

$$W_i = \int F_d du \quad (8)$$

Donde:

$$F_d = C * \dot{u} \quad (9)$$

En donde F_d es la fuerza desarrollada por el disipador, C es la constante de amortiguamiento y \dot{u} es la velocidad relativa entre los extremos del disipador.



Si se expresa el trabajo de disipación del dispositivo de la ecuación (8) en términos de la velocidad \dot{u} se tiene que:

$$W_i = \int C * \dot{u}^2 dt \quad (10)$$

Ahora bien, el pulso ($p(t)$) de un sistema de un grado de libertad está dado por:

$$p(t) = p(0)sen(\omega t + \delta) \quad (11)$$

En donde $p(0)$ es la amplitud de la fuerza, ω es la frecuencia del movimiento, δ es el ángulo de fase. Este pulso es la excitación sinusoidal que se considera para que el edificio tenga un movimiento lateral, de manera que al derivar la ecuación (11) y expresarlo en función de la velocidad de los bordes del dispositivo se obtiene:

$$\dot{u}(t) = \omega * u(0) * cos(\omega t) \quad (12)$$

En donde u es el desplazamiento relativo de los extremos del disipador y ω es la frecuencia natural de la estructura. En base a esto el trabajo desarrollado por el disipador está dado por:

$$W_i = C * u^2 * \omega^2 * \int_0^{2\pi/\omega} cos^2(\omega t) dt \quad (13)$$

$$W_i = \pi * C * u^2 * \omega \quad (14)$$

Colocando la ecuación (14) en función del período y para un caso más general obtenemos las ecuaciones (15) y (16), para disipadores de fluido viscoso con comportamiento lineal.

$$W_i = \frac{2\pi^2}{T} \sum C_{mdi} \delta_{ri}^2 \quad (15)$$

$$W_i = \frac{2\pi^2}{T} \sum C_{mdi} \Phi_{ri}^2 cos^2 \theta_i \quad (16)$$

En donde T es el período fundamental de la estructura, C_{mdi} es el coeficiente de amortiguamiento del dispositivo i , δ_{ri} es el desplazamiento modal relativo entre los bordes del dispositivo i en forma horizontal y θ_i es el ángulo de inclinación del dispositivo i con respecto a la horizontal.



Energía elástica de deformación del sistema sin amortiguadores (W_k)

La energía desarrollada por el esfuerzo elástico de la estructura W_k se expresa como:

$$W_k = F * \Delta_i \quad (17)$$

En donde F es la fuerza de cada piso y Δ_i es el desplazamiento de entrepiso. Al expresar esto de forma matricial se tiene que:

$$W_k = \varphi^T * K * \varphi \quad (18)$$

$$W_k = \varphi^T * \omega^2 * |m| \varphi \quad (19)$$

$$W_k = \sum \omega^2 m \varphi^2 = \frac{4\pi^2}{T^2} \sum m \varphi^2 \quad (20)$$

En donde K corresponde a la matriz de rigidez de la estructura m_i corresponde a la masa del piso i y ϕ_i es el desplazamiento modal del piso i correspondiente al modo fundamental de vibración

Por lo que la energía elástica de deformación del sistema sin amortiguadores está dada por:

$$W_k = \frac{4\pi^2}{T^2} \sum m_i \Phi_i^2 \quad (21)$$

Razón de Amortiguamiento Crítico (ξ_{md})

Remplazando las ecuaciones (16) y (21) en la ecuación (7) se obtiene la razón de amortiguamiento crítico.

$$\xi_{md} = \frac{\sum C_{mdi} \Phi_{ri}^2 \cos^2 \theta_i}{4\pi \sum \left(\frac{W_i}{g} \right) \Phi_i^2} \quad (22)$$

Una vez determinada la razón de amortiguamiento crítico debido a los dispositivos de fluido viscoso, queda como incógnita en la ecuación (22) el coeficiente de amortiguamiento C_{mdi} del dispositivo i .

Método 3

Silvestri, Gasparini, & Trombetti [21] presentan un procedimiento práctico y simple, que tiene como objetivo ser una guía en la ingeniería profesional en la reducción de la respuesta sísmica del sistema estructural. Identifica la razón de amortiguamiento correspondiente y las características mecánicas (coeficiente de amortiguamiento y el exponente de amortiguamiento) del amortiguador viscoso disponible comercialmente para ser instalado en el edificio. Este procedimiento supera la aproximación común de prueba y error [14], que fue explicado en el método 1.

A continuación, se presenta de forma gráfica en la Figura 11 las consideraciones del método 1 y método 3. En la figura de la izquierda se representa un amortiguamiento proporcional a la rigidez (SPD) y a la derecha se presenta un amortiguamiento proporcional a la masa (MPD).

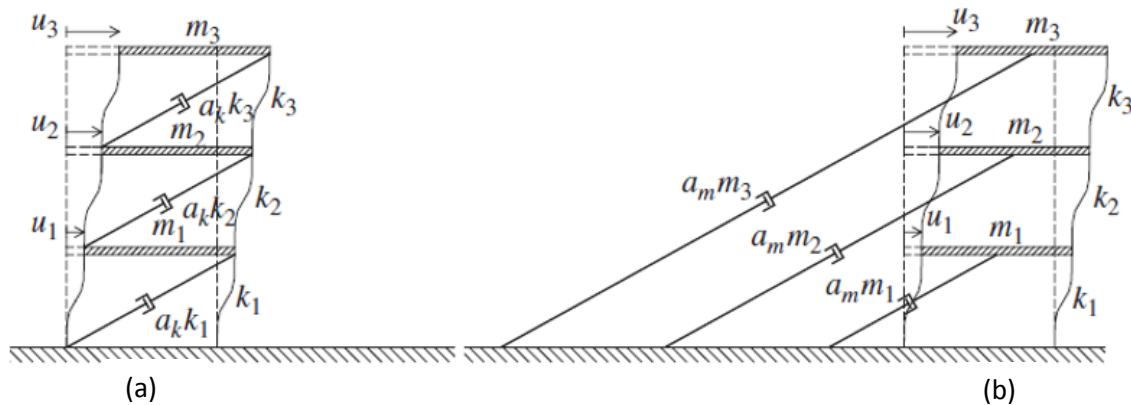


Figura 11 (a) Estructura equipada con sistema SPD, (b) estructura equipada con MPD

Esta representación física muestra como los amortiguadores de los sistemas con SPD ($a_k k_1, a_k k_2, a_k k_3$ siendo k_j la rigidez lateral de los elementos verticales que conectan el piso j , y a_k con unidades de segundos) conectan el piso superior con el inferior, mientras que los sistemas de amortiguación MPD ($a_m m_1, a_m m_2, a_m m_3$ siendo m_j la masa del piso j , y a_m con unidades de segundos⁻¹) conectan a cada piso con el suelo.



Método 3.1: Amortiguamiento en un punto fijo (MPD)

A continuación, se presenta la expresión dada por Silvestri, Gasparini, & Trombetti [21] para la determinación de la razón de amortiguamiento para el primer modo de vibración, en la que se ha considerado que todos los amortiguadores tienen las mismas características.

$$c_j = (2 * \bar{\xi} * \omega_1) * \frac{m_j}{n_j} \quad (23)$$

En donde c_j es coeficiente de amortiguamiento para el primer modo, $\bar{\xi}$ es la razón de amortiguamiento, ω_1 es la frecuencia del primer modo, m_j es la masa del piso j y n_j es el número de disipadores en el piso j . Esta ecuación se obtiene considerando una referencia horizontal, por lo que, cuando el dispositivo se coloque inclinado un ángulo ϕ respecto a la horizontal habrá que realizar la siguiente corrección:

$$c_{j, \text{inclinado}} = c_j * \frac{1}{\cos^2 \phi} \quad (24)$$

Para una estructura de N-pisos, el amortiguamiento total está dado por la ecuación (25).

$$c_{total} = (2 * \bar{\xi} * \omega_1) * m_{tot} \quad (25)$$

En donde m_{tot} es la masa total del edificio. Si se considera el mismo tipo de amortiguador en cada piso, el amortiguamiento por piso se determina con la ecuación (26).

$$c_{piso} = \bar{\xi} * \omega_1 * m_{tot} * \frac{2}{N} \quad (26)$$

En donde N es el número de pisos. Ahora considerando n amortiguadores iguales en cada piso, el coeficiente de amortiguamiento de cada dispositivo está dado por la ecuación (27).

$$c_j = \bar{\xi} * \omega_1 * m_{tot} * \frac{2}{N * n} \quad (27)$$



Si el dispositivo se encuentra inclinado respecto a la horizontal se aplica la misma corrección que se indicó anteriormente.

Método 3.2: Amortiguamiento entre piso (SPD)

De las expresiones anteriores se tiene que:

$$\xi_1^{MPD} = \frac{c_{total}}{2 * \omega_1 * m_{tot}} \quad (28)$$

Silvestri, Gasparini, & Trombetti [21] demostraron que para los sistemas MPD y SPD con igual masa e igual rigidez en cada piso y bajo restricciones similares, presentan la siguiente relación:

$$\xi_1^{SPD} = \Lambda_1 * \xi_1^{MPD} \quad (29)$$

Donde:

$$\Lambda_1 = \frac{m * \omega_1^2}{k} < 1 \quad (30)$$

De donde se puede observar que para estructuras de tipo cortante con valores constantes de rigidez lateral k , y masa de piso m , y con más de dos amortiguadores por piso ($N \geq 2$), los sistemas MPD proveen a la estructura una primera razón de amortiguamiento modal mayor a la provista por los sistemas SPD es por ello que la razón Λ_1 es menor a 1 [22] . Por lo que la expresión para el cálculo del coeficiente de amortiguamiento queda dada por la ecuación (31).

$$c_{total} = 2 * \omega_1 * m_{tot} * \frac{\xi_1^{SPD}}{\Lambda_1} \quad (31)$$

Considerando que para la primera razón de amortiguamiento modal la razón de amortiguamiento del sistema SPD (ξ_1^{SPD}) es igual al amortiguamiento total ($\bar{\xi}$), se tiene las ecuaciones (32) y (33).

$$c_{total} = 2 * \bar{\xi} * \omega_1 * m_{tot} * \frac{k}{m * \omega_1^2} \quad (32)$$

$$c_{piso} = 2 * \bar{\xi} * \omega_1 * \frac{m_{tot}}{N} * \frac{k}{m * \omega_1^2} \quad (33)$$

También Silvestri, Gasparini, & Trombetti [21] demostraron la relación de la ecuación (34). Esto puede apreciarse de forma gráfica en la Figura 12.

$$\frac{k}{m * \omega_1^2} \cong \frac{N(N + 1)}{2} \quad (34)$$

En base a estas consideraciones el coeficiente de amortiguamiento para cada dispositivo se determina con la ecuación (35), mientras que, si el dispositivo se encuentra inclinado con respecto a la horizontal se determina con la ecuación (36).

$$c_j = \bar{\xi} * \omega_1 * m_{tot} * \left(\frac{N + 1}{n} \right) \quad (35)$$

$$c_j = \bar{\xi} * \omega_1 * m_{tot} * \left(\frac{N + 1}{n} \right) * \frac{1}{\cos^2 \phi} \quad (36)$$

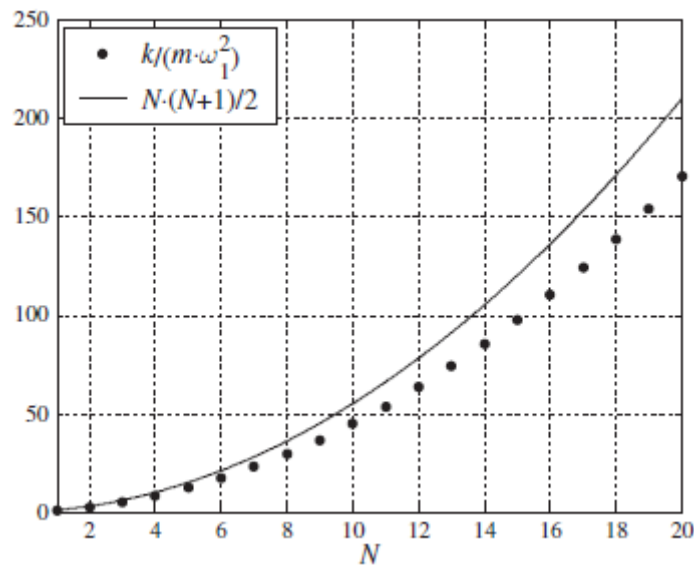


Figura 12 Aproximando la ecuación (34), Variando el número de pisos (N) entre 1 y 20.

2.2.3.2 Exponente De Amortiguamiento

Para valores del exponente de amortiguamiento (α) iguales a 1.0 el dispositivo tendrá un comportamiento lineal, y para valores diferentes de 1.0 el dispositivo tendrá un comportamiento no lineal, pero si α es igual a 0 el dispositivo se degenera teniendo un comportamiento propio del amortiguamiento de Coulomb (fricción). Los valores de α mayores a 1.0 son utilizados para dispositivos de transmisión de impulso (“look up”). En la fabricación de los amortiguadores de

fluido viscoso, el valor del exponente de amortiguamiento tiene valores entre 0.15 y 1.0, dependiendo del tipo de especificaciones. Por ejemplo, los disipadores de TAYLOR DEVICES COMPANY con valores de 0.2 a 0.5 son típicamente utilizados para aplicaciones sísmicas, mientras que, para valores entre 0.5 y 1.0 son típicamente utilizadas para aplicaciones de viento [21].

La principal ventaja de los amortiguadores de comportamiento no lineal es que la fuerza en el dispositivo no se incrementa rápidamente, cuando este está expuesto a una velocidad de entrada larga [23]. Esto puede verse en la Figura 13, donde se muestran las curvas de la relación fuerza-velocidad para valores de α de 1.0, 0.5, 0.3, 0.4, 0.2 y 0.1 obtenidas en el Anexo 3.

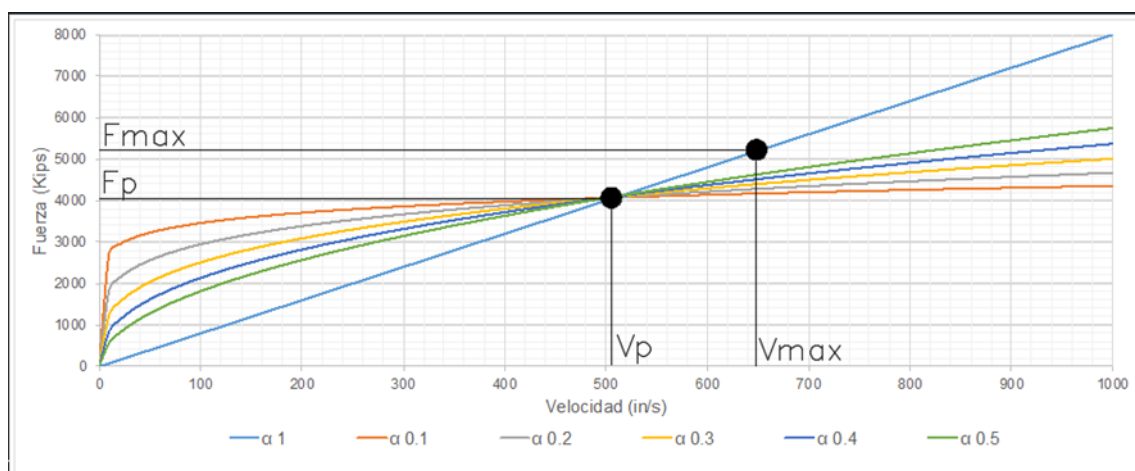


Figura 13 Curvas de relación Fuerza-Velocidad para diferentes valores de α

En la Figura 14 se indica la curva histerética de los dispositivos viscosos, en donde se observa que a medida que el exponente de amortiguamiento decrece la respuesta cíclica de los dispositivos no lineales se aproxima a una relación rectangular fuerza-desplazamiento. Mientras que, la amplitud de la máxima fuerza inducida en amortiguadores viscosos no-lineales es linealmente proporcional a la constante de amortiguamiento no lineal durante todo el tiempo y es proporcional al exponente de amortiguamiento, a la frecuencia de excitación y a la amplitud de desplazamiento [14].

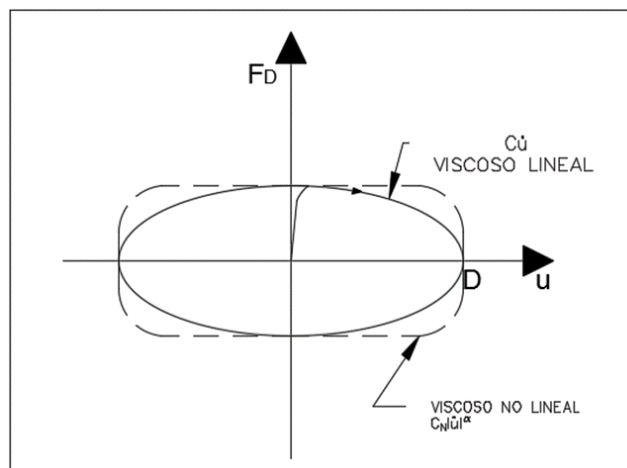


Figura 14 Curva Histerética de un disipador de fluido viscoso

2.3 Ventajas y Desventajas de la Utilización de Disipadores Fluidos

La incorporación de este tipo de disipadores busca mejorar la respuesta de la estructura frente a un evento sísmico, para asegurar su comportamiento dentro del rango elástico. Impidiendo la formación de rótulas plásticas y delimitar las deformaciones inelásticas.

Entre los beneficios de la implementación de disipadores de fluido viscoso está que estos mantienen inalterado el período de vibración de la estructura y no rigidizan la misma. Permiten la disminución de las secciones de la estructura en comparación del método basado en la capacidad. Además, permiten una disminución de la fuerza cortante en la base de la estructura [24]. También se conoce que los materiales utilizados son muy estables con buenas propiedades de envejecimiento, son químicamente inertes y son resistentes a los contaminantes ambientales [25]. Incluso si los disipadores viscoelásticos son ubicados adecuadamente en la estructura se puede reducir satisfactoriamente la respuesta dinámica con pocos disipadores. [26].

La principal desventaja de los materiales viscoelásticos es que generalmente son sensibles a los cambios de temperatura, frecuencia y deformación, por lo que, para que su comportamiento sea predecible se requiere minimizar la influencia de estas variables. Sin embargo, se han desarrollado amortiguadores con fluidos viscosos pertenecientes a la familia de las siliconas que son resistentes al fuego, estables al cambio de la temperatura y a los largos periodos de tiempo [27].



CAPITULO III: DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE SEIS PISOS

En este capítulo se diseñará la estructura sin los disipadores de fluido viscoso para los requerimientos de resistencia de los elementos estructurales. Las secciones de los elementos estructurales utilizadas se obtuvieron del software ETABS. Las normas y códigos para el diseño de los pórticos se promulgan en una serie de documentos como: ASCE/SEI 7, ANSI/AISC 341, ANSI/AISC 358, ANSI/AISC 360. Este capítulo se desarrolla en siete secciones. En la sección 3.1 se especifican la geometría de la estructura. En la sección 3.2 se determinan la carga viva y muerta a las que estará sometido cada piso de la estructura. En la sección 3.3 se determinan los parámetros necesarios para la obtención del espectro sísmico de diseño. En la sección 3.4 se analizan las irregularidades horizontales y verticales de la estructura. En la sección 3.5 se establecen las consideraciones para la aplicación del factor de redundancia. En la sección 3.6 se enuncian los procedimientos que pueden ser aplicables para el diseño de la edificación y los criterios a cumplir para su aplicación. En la sección 3.7 se desarrolla el método de fuerzas laterales equivalentes para la estructura de acero de seis pisos sin disipadores de fluido viscoso. Para la selección de los elementos estructurales se dividió el diseño de la estructura en dos partes: los marcos exteriores se diseñaron como marcos resistentes a momento y los marcos interiores como marcos resistentes a gravedad. La verificación del diseño se basa en la comprobación de las derivas de la estructura. Sin embargo, en este capítulo solo se cumplirá con los requerimientos de resistencia, mientras que los requerimientos de derivas se



cumplirán con la implementación de los disipadores de fluido viscoso en el capítulo IV.

3.1 Geometría y Datos Iniciales de la Edificación

La edificación diseñada presenta los siguientes datos iniciales.

- Dimensiones en Planta: 120 ft x 150 ft (36.6m x 45.7m), con un borde de 1.5 ft (0.45m) al contorno de la estructura (Figura 15).
- La estructura tiene 6 niveles (Figura 16).
- Ubicado en San Francisco, California.
- Ocupación de tipo oficina en todos los pisos.
- Tipo de Suelo Clase D. Este tipo de suelo se permite utilizar cuando no se conoce lo suficiente las propiedades del mismo. Sin embargo, este no debe ser utilizado si la autoridad que tenga jurisdicción o un geotécnico determine que en el sitio exista la presencia de un suelo clase E o F según la ASCE 7 [28] (§11.4.3 y Tabla 20.3-1).
- Categoría de Riesgo II (ASCE 7 [28] Tabla 1.5-1).
- Factor de Importancia I (ASCE 7 [28] Tabla 1.5-2 [28]).
- Categoría de diseño sísmico tipo D. Esta depende de la categoría de Riesgo y de los parámetros de la aceleración de respuesta espectral (ASCE 7 [28] §11.6 [28]).
-

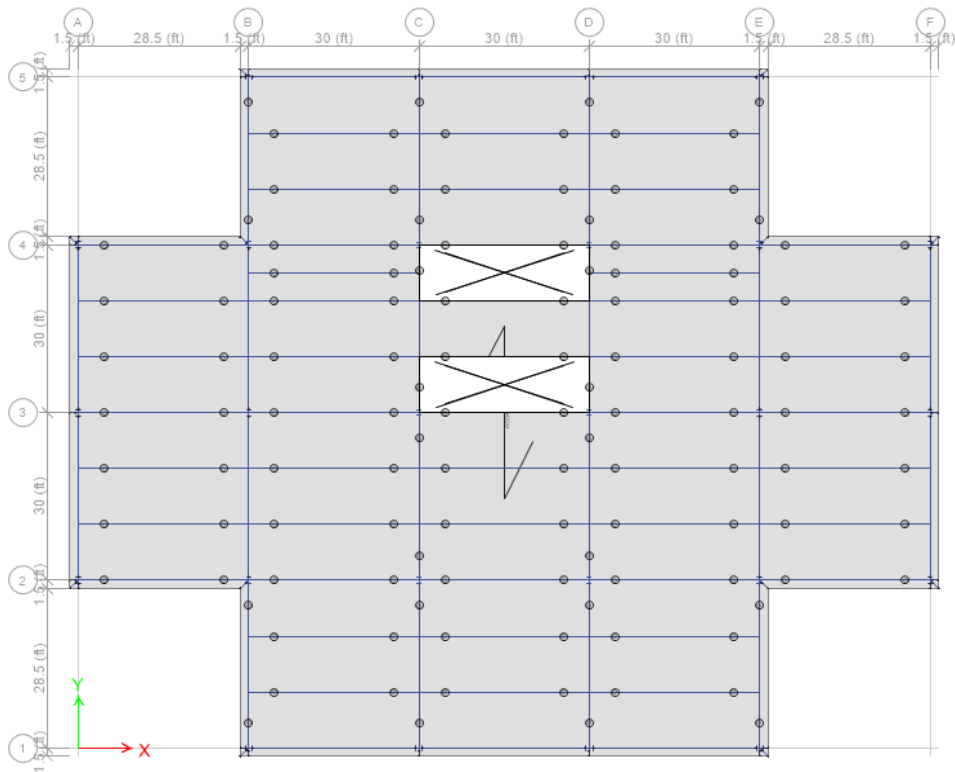


Figura 15 Vista en planta de la estructura

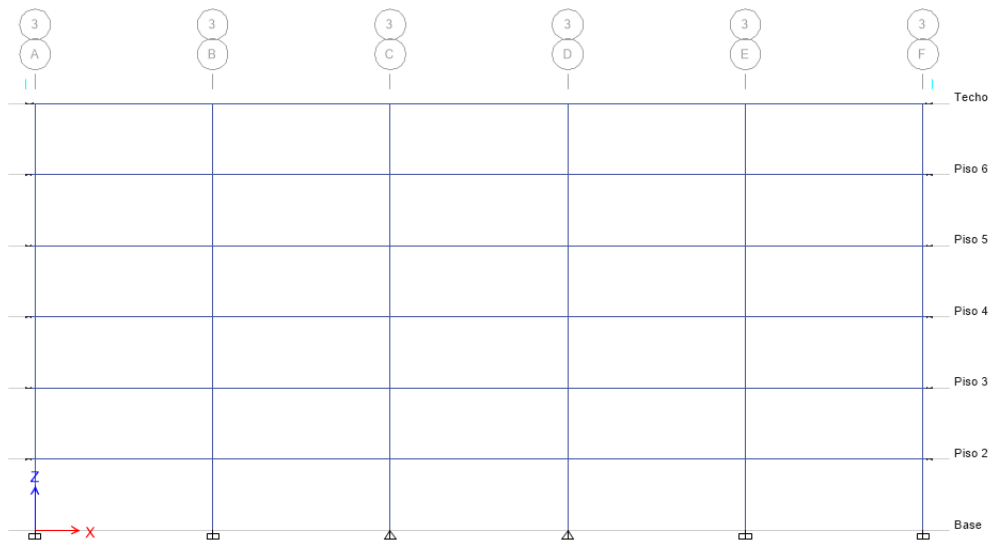


Figura 16 Elevación de la estructura

Además para edificaciones con marcos resistentes a momento (SMF) la ASCE 7 [28] (Tabla 12.2-1) presenta los siguientes coeficientes que deben ser utilizados para sistemas que resistan fuerzas sísmicas.

- R: 8 - Coeficiente de modificación de respuesta.
- Ω_0 : 3 - Factor de Sobre esfuerzo.



- Cd: 5.5 - Factor de amplificación de la defección.

3.2 Cargas Aplicadas

3.2.1 Carga Viva

La carga viva aplicada a la estructura se obtuvo de la ASCE 7 [28] (Tabla 4.1). La carga viva para oficinas es de 50 psf (0.24 tnf/m²), mientras que para los corredores es de 80 psf (0.39 tnf/m²). Se optó por tomar una carga distribuida en todos los pisos de 80 psf a excepción del techo que tiene una carga de 20 psf (0.1 tnf/m²) según la norma.

3.2.2 Carga Muerta

En el caso de la carga muerta para edificaciones de oficinas según la ASCE 7 [28] (§ 4.3.2) se debe considerar el peso de las particiones, existan o no las particiones en los planos, a excepción de las edificaciones con cargas vivas mayores a 80 psf. Según la ASCE 7 [28] (§ 12.7.2) para diseños sísmicos el peso mínimo de las particiones es el mayor de entre 10 psf (0.05 tnf/m²) y el peso requerido de las particiones para la edificación. Para la estructura a diseñarse se consideró una carga de 10 psf, ya que no existen particiones en ninguno de los niveles.

A continuación en la Tabla 3, Tabla 4 y Tabla 5 se detalla la carga muerta aplicada en los pisos, el techo y las paredes de la estructura respectivamente. Los valores tomados para determinar dichas cargas fueron obtenidas de la IBC 2012 [29]. Sin embargo, no están incluidas en las tablas los pesos de los elementos estructurales como vigas, columnas y losas, que son directamente consideradas en el modelo computacional.

3.2.3 Carga Total

Al aplicarse a la estructura la carga viva y carga muerta anteriormente indicadas, más los pesos de los elementos estructurales (vigas, columnas y losas) se obtuvo las cargas totales aplicadas por piso. Dichos valores se indican en la Tabla 6, los cuales fueron obtenidos en el programa Etabs.



Tabla 3 Cargas aplicadas en los pisos

Carga aplicada en los Pisos	
Terminado del Piso	5 psf
Plomería, Eléctrico y Mecánico	4 psf
Cielo Raso	4 psf
Particiones	10 psf
Varios	3 psf
Peso de la losa	Etabs
Marco de Acero	Etabs
Deck	Etabs
Carga Total	26 psf (0.13 tnf/m²)

Tabla 4 Carga aplicada en el techo

Carga aplicada en el Techo	
Techo construido	6 psf
Aislamiento	2 psf
Plomería, Eléctrico y Mecánico	4 psf
Cielo Raso	4 psf
Particiones	5 psf
Varios	3 psf
Marco de Acero	Etabs
Deck Metálico	Etabs
Carga Total	24 psf (0.12 tnf/m²)

Tabla 5 Carga aplicada debido a las paredes

Carga aplicada en las Paredes	
Revestimiento	7 psf
Espárragos metálicos	2 psf
Aislamiento	2 psf
Gypsum	4 psf
Varios	5 psf
Carga Total	20 psf (0.10 tnf/m²)

Tabla 6 Carga total por piso

NIVEL	ALTURA [ft]	CARGAS	
		Muerta [Kips]	Viva [Kips]
Techo	72	598.3	288.0
Piso 6	60	1232.6	1152.0
Piso 5	48	1238.7	1152.0
Piso 4	36	1248.7	1152.0
Piso 3	24	1256.2	1152.0
Piso 2	12	1257.5	1152.0
Base	0	21.8	0.0
Suma		6'853.8 (3'108.8 tnf)	6'048.0 (2'743.3 tnf)

3.3 Espectro Sísmico de Diseño

La importancia de los espectros de respuesta en el diseño de estructuras radica en el hecho de que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica en un parámetro clave, siendo los valores de respuesta máxima los usualmente requeridos por el diseñador para el cálculo de estructuras [30]. En base a la metodología dada en la sección 11.4.5 de la ASCE 7 [28] se obtiene el espectro de aceleración de diseño, el mismo que presenta una configuración semejante a la mostrada en la Figura 17.

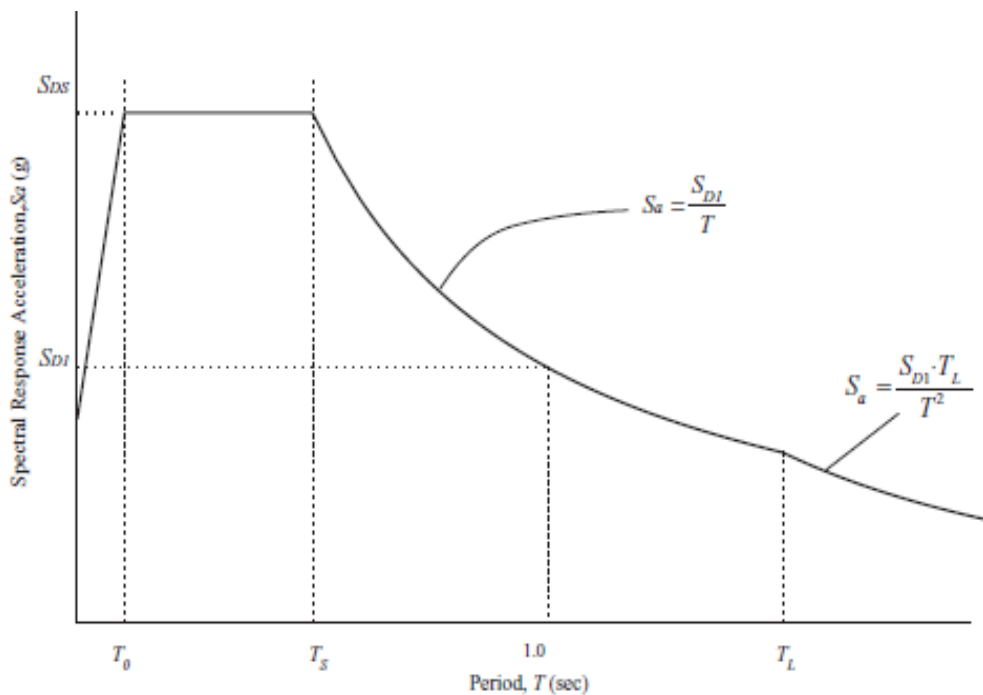


Figura 17 Espectro sísmico de diseño [28]



3.3.1 Parámetros del Espectro de Aceleración

El primer paso para la obtención del espectro de aceleración es el cálculo de los **parámetros del espectro de aceleración de diseño** S_{DS} para periodos cortos y S_{D1} para periodos de un segundo. Para esto es necesario obtener los **parámetros del espectro de aceleración de respuesta** para periodos cortos (S_S) y para periodos de un segundo (S_1), los cuales se obtienen de las Figuras 22-1, 22-3, 22-5, 22-6 y las Figuras 22-2, 22-4, 22-5, 22-6 respectivamente de la ASCE 7 [28]. Para este caso la estructura a diseñarse estará ubicada en San Francisco (California) por lo que tiene un S_S de 1.50g y un S_1 de 0.60g.

Posteriormente se obtiene los **parámetros del espectro de aceleración de respuesta para el sismo máximo considerado** (MCE). El máximo sismo considerado representa una aceleración de movimiento en el terreno con una cierta probabilidad de excedencia en un período de tiempo dado, generalmente del 2% en 50 años [31]. Para lo cual se utilizan las ecuaciones (37) y (38) obtenidas de la ASCE 7 [28] (§ 11.4.3). En donde F_a y F_v son coeficientes que se obtienen de la ASCE 7 [28] en la tabla 11.4-1 para periodos cortos y de la tabla 11.4.2 para periodos de un segundo.

$$S_{MS} = F_a S_S \quad (37)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (38)$$

Como último paso se obtienen los parámetros del espectro de aceleración de respuesta de diseño con las ecuaciones mostradas en la sección 11.4.4 de la ASCE 7 [28].

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (39)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (40)$$

Los resultados obtenidos en esta sección se muestran en la Tabla 7.

Tabla 7 Parámetros del espectro de aceleración de respuesta

Parámetros del Espectro de Aceleración			
SS :	1.50 g		
S1 :	0.60 g		
Fa :	1.00	ACSE7 Tab.11.4.1	
Fv :	1.50	ACSE7 Tab.11.4.2	
SMS :	1.50 g	ACSE7 Ec.11.4-1	(37)
SM1 :	0.90 g	ACSE7 Ec.11.4-2	(38)
SDS :	1.00 g	ACSE7 Ec.11.4-3	(39)
SD1 :	0.60 g	ACSE7 Ec.11.4-4	(40)



3.3.2 Espectro de Aceleración de Diseño

En esta sección se obtendrá la gráfica del espectro de aceleración para el diseño de la estructura, tal como se muestra en la Figura 17 en base a la sección 11.4.5 de la ASCE 7 [28], para lo cual es necesario definir los siguientes periodos:

- T = periodo fundamental de la estructura
- $T_o = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$
- $T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$
- T_L = Periodo largo de transición mostrado en las figuras 22-12 a la figura 22-16 de la ASCE 7 [28].

Además, la norma establece los siguientes criterios para la obtención del espectro de respuesta de diseño:

1. Para periodos menores a T_o , el espectro de la aceleración de respuesta está dado por:

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_o} \right) \quad (41)$$

2. Para periodos mayores o iguales a T_o y periodos menores o iguales a T_s , el espectro de aceleración de respuesta será igual a S_{DS}

3. Para periodos mayores a T_s y menores a T_L , el espectro de la aceleración de respuesta está dado por:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (42)$$

4. Para periodos mayores a T_L , el espectro de la aceleración de respuesta está dado por:

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (43)$$

En la Tabla 8 se presentan los periodos obtenidos para la determinación del espectro de aceleración de respuesta, que se muestra en la Figura 18.

Tabla 8 Periodos del espectro de aceleración de respuesta

Periodos	
To :	0.12 s
Ts :	0.60 s
Tl :	12.00 s

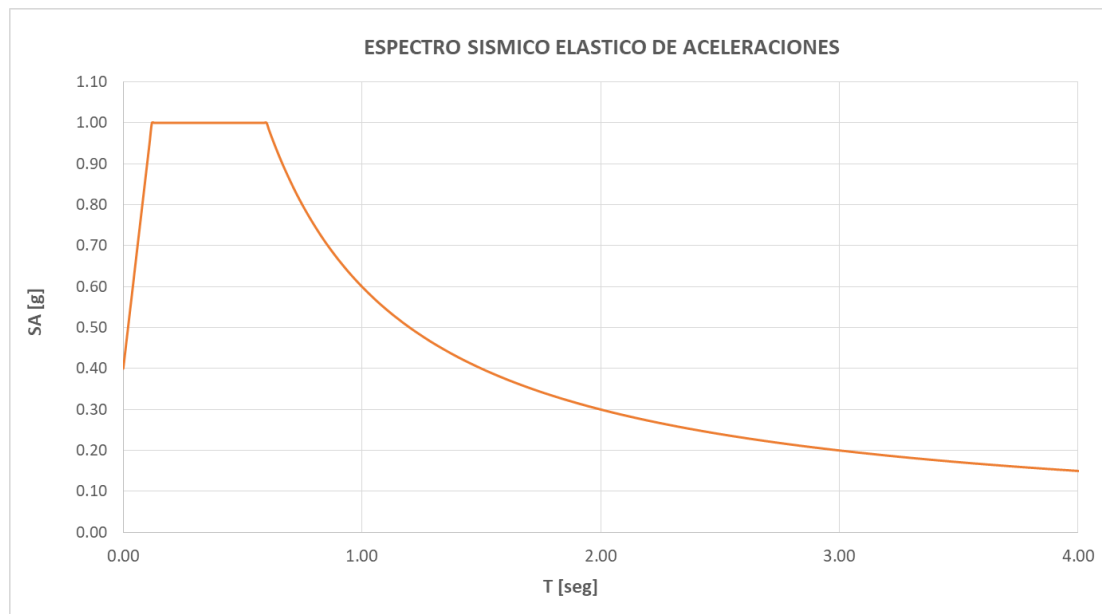


Figura 18 Espectro sísmico de aceleración de diseño

3.4 Tipos de Irregularidades en las Edificaciones

Para el diseño de la estructura se debe verificar tanto las irregularidades verticales como horizontales, debido a que estas afectan el comportamiento sísmo resistente de la misma. Requiriendo de un incremento de las fuerzas de diseño en caso de existir algún tipo de irregularidad.

3.4.1 Irregularidades Horizontales

La estructura deberá ser diseñada considerando irregularidades horizontales si tiene una o más de las irregularidades presentes en la Tabla 12.3-1 de la ASCE 7 [28].

1. a) Irregularidad Torsional:

Se define que existe irregularidad torsional cuando la máxima deriva de piso incluida la torsión accidental computarizada en un extremo de la estructura transversal a un eje es más de 1.2 veces el promedio de las derivas de piso en los dos extremos de la estructura.

$$\frac{d_{max}}{d_{prom}} \leq 1.2 \quad (44)$$

Nota: En la Tabla 9 y la Tabla 10 se indica la comprobación de la no existencia de irregularidad torsional en la dirección X y Y respectivamente. Los valores utilizados para el cálculo de la irregularidad torsional en la dirección X fueron tomadas de los puntos especificados en la Figura 19, de igual manera en la dirección Y se tomaron los valores de los puntos especificados en la Figura 20.

Tabla 9 Irregularidad torsional en la dirección X

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN X								
Piso	Derivas [in]				Linea B		Linea A	
	d1	d2	d3	d4	Menor a 1.2		Menor a 1.2	
Techo	0.3075	0.1554	0.1487	0.3008	1.01	Cumple	1.02	Cumple
Piso 6	0.2772	0.1400	0.1344	0.2716	1.01	Cumple	1.02	Cumple
Piso 5	0.2310	0.1166	0.1123	0.2267	1.01	Cumple	1.02	Cumple
Piso 4	0.1684	0.0849	0.0821	0.1655	1.01	Cumple	1.02	Cumple
Piso 3	0.1012	0.0510	0.0494	0.0997	1.01	Cumple	1.02	Cumple
Piso 2	0.0363	0.0183	0.0178	0.0358	1.01	Cumple	1.01	Cumple

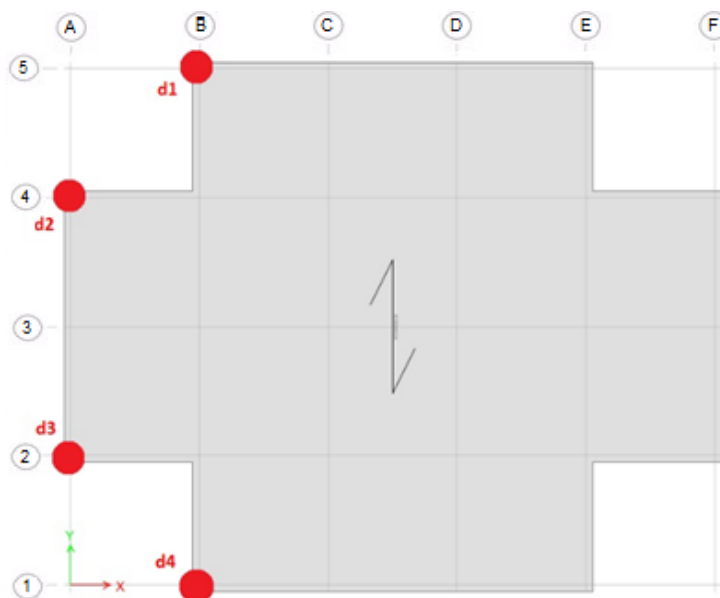


Figura 19 Irregularidad torsional en la dirección X

Tabla 10 Irregularidad torsional en la dirección Y

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN Y								
Piso	Derivas [in]				Linea 4		Linea 5	
	d1	d2	d3	d4	Menor a 1.2		Menor a 1.2	
Techo	0.3857	0.2314	0.2314	0.3857	1.00	Cumple	1.00	Cumple
Piso 6	0.3480	0.2088	0.2088	0.3480	1.00	Cumple	1.00	Cumple
Piso 5	0.2903	0.1742	0.1742	0.2903	1.00	Cumple	1.00	Cumple
Piso 4	0.2118	0.1271	0.1271	0.2118	1.00	Cumple	1.00	Cumple
Piso 3	0.1274	0.0765	0.0765	0.1274	1.00	Cumple	1.00	Cumple
Piso 2	0.0457	0.0274	0.0274	0.0457	1.00	Cumple	1.00	Cumple

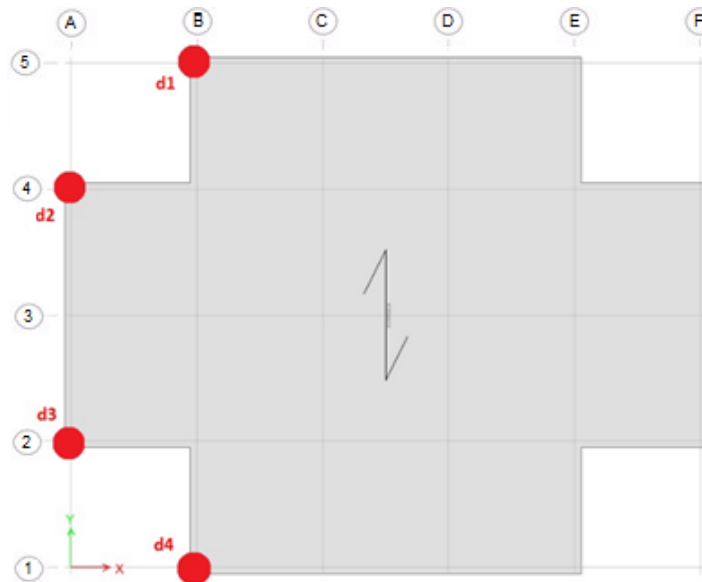


Figura 20 Irregularidad torsional en la dirección Y

1. b) Irregularidad torsional extrema:

Se define que existe irregularidad torsional extrema cuando la máxima deriva de piso incluida la torsión accidental computarizada, en un extremo de la estructura transversal a un eje, es más de 1.4 veces el promedio de las derivas de piso en los dos extremos de la estructura.

Nota: La estructura no presenta este tipo de Irregularidad.

2. Irregularidad de esquinas reentrantes:



Se define que existe irregularidad de esquinas reentrantes cuando en ambas proyecciones de la planta de la estructura las esquinas reentrantes son mayores del 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección dada.

Nota: Como se muestra en la Tabla 11 la estructura presenta la irregularidad de esquina reentrante, por lo cual según la sección 12.3.3.4 de la ASCE 7 [28], se deberá incrementar las fuerzas obtenidas en la sección 12.10.1.1 sobre Fuerzas de los diafragmas de diseño en un 25% para el diseño de las conexiones de diafragma a elementos verticales y a colectores.

Tabla 11 Irregularidad de esquinas reentrantes

	X	Y
Largo total [ft]	150	120
Esquina [ft]	30	30
Porcentaje [%]	20%	25%

3. Irregularidad de Diafragma Discontinuo:

Se define que existe irregularidad de diafragma discontinuo cuando hay diafragmas con discontinuidades abruptas o variaciones en la rigidez, incluidos los que tienen áreas abiertas o recortadas mayores al 50% del área del diafragma cerrado, o cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más de 50% de un piso a otro.

Nota: La estructura no presenta este tipo de Irregularidad.

4. Irregularidad de desplazamiento fuera de plano:

Se define que existe irregularidad de desplazamiento fuera de plano cuando hay discontinuidades en la dirección de la resistencia a la fuerza, así como compensaciones fuera del plano de los elementos verticales.

Nota: La estructura no presenta este tipo de Irregularidad.

5. Irregularidad de sistema no paralelo:

Se define que existe irregularidad de sistema no paralelo cuando los elementos laterales verticales resistentes a la fuerza no son paralelos o



simétricos con respecto a los principales ejes ortogonales del sistema sísmico resistente a la fuerza

Nota: La estructura no presenta este tipo de Irregularidad.

3.4.2 Irregularidades Verticales

La estructura deberá ser diseñada considerando irregularidades verticales si tiene una o más de las irregularidades presentes en la Tabla 12.3-2 de la ASCE 7 [28].

1. a) Irregularidad de rigidez de piso débil:

Se define que existe irregularidad de rigidez de piso débil cuando hay un piso en el cual la rigidez lateral es menor del 70% del piso anterior, o menor del 80% de la rigidez promedio de los tres pisos anteriores.

Nota: La estructura no presenta este tipo de Irregularidad.

1. b) Irregularidad de rigidez de piso débil extremo:

Se define que existe irregularidad de rigidez de piso débil extremo cuando hay un piso en el cual la rigidez lateral es menor del 60% del piso anterior o menor del 70% de la rigidez promedio de los tres pisos anteriores.

Nota: La estructura no presenta este tipo de Irregularidad.

2. Irregularidad de peso:

Se define que existe irregularidad de peso cuando la masa efectiva de cualquier piso es más del 150% de la masa efectiva de un piso adyacente. No es necesario considerar el techo cuando este es más ligero que el piso inferior.

Nota: La estructura no presenta este tipo de Irregularidad.

3. Irregularidad geométrica vertical:



Se define que existe irregularidad geométrica vertical cuando la dimensión horizontal del sistema sísmico resistente a la fuerza en cualquier piso es más del 130% de esta en un piso adyacente.

Nota: La estructura no presenta este tipo de Irregularidad.

4. Irregularidad de elementos discontinuos resistentes a fuerzas laterales verticales en planta:

Se define que existe irregularidad de elementos discontinuos resistentes a fuerzas laterales verticales en planta cuando hay una discontinuidad en el plano de los elementos laterales sísmicos resistentes a la fuerza, resultando una sobre demanda al vuelco en vigas de soporte, columnas, cerchas y losas.

Nota: La estructura no presenta este tipo de Irregularidad.

5. a) Irregularidad de piso débil y discontinuidad en la resistencia lateral:

Se define que existe irregularidad de piso débil y discontinuidad en la resistencia lateral cuando la fuerza lateral del piso es menor del 80% del piso anterior. La fuerza lateral del piso es la fuerza lateral total de todos los elementos resistentes al sismo que comparten la cortante de piso para la dirección bajo consideración.

Nota: La estructura no presenta este tipo de Irregularidad.

5. b) Irregularidad de piso extremadamente débil y discontinuidad en la resistencia lateral:

Se define que existe irregularidad de piso extremadamente débil y discontinuidad en la resistencia lateral cuando la fuerza lateral del piso es menor del 65% del piso anterior. La fuerza lateral del piso es la fuerza lateral total de todos los elementos resistentes al sismo que comparten la cortante de piso para la dirección bajo consideración.

Nota: La estructura no presenta este tipo de Irregularidad.



3.5 Factor de Redundancia (P)

El factor de redundancia mide la capacidad de la estructura de actuar en el rango no lineal, y su capacidad de redistribuir las cargas de los elementos con mayor sollicitación a los elementos con menor sollicitación [32].

Para la obtención del factor de redundancia se debe considerar lo siguiente:

- Según la sección 12.3.4.2 de la ASCE 7 [28], las estructuras con una categoría de diseño sísmico D deben tener un factor de redundancia igual 1.3. Sin embargo, se permite un factor de 1.0 si se cumple con alguna de las siguientes condiciones:

12.3.4.2 (a). Si cada piso resiste más del 35 por ciento de la cortante de base en la dirección de interés y si cumple con los requerimiento de la Tabla 12.3-3 de la ASCE 7 [28].

12.3.4.2 (b). Si las estructuras regulares en planta en todos los niveles presentan sistemas de resistencia a la fuerza sísmica, con al menos dos vanos de marcos perimetrales resistentes a la fuerza sísmica a cada lado de la estructura. Además, cada sentido ortogonal de cada piso debe resistir más del 35 por ciento de la cortante de base.

- También la sección 12.3.4.1 de la ASCE 7 [28] presenta varias condiciones en las cuales se permite un factor de redundancia igual a 1. Entre las condiciones está el cálculo de las derivas, cálculo de los efectos P-delta y para estructuras con sistemas de amortiguamiento diseñadas de acuerdo al capítulo 18 de la ASCE 7 [28].

Nota: La estructura diseñada, cuenta con dos y cuatro marcos perimetrales resistentes a fuerzas sísmicas en la dirección X y en la dirección Y respectivamente. Además, se implementan sistemas de amortiguamiento de acuerdo con el capítulo 18 de la ASCE 7, por lo que se utiliza un factor de redundancia de 1.0.

3.6 Tipos de Procedimientos para el Diseño de la Estructura

De acuerdo a la Tabla 12.6-1 de la ASCE 7 [28] para la categoría de diseño sísmico tipo D, cuando las edificaciones no excedan los 160 ft de altura y solo tenga irregularidades horizontales tipo 2, 3, 4, 5 o irregularidades verticales tipo 4, 5a , 5b, se permite utilizar uno de los siguientes procedimientos para el diseño de la edificación:



- Análisis Modal Espectral
- Procedimiento de la respuesta sísmica de piso
- Análisis de la Fuerza lateral equivalente (ELF).

Para el diseño de la estructura se aplicará el método de la fuerza lateral equivalente, debido a que es el más utilizado para el desarrollo del predimensionamiento. Este método consiste en colocar cargas estáticas en la estructura con magnitudes similares a los efectos de la carga dinámica debido a los terremotos.

3.7 Análisis de Fuerzas Laterales Equivalentes (ELF)

En esta sección se realizará el análisis de las Fuerzas Laterales Equivalentes para el cálculo de la cortante de Base, que será aplicada a la estructura, para el posterior diseño de las secciones de los elementos estructurales.

3.7.1 Periodo Fundamental Aproximado

Para el predimensionamiento de la estructura se requiere conocer un periodo inicial. Por lo que se calcula un periodo fundamental aproximado según el capítulo 12.8.2.1 de la ASCE 7 [28], mediante la siguiente fórmula:

$$T_a = C_t h_n^x \quad (45)$$

En donde h es la altura del edificio desde la base, C_t y x son coeficientes que se obtienen de la Tabla 12.8-2 de la ASCE 7 [28]. Sin embargo, para edificios con marcos resistentes a momento (SMF) se usa un periodo fundamental máximo T_{max} , utilizando un factor de mayoración C_u que se obtiene de la Tabla 12.8-1 de la ASCE 7 [28].

$$T_{max} = C_u T_a \quad (46)$$

En la Tabla 12 se indican los periodos calculados. Se obtuvo un periodo fundamental aproximado de 0.857 segundos y un periodo fundamental máximo de 1.20 segundos. Este último se verifica con los periodos reales de la estructura obtenidos al final del diseño, los cuales se muestran en la Tabla 13. Con lo que se pudo comprobar que se tendrá fuerzas conservativas con el



periodo fundamental máximo calculado, ya que se tendrán aceleraciones mayores en el espectro de diseño (véase Figura 18) y por ende se tendrán fuerzas mayores.

Tabla 12 Periodo fundamental aproximado

Periodo fundamental aproximado		
hn - Altura	72.000 ft	
Ct - coeficiente	0.028	ASCE7 Tab.12.8-2
α - coeficiente	0.800	ASCE7 Tab.12.8-2
T - aprox. Periodo	0.857 seg	ASCE7 Ec.12.8-7 (45)
Cu - Coef. de mayoración	1.400	ASCE7 Tab.12.8-1
Tmax - Periodo máximo	1.200 seg	(46)

Tabla 13 Periodos reales de la estructura (Etabs)

ETABS	
Modo	Periodos
1	3.255
2	2.232
3	1.719

3.7.2 Diseño del Cortante Nominal de Base

3.7.2.1 Cortante de Base

El cortante de base es la fuerza lateral aplicada a la estructura que corresponde a la capacidad de carga lateral, si la estructura fuera elástica. La ASCE 7 [28] (§ 12.8) presenta la siguiente expresión para el cálculo del cortante de base de la estructura:

$$V = C_s W \quad (47)$$

En donde C_s es un coeficiente de respuesta sísmica y W es el peso total de la estructura. El coeficiente de respuesta sísmica y sus límites se calculan en base a la sección 12.8.1.1 de la ASCE 7 [28], donde:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (48)$$



En donde S_{DS} es el parámetro del espectro de aceleración de respuesta de diseño para periodos cortos, R es el factor de modificación de respuesta y I_e es el factor de importancia.

Sin embargo, para estructuras con sistemas amortiguamiento la ASCE 7 [28] (§ 18.2.2.1) permite una menor cortante, para reducir su demanda, debido al amortiguamiento adicional que tendrá la estructura. Por lo que se utiliza las siguientes ecuaciones:

$$a) \quad V_{min} = \frac{V}{B_{V+1}} \quad (49)$$

$$b) \quad V_{min} = 0.75 V \quad (50)$$

En donde V es el cortante sísmico de base y B_{V+1} es un coeficiente numérico obtenido en base a la tabla 18.6-1 de la ASCE 7 [28]. El cortante mínimo que se utilizará para el diseño será la mayor de entre las ecuaciones (49) y (50). Sin embargo, esto se podrá aplicar solo si se tiene más de dos amortiguadores en cada dirección de interés por piso, además de no presentar la irregularidad horizontal tipo 1b o la irregularidad vertical tipo 1b.

En la Tabla 14 se indican los valores obtenidos para el cálculo del cortante de base sísmico. Debido a que el coeficiente de respuesta sísmico (C_s de 0.125) calculado según la ecuación (48) no cumple con los límites, se utilizó un C_s máximo de 0.063, con lo que se obtuvo un cortante de base inicial de 428 kips. Sin embargo, dado que la estructura contará con más de dos sistemas de amortiguamiento por dirección, se permite reducir la demanda del cortante de base. Por lo que se realiza el cálculo de los cortantes de base mínimos, considerando para la ecuación (49) un coeficiente numérico (B_{V+1}) de 1.5 que es el equivalente para un amortiguamiento efectivo del 20 por ciento. El cortante mínimo calculado con la ecuación (50) de 321 kips, será el utilizado para el diseño de la estructura, ya que es el mayor cortante mínimo calculado.



Tabla 14 Cortante Sísmica de Base

Cortante Sísmica de Base			
Cs - Calculado	0.125	ASCE7 Ec.12.8-2	(48)
Cs - Límite máximo	0.063 (T ≤ TL)	ASCE7 Ec.12.8-3	
Cs - Límite mínimo	0.038	ASCE7 Ec.12.8-6	
Cs - Optado para el Diseño	0.063		
V - Cortante sísmica de la base	428 kips (194.1 tnf)	ASCE7 Ec.12.8-1	(47)
V mínimo a.	286 kips	ASCE7 Ec.18.2-1	(49)
b.	321 kips	ASCE7 Ec.18.2-2	(50)
V - Para el Diseño con disipa	321 kips (145.6 tnf)		

3.7.2.2 Distribución Vertical del Cortante de Base

La distribución vertical del cortante de base se basa en la sección de 12.8.3 de la ASCE 7 [28], en donde se presentan las siguientes ecuaciones:

$$F_x = C_{vx} V \quad (51)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (52)$$

En donde C_{vx} es el factor de distribución vertical, V es el cortante en la base de la estructura, W es la masa de cada piso, h es la altura de cada piso y k es un coeficiente relacionado al periodo T_a de diseño.

Para el periodo T_a igual a 1.20 se obtuvo un coeficiente K igual a 1.35, mediante interpolación entre los valores de k para $T \leq 0.5$ y $T > 2.5$ que se muestran en la Tabla 15. Con lo que se obtuvo la distribución de fuerzas verticales mostradas en la Tabla 16.

Tabla 15 Coeficiente k

Coeficiente k	
" ≤ 0.5 "	1.00
" 0.5 < T ≤ 2.5 "	1.35
" > 2.5 "	2.00



Tabla 16 Distribución de Fuerzas Sísmicas Laterales

Distribución de Fuerzas Sísmicas Laterales						
Nivel	W [kips]	h [ft]	k	$W * h^k$	C_{vx} (52)	F_x [kip] (51)
Techo	598	72	1.35	192'424	0.189	61
Piso 5	1'233	60	1.35	309'916	0.304	98
Piso 4	1'239	48	1.35	230'449	0.226	73
Piso 3	1'249	36	1.35	157'544	0.155	50
Piso 2	1'256	24	1.35	91'685	0.090	29
Piso 1	1'257	12	1.35	36'004	0.035	11
Suma	6832			1'018'023	1.000	321.3 (145.7 tnf)

3.7.2.3 Distribución Horizontal del Cortante de Base

La distribución horizontal se basa en la sección 12.8.4 de la ASCE 7 [28], en la cual se considera la torsión accidental. Como se indica la sección 12.8.4.2 de la ASCE 7 [28], en donde los diagramas no son flexibles, el diseño debe incluir el momento torsional inherente debido al resultado de la ubicación de las masas de la estructura, más los momentos torsionales accidentales causados por un desplazamiento asumido del centro de masa en cada sentido, igual al cinco por ciento de la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas.

3.7.3 Diseño de los Elementos Estructurales a Gravedad

El diseño de los elementos estructurales parte de la identificación de los marcos diseñados a gravedad y de los marcos resistentes a momento, como se muestran en la Figura 21 de color azul y color rojo respectivamente. En esta sección se diseñara los elementos estructurales a gravedad, aplicando únicamente las combinaciones de carga determinadas en la sección 3.7.3.1, sin considerar el efecto de las cargas sísmicas, ya que los marcos resistentes a momento se encargarán de resistir las mismas.

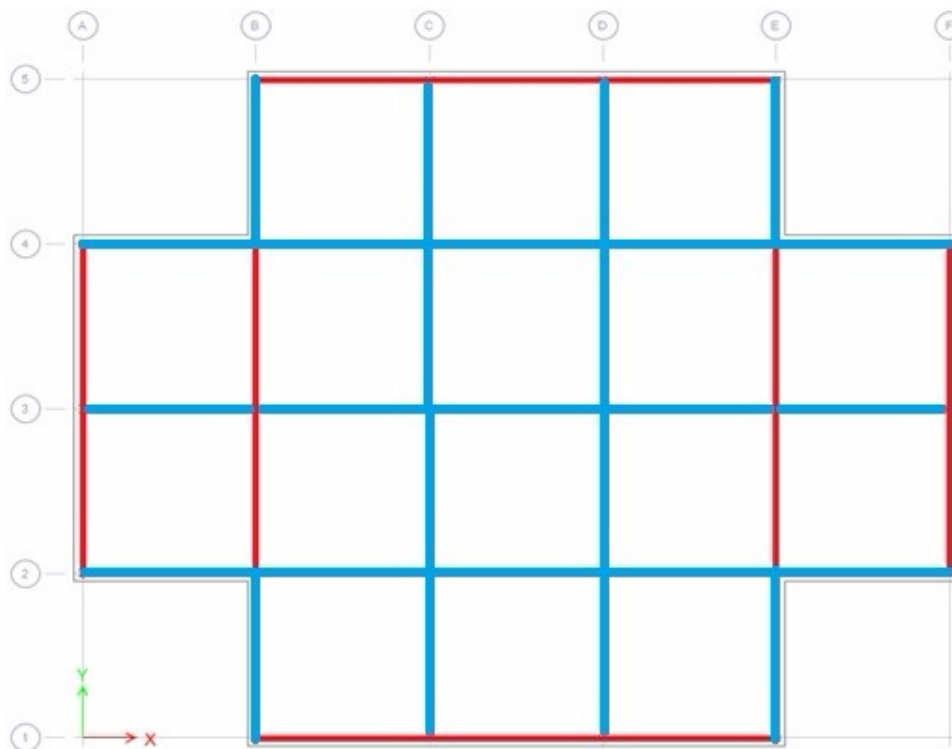


Figura 21 Marcos resistentes a gravedad (azul) - marcos resistentes a momento (rojo)

3.7.3.1 Combinaciones para los Elementos Diseñados a Cargas de Gravedad

Para las secciones de los elementos estructurales diseñados a gravedad se consideraron únicamente la acción de las cargas muertas (D) y cargas vivas (L), no así las cargas de viento, cargas de nieve, cargas por lluvia y cargas sísmicas. Por lo que, en base a las combinaciones de cargas dadas en la sección 2.3.2 de la ASCE 7 [28], se utilizaron las siguientes combinaciones:

- Combinación 1: $1.4 D$
- Combinación 2 y 3: $1.2 D + 1.6 L$
- Combinación 4 y 5: $1.2 D + 1 L$
- Combinación 6 y 7: $0.9 L$

3.7.3.2 Secciones de los Elementos Pertenecientes a los Marcos Diseñados a Gravedad

De la Figura 22 a la Figura 25 se presentan las elevaciones de la estructura, en donde se pueden ver las secciones de los elementos estructurales de los marcos diseñados a gravedad. Los cálculos se muestran tabulados en el anexo 1, en el cual se presenta el análisis de cada sección ante las máximas



combinaciones de carga obtenidas del programa ETABS. Estas secciones fueron obtenidas en base a la norma AISC 360[33].



Figura 22 Elevaciones 2 – 4



Figura 23 Elevaciones 3

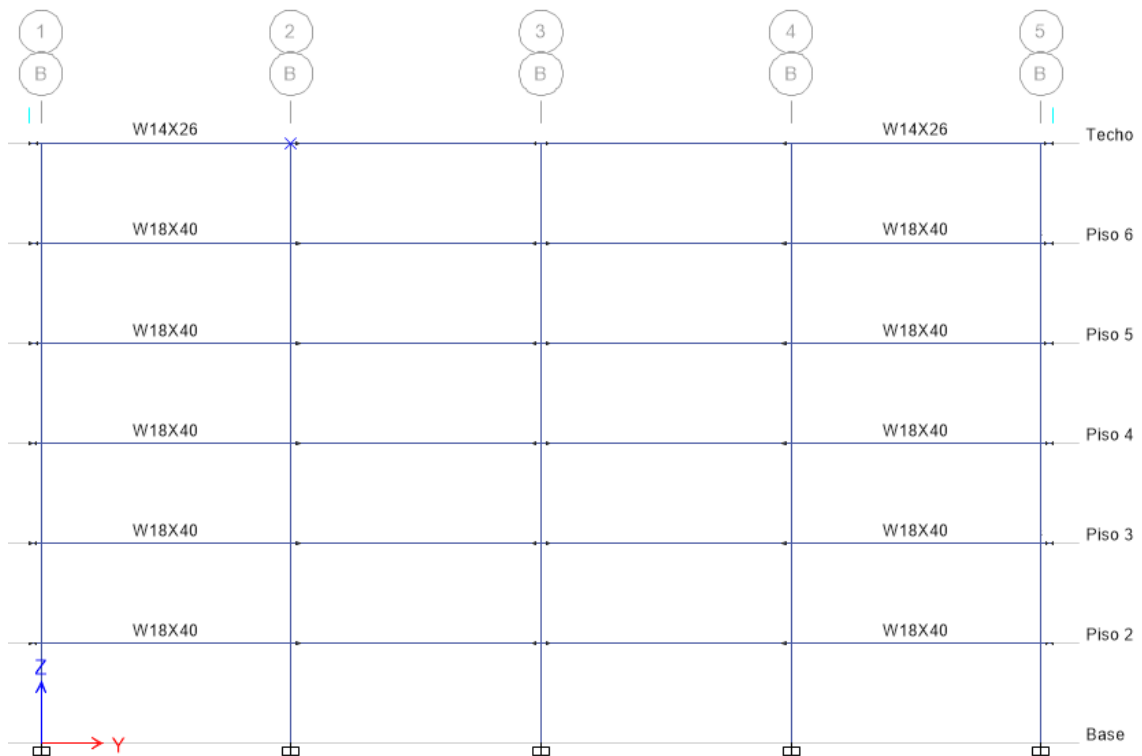


Figura 24 Elevaciones B - E

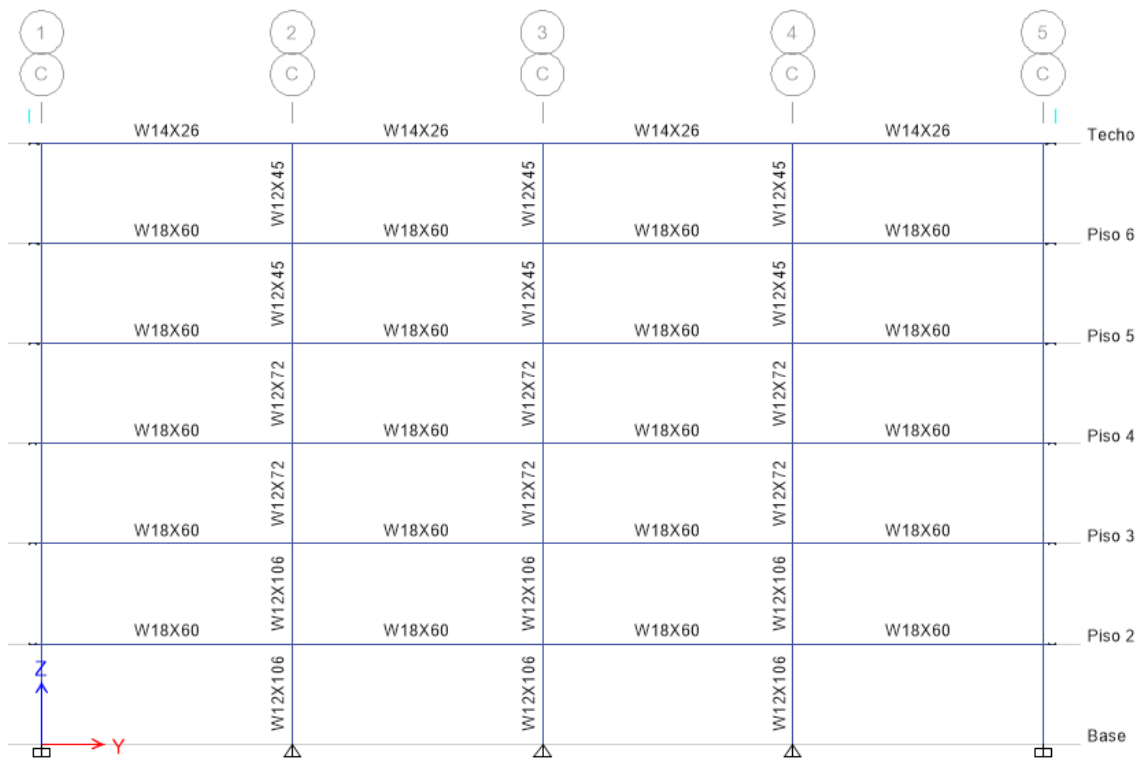


Figura 25 Elevaciones C - D



3.7.4 Diseño de los Elementos Estructurales Resistentes a Momento (SMF)

En esta sección se diseñarán los marcos resistentes a momento (SMF), los mismos que se muestran de color rojo en la Figura 21, aplicando las combinaciones de carga determinadas en la sección 3.7.4.1.

Hay una significativa diferencia entre el diseño de edificaciones resistentes al viento, a las fuerzas de gravedad, y a cargas sísmicas. En el diseño de viento y gravedad, el edificio es sometido a una carga de tipo presión o fuerza, diseñando la estructura para responder elásticamente, siendo el estado límite de control la fuerza. Sin embargo, no es económicamente factible diseñar estructuras que respondan elásticamente a eventos sísmicos. Por lo que cuando se consideran excitaciones sísmicas, el edificio se diseña en base a la suposición de que gran parte del comportamiento inelástico tendrá lugar para proporcionar una gran capacidad de disipación de energía en el sistema durante el terremoto. Siendo en este caso el estado límite la deformabilidad y la ductilidad. Se debe tomar en cuenta que se proporcione la suficiente resistencia para asegurar que las demandas de deformación no excedan la capacidad de deformación [34].

En la Figura 26 se muestra que mientras las estructuras están diseñadas para que permanezcan elásticas bajo la acción de terremotos, requerirán del uso de elementos estructurales muy grandes. A comparación de los marcos resistentes a momento en los que un incremento de la capacidad de deformación de los elementos estructurales aumentará la energía disipada por el sistema, ayudando así a reducir aún más los tamaños de los mismos.

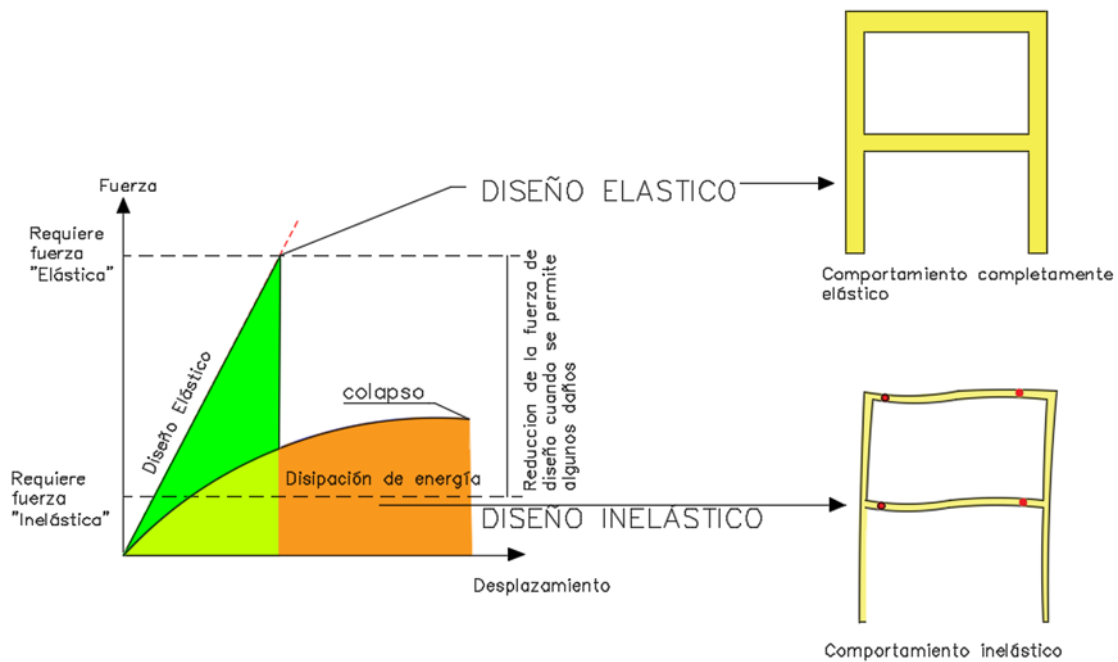


Figura 26 Pórtico con comportamiento elástico y pórtico especial a momento.

El éxito de un marco resistente a momento (SMF) está en sus conexiones. Si bien dentro de los objetivos de este documento no se encuentra el diseño de las mismas, se presenta en el Anexo 4 la importancia de su buen diseño, así como los tipos de conexiones que proporciona la norma AISC 358 [35].

3.7.4.1 Combinaciones de Cargas para los Elementos Diseñados como Marcos Resistentes a Momento

Las secciones de los marcos resistentes a momento disiparán las cargas sísmicas, por lo que solo se consideran las combinaciones básicas 5 y 7 de la sección 2.3.2 de la ASCE 7 [28], ya que solo en estas influyen las cargas sísmicas.

- Combinación 5: $1.2D + E + L + 0.2S$
- Combinación 7: $0.9D + E$

En estas combinaciones se consideran los efectos de las cargas sísmicas, tanto los efectos horizontales (E_h) y verticales (E_v), presentados en la sección 12.4.2 de la ASCE 7 [28]:



- Para la combinación 5: $E = E_h + E_v$
- Para la combinación 7: $E = E_h - E_v$

En donde:

- $E_h = p Q_e = Q_e$
- $E_v = 0.2 S_{DS} D = 0.2D$

Donde Q_e representa los efectos de las fuerzas sísmicas horizontales. Según la ASCE 7 [28] en la sección 12.4.2.3 especifica que en la combinación 5 es permitido usar un factor de 0.5 para la carga viva de la edificación, siempre y cuando la carga viva sea menor a 100 psf (0.49 tnf/m²), con lo que se obtienen las siguientes combinaciones:

- Combinación 5: $1.4D + Q_e + 0.5L + 0.2S = 1.4D + E + 0.5L$
- Combinación 7: $0.7D - Q_e = 0.7D + E$

3.7.4.2 Secciones de los Elementos de los Marcos Resistentes a Momento (SMF).

De la Figura 27 a la Figura 29 se presentan las elevaciones de la estructura, en donde se pueden ver las secciones de los elementos estructurales. Estas fueron obtenidas en base a las normativas AISC 341 [36] y AISC 360 [33]. Los cálculos se muestran tabulados en el anexo 2, en donde se presenta el análisis de cada sección ante las máximas combinaciones de carga obtenidas del programa ETABS. Además, se realiza la comprobación de la columna fuerte - viga débil.



Figura 27 Elevaciones 1 - 5



Figura 28 Elevaciones A - B



Figura 29 Elevaciones B – E

3.7.5 Derivas

La deriva de piso es la diferencia entre los desplazamientos horizontales, de los niveles entre los que está comprendido dicho piso.

La razón de deriva máxima permitida por piso según la sección 12.12.1 de la ASCE 7 [28] para este diseño es del dos por ciento. En la Tabla 17 se muestran las razones de derivas obtenidas en ambas direcciones, las cuales no cumplen con los requerimientos de la norma. En esta sección los límites de derivas no se cumplen dado que los elementos estructurales solo son diseñados para los requisitos de resistencia, ya que en el capítulo 4 se implementará los disipadores de fluido viscoso, con los cuales se prevé satisfacer dichas derivas



Tabla 17 Derivas de Piso

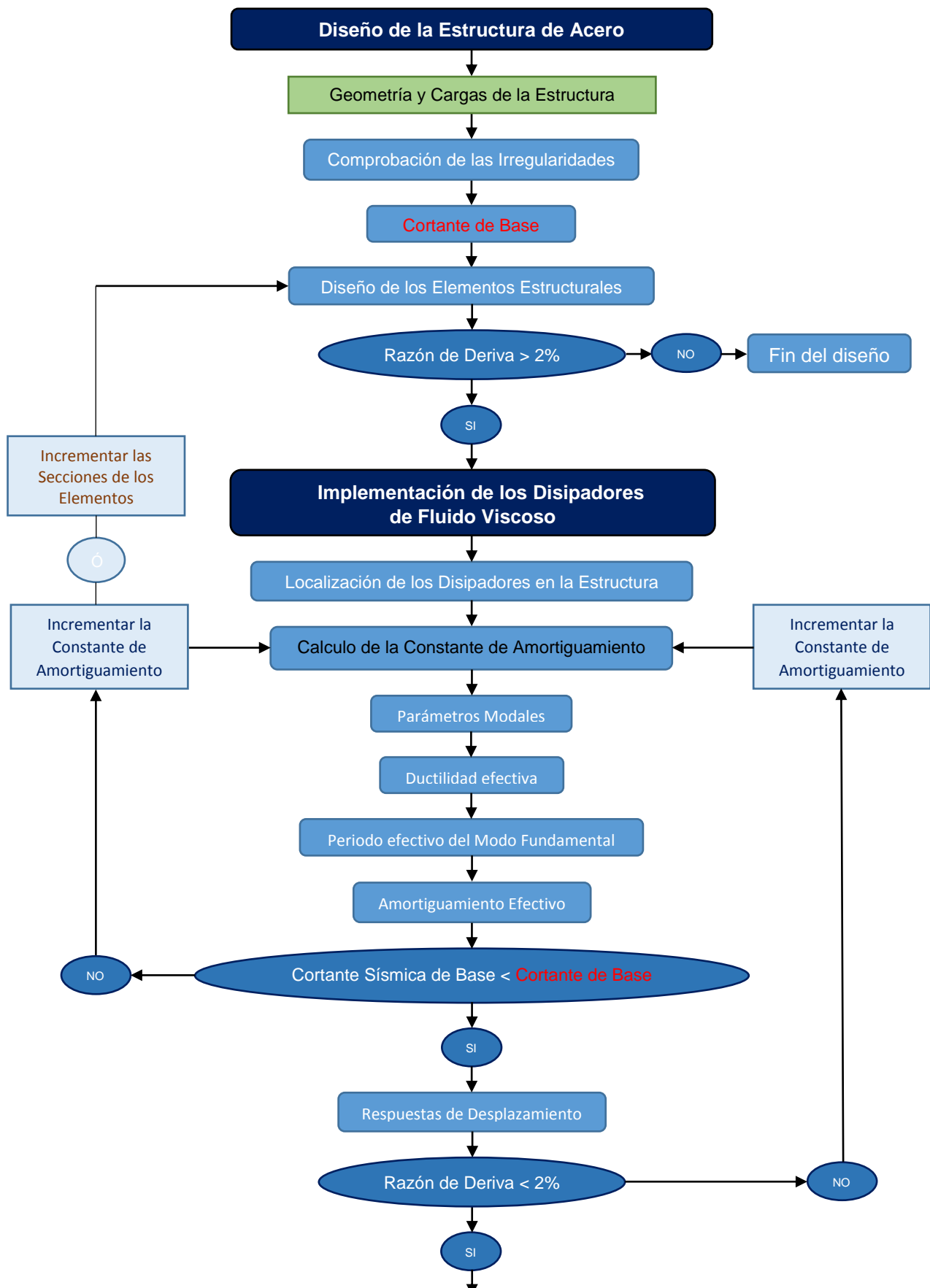
DERIVA INELASTICA						
Nivel	X			Y		
	SRSS	%		SRSS	%	
Techo	0.0082	4.94	No Cumple	0.0039	2.34	No Cumple
Piso 5	0.0119	7.13	No Cumple	0.0048	2.87	No Cumple
Piso 4	0.0140	8.38	No Cumple	0.0060	3.59	No Cumple
Piso 3	0.0137	8.19	No Cumple	0.0063	3.75	No Cumple
Piso 2	0.0118	7.10	No Cumple	0.0058	3.51	No Cumple
Piso 1	0.0059	3.56	No Cumple	0.0033	2.00	Ok



CAPITULO IV: IMPLEMENTACIÓN DE DISIPADORES VISCOSOS LINEALES A LA EDIFICACIÓN

En este capítulo se implementarán dispositivos de fluido viscoso lineales para disminuir las derivas de piso que se obtuvieron en el Capítulo 3 y mejorar la respuesta de la estructura ante cargas sísmicas. Este capítulo se desarrolla en 4 secciones. En la sección 4.1 se especifican las consideraciones tomadas para ubicar los disipadores en la estructura. En la sección 4.2 se describen los parámetros de la fuerza de amortiguamiento para un comportamiento lineal, como es el exponente de velocidad y el coeficiente de amortiguamiento. El análisis del método de las fuerzas laterales equivalentes incluido los disipadores de fluido viscoso se desarrolla en la sección 4.3, se parte con la determinación de los parámetros modales tanto para el modo fundamental y para el modo residual, posteriormente se determina la ductilidad efectiva y los periodos fundamentales, con los cuales se obtiene los amortiguamientos requeridos por la estructura. Por último, se realiza el cálculo de la cortante de base para que cumpla con los requerimientos de la norma. En la sección 4.4 se determina la respuesta del disipador: el desplazamiento de techo, las deflexiones de piso, las derivas de piso, las velocidades de piso, y la comprobación de las ductilidades efectivas asumidas en un inicio del diseño. Además, se realiza la transformación de estas respuestas del disipador a respuestas axiales y a manera de resumen se presenta las respuestas axiales requeridas por el fabricante.

Con el fin de que el lector logre un mejor entendimiento de la metodología empleada en este capítulo, al final del capítulo se indica la secuencia de los cálculos realizados en cada sección. Además, se presenta a continuación en un diagrama de flujo el procedimiento empleado para el diseño de la estructura con los disipadores de fluido viscoso.





4.1 Localización de los Dispositivos en la Estructura

En esta sección se especifican las consideraciones tomadas para la localización de los disipadores de fluido viscoso. Para la localización de los disipadores se debe considerar lo siguiente:

- La sección 18.2.2.1 de la ASCE 7 [28] permite una reducción del cortante de base, a menos que se coloquen menos de dos dispositivos de amortiguamiento en cada piso, configurados a resistir torsión.
- Es preferible que los disipadores se coloquen en los marcos a gravedad. Debido a que si la localización de la disipación de la energía no se predice con precisión, y los daños ocurren en los sistemas de cargas de gravedad, la estructura puede colapsar [37].
- Restricciones en los vanos en donde se localizarán los disipadores, debido a especificaciones arquitectónicas
- En nuestro diseño al observar las derivas de piso (Tabla 17), puede notarse que estas son menores en la dirección Y en comparación con la dirección X, por lo que se podría colocar menos disipadores en la dirección Y, e incluso se podría eliminar disipadores en algunos pisos. Sin embargo, esta alternativa no se considera debido a que investigaciones como la de Miyamoto et al [23] han demostrado que durante sismos muy largos, los amortiguadores podrían alcanzar su máxima capacidad, lo que provocaría una configuración no uniforme de los amortiguadores, ocasionando un colapso parcial de la estructura. Por lo tanto, los amortiguadores son colocados continuamente desde el primer piso hasta el techo en cada vano.

Por estas razones en el diseño de la estructura se consideran cuatro amortiguadores de fluido viscoso en ambas direcciones, colocados dos a cada lado en los marcos resistentes a gravedad como se muestran en la Figura 30. Además, en la Figura 31 y la Figura 32 se presenta la configuración de los dispositivos, tanto en la dirección X como en la dirección Y respectivamente.

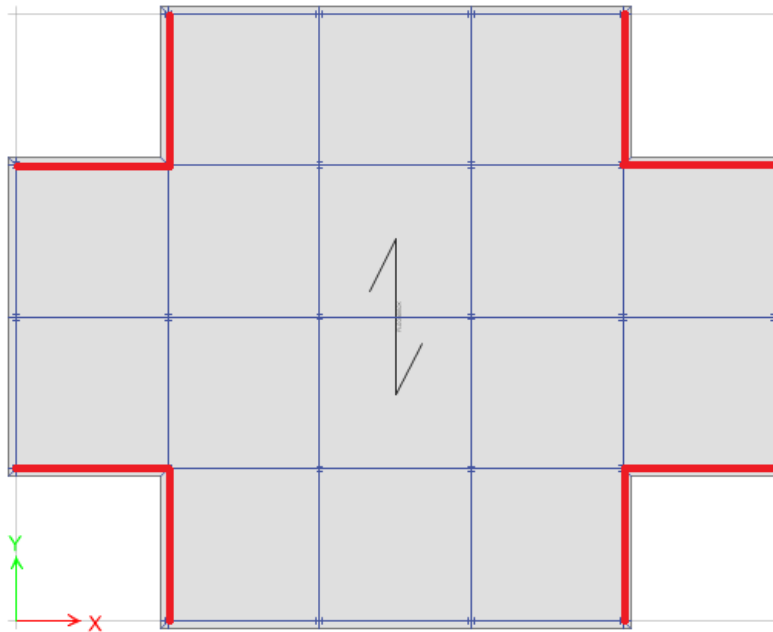


Figura 30 Vista en planta de la ubicación de los dispositivos

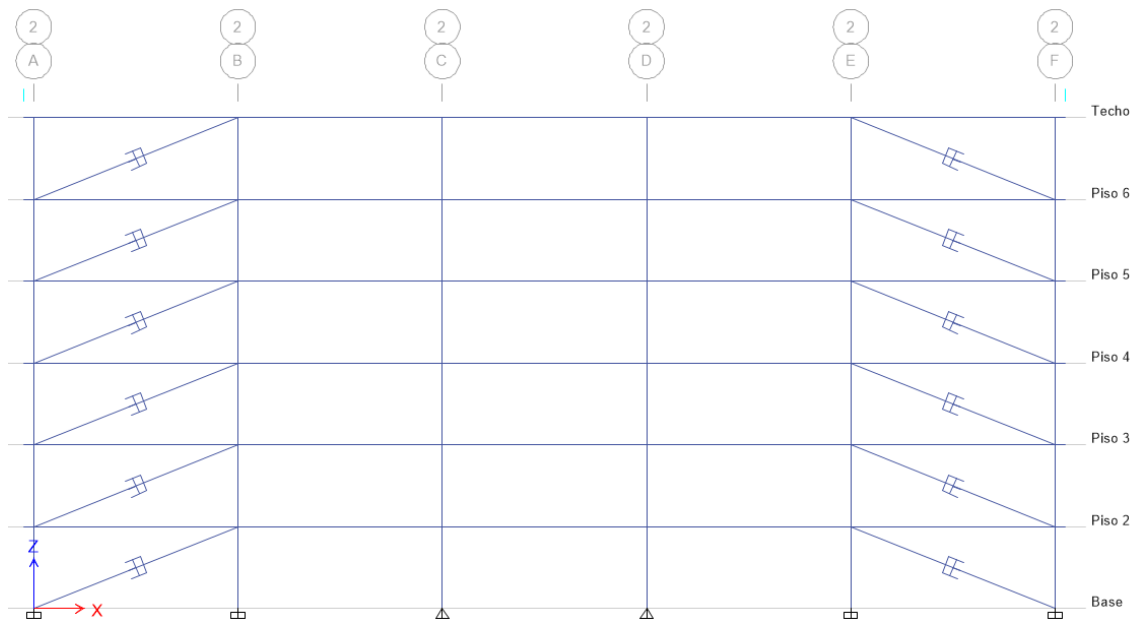


Figura 31 Configuración de los disipadores en la dirección X

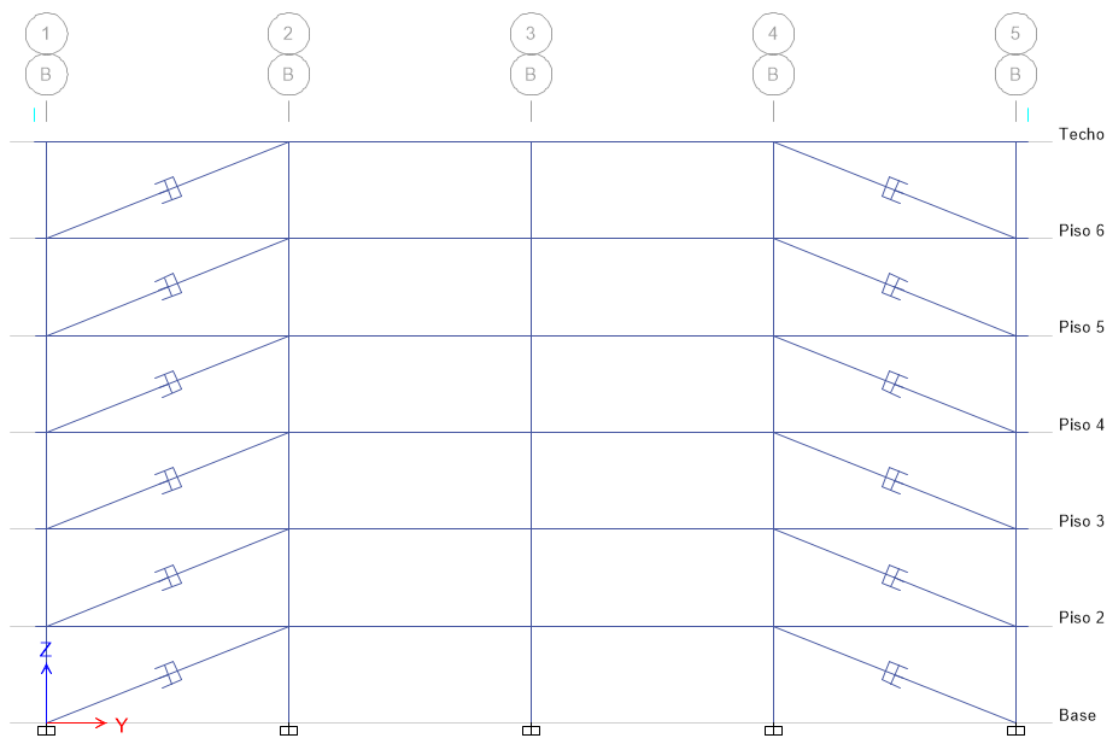


Figura 32 Configuración de los disipadores en la dirección Y

4.2 Parámetros de la Fuerza de Amortiguamiento

En esta sección se calcula las constantes de Amortiguamiento (C) de los disipadores de fluido viscoso, requeridas para el cálculo de la Fuerza de Amortiguamiento en las secciones posteriores.

Se considera un análisis lineal para el desarrollo del modelo matemático de un disipador de fluido viscoso, por lo que se usa un exponente de velocidad α igual a 1, especificado en la sección 2.2.3.2. Dicho esto, el modelo matemático del disipador lineal está dado por la ecuación (1).

$$F_D = C \dot{u}$$

En donde F_D es la fuerza de amortiguamiento, C es la constante de amortiguamiento lineal y \dot{u} es la velocidad relativa [19].

4.2.1 Cálculo de la Constante de Amortiguamiento de la Estructura

La constante de amortiguamiento se calcula en base a los resultados obtenidos para el método 3 de la sección 2.2.3.1. Se asumió que se tiene una razón de



amortiguamiento viscoso equivalente $\bar{\xi}$ del 25% y 15%, con un amortiguamiento inherente del 5% en las direcciones X y Y respectivamente.

Se realizó el cálculo para dos tipos de disipadores, CL1 para los tres últimos pisos y CL2 para los tres primeros pisos, como se muestra en la Figura 33.

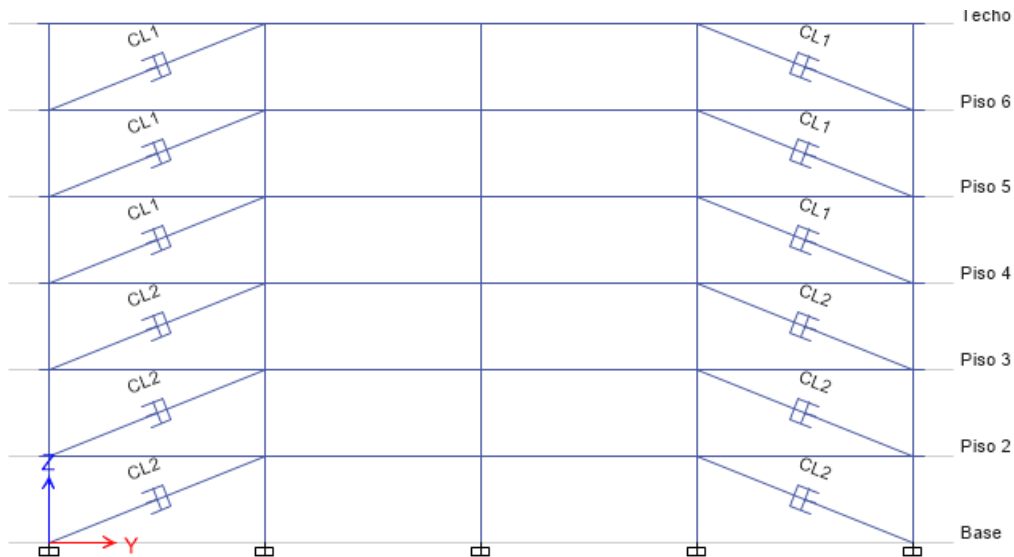


Figura 33 Tipos de disipadores

Debido a que los pisos de la estructura tienen pesos diferentes y con la finalidad de establecer un solo tipo de amortiguador cada 3 pisos, se procede como sigue:

- Se asume un mismo peso para todos los pisos, igual al promedio del peso de los pisos de la estructura sin considerar el peso del techo, como se muestra en la columna tres de la Tabla 18.
- Para el cálculo de CL1 el peso considerado es igual al peso acumulado de los tres últimos pisos (9.68 Kips-in/s²), mientras que para el cálculo de CL2 se utiliza el peso acumulado de los 6 pisos (19.36 kips-in/s²) como se muestra en la Tabla 19.

Tabla 18 Pesos considerados por piso

Peso por Piso [kip-s ² /in]				
Nivel		Real	Asumido	Acumulado
Techo	CL1	1.548	3.23	3.23
Piso 6	CL1	3.190	3.23	6.45
Piso 5	CL1	3.206	3.23	9.68
Piso 4	CL2	3.232	3.23	12.91
Piso 3	CL2	3.251	3.23	16.13
Piso 2	CL2	3.254	3.23	19.36



Tabla 19 Pesos para el cálculo de la constante de amortiguamiento

	# Pisos	Σ Pesos [kip-s ² /in]
CL1	3	9.68 (172.9 tnf-s²/m)
CL2	6	19.36 (345.7 tnf-s²/m)

En la Tabla 20 se presentan las constantes de amortiguamiento obtenidos en un primer cálculo. Sin embargo, las mismas se modificaron en un proceso iterativo hasta que las derivas de piso obtenidas en la sección 994.4.3 sean menores a los límites especificados en la ASCE 7 [28] (§12.12.1). Los valores finales de las constantes de amortiguamiento se muestran en la Tabla 21.

Tabla 20. Contantes de Amortiguamiento – primer cálculo

Constantes de Amortiguamiento		
	X	Y
%	0.2	0.1
T [seg]	3.255	2.232
# dispadores	4	4
CL1	4.33	3.16 (36)
CL2	15.17	11.06 (36)

Tabla 21 Constantes de amortiguamiento para el diseño

Constante de Amortiguamiento		
Nivel	Cx [k-sec-in]	Cy [k-sec-in]
Techo	8	4
Piso 6	8	4
Piso 5	8	4
Piso 4	17	12
Piso 3	17	12
Piso 2	17	12

Los disipadores están inclinados un ángulo de 21.8 grados con respecto a la horizontal, por lo que la constante de amortiguamiento horizontal debe ser calculada con dicho ángulo, de acuerdo con la ecuación (24). Además, la constante de amortiguamiento total se calcula multiplicando la constante de amortiguamiento por el número total de disipadores por piso, como se indica en la Tabla 22.



Tabla 22 Constante de amortiguamiento horizontales

Nivel	C - Inclinado		C - Horizontal		Disipadores por piso		C - Total Horizontal	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Techo	8	4	6.9	3.4	4	4	28	14
Piso 6	8	4	6.9	3.4	4	4	28	14
Piso 5	8	4	6.9	3.4	4	4	28	14
Piso 4	17	12	14.7	10.3	4	4	59	41
Piso 3	17	12	14.7	10.3	4	4	59	41
Piso 2	17	12	14.7	10.3	4	4	59	41

4.3 Análisis de Fuerzas Laterales Equivalentes Considerando los Dispositivos de Amortiguamiento.

En esta sección se vuelve a emplear el método de las fuerzas laterales equivalentes aplicado en el Capítulo III, pero ahora se considera la influencia de los disipadores de fluido viscoso, con los cuales se prevé cumplir con los requerimientos de derivas de la norma. El objetivo de esta sección es obtener la cortante sísmica de base para lo cual se calcula los parámetros modales, la ductilidad efectiva, el periodo fundamental y el Amortiguamiento efectivo.

Para la aplicación del método de las fuerzas laterales equivalentes se consideran las siguientes suposiciones [19].

- El edificio se diseña de manera que tenga un mecanismo de colapso adecuado, de manera que las estimaciones de las derivas de piso sean razonablemente estimadas (por ejemplo, se considera que la forma de la distribución de derivas es la de un triángulo invertido o del primer modo).
- El edificio se analiza en cada dirección principal como un modelo de un grado de libertad por piso.
- El comportamiento del edificio puede ser representado como un modelo elastoplástico.
- El límite elástico del edificio se puede determinar de dos maneras:
 1. Como un mecanismo plástico ya que se conoce el mecanismo de colapso
 2. Usando un cortante de base sísmico mínimo especificado y valores de modificación de respuesta (R), sobrerresistencia del sistema (Ω_o), y el amplificador de deflexiones (C_d)

4.3.1 Parámetros Modales



Para analizar la respuesta de la estructura con amortiguamiento suplementario usando análisis lineal, se requiere determinar las respuestas en el primer modo y el modo residual. Un modo es la forma que la estructura tiende a asumir cuando vibra a cierta frecuencia, es decir representa como responde la estructura ante una carga dinámica. El primer modo o modo fundamental es el mayor de todos los modos de vibración y se caracteriza por tener el mayor período de vibración, mientras que el modo residual representa aproximadamente la contribución de los modos superiores de vibración. Además, los disipadores viscosos incorporados a la estructura no son elementos rígidos, por lo que las propiedades modales no cambiarán y serán iguales a la de los marcos resistentes a momento.

4.3.1.1 Parámetros Del Modo Fundamental (Primer Modo)

4.3.1.1.1 Forma Del Modo Fundamental

La forma del modo fundamental se determina en base a la ASCE 7 [28] (§ 18.5.2.3), en donde se obtiene una aproximación triangular a la forma del modo al aplicar la ecuación (53).

$$\Phi_{1i} = \frac{h_i}{H} \quad (53)$$

En donde h_i es la altura desde la base al piso i , y H es la altura total de la edificación. En la Tabla 23 se indica los valores de la forma aproximada del modo fundamental para el diseño de la estructura. En la Figura 34 se presenta gráficamente la forma del modo fundamental aproximado (color azul) y la forma del modo obtenido en el programa ETABS (color tomate), lo que muestra que la norma nos da únicamente una aproximación a la forma del modo fundamental.

Tabla 23 Forma del modo fundamental

Forma del Modo Fundamental				
Nivel	h_i [ft]	H [ft]	Φ_{1i} (53)	ETABS
Techo	72	72	1.000	1.000
Piso 6	60	72	0.833	0.880
Piso 5	48	72	0.667	0.703
Piso 4	36	72	0.500	0.489
Piso 3	24	72	0.333	0.277
Piso 2	12	72	0.167	0.093
Base	0	72	0.000	0.000

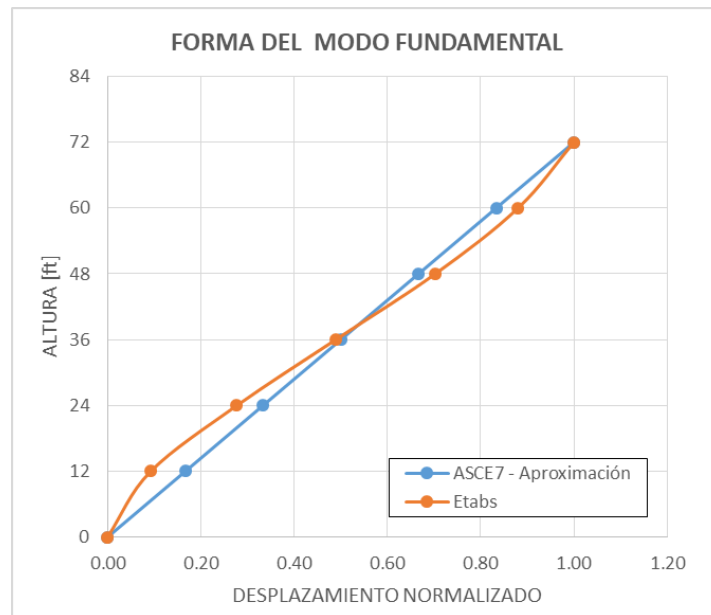


Figura 34 Forma del Modo Fundamental Aproximado

4.3.1.1.2 Propiedades Del Modo Fundamental

Las propiedades del modo fundamental requeridas para el análisis son el peso sísmico efectivo y el factor de participación modal.

Peso sísmico efectivo (\bar{W}_m)

El peso sísmico efectivo se define mediante la ecuación (58), que parte de la ecuación (54):

$$V_i = \bar{W}_m * \frac{(S_a)_i}{g} \quad (54)$$

Esta expresión relaciona el cortante de la base (V_i) con la aceleración máxima de respuesta $(S_a)_i$ y la aceleración de la gravedad (g). Además, se tiene que:

$$V_i = \sum_{r=1}^n \Phi_{ri} \Gamma_i \frac{(S_a)_i}{g} w_r \quad (55)$$

En donde Φ es la forma del modo y Γ_i es el factor de participación modal que está dado por:



$$\Gamma_i = \frac{\Phi_i^T M \{1\}}{\Phi_i^T M \Phi_i} = \frac{\sum_{r=1}^n M_r \Phi_{ri}}{\sum_{r=1}^n M_r \Phi_{ri}^2} \quad (56)$$

En donde M es la matriz de masa. Al relacionar la ecuación (54) con la ecuación (55) se tiene:

$$\bar{W}_m = \Gamma_i * \sum_{r=1}^n \Phi_{ri} w_r \quad (57)$$

En donde w_r es el peso correspondiente a la masa M_r de cada piso. Reemplazando la ecuación (56) en la ecuación (57), se tiene la ecuación (58), similar a la ecuación 18.4-2b de la ASCE 7 [28] para el cálculo del peso sísmico efectivo de la estructura del primer modo de vibración. El cual es necesario para la obtención de la Cortante de Base Modal. Además, la ecuación (58) es equivalente a $\bar{W}_m = \Gamma_i^2 * m_i$.

$$\bar{W}_m = \frac{(\sum_{i=1}^n w_i \Phi_{im})^2}{\sum_{i=1}^n w_i \Phi_{im}^2} \quad (58)$$

En donde W_i es el peso de cada piso y Φ_{im} es la forma del modo. En la Tabla 24 se indica los cálculos para la obtención del peso sísmico efectivo, con lo que se obtiene 5506 kips. Este peso representa el 81% de la Masa de la estructura, siendo éste el porcentaje de participación de masa inercial del Primer Modo.

Tabla 24 Peso efectivo sísmico del primer modo

Peso sísmico efectivo del Modo Fundamental					
Nivel	Wi [kips]	Φ_{1i}	$W_i * \Phi_{1i}$	$W_i * (\Phi_{1i}^2)$	W1 [kips] (58)
Techo	598.32	1.00	598.32	598.32	
Piso 6	1'232.57	0.83	1'027.14	855.95	
Piso 5	1'238.70	0.67	825.80	550.54	
Piso 4	1'248.70	0.50	624.35	312.17	
Piso 3	1'256.23	0.33	418.74	139.58	
Piso 2	1'257.47	0.17	209.58	34.93	
Base	21.79	0.00	0.00	0.00	
Total	6'831.99		3'703.94	2'491.49	5'506.39 (2'497.5 tnf)

Factor de participación modal (Γ_1)



El factor de participación modal proporciona una medida de la energía contenida dentro de cada modo resonante, debido a que indica la cantidad de masa del sistema que participa en el modo. El factor de participación para el primer modo está dado por la ecuación 18.5-4 de la ASCE 7 [28], obteniéndose un factor de participación igual a 1.487 como se indica en la Tabla 25. Posteriormente dicho factor será utilizado para la obtención de los valores de la ductilidad efectiva de demanda a fin de validar los valores asumidos en la sección 4.3.2.

$$\Gamma_1 = \frac{\bar{W}_1}{\sum_{i=1}^n w_i \Phi_{i1}} \quad (59)$$

Tabla 25 Propiedades modales

Propiedades del Modo fundamental		
W1 :	5506 kips	ASCE7 Ec.18.4-2b (58)
% de Masa:	0.806 %	
Γ1:	1.487	ASCE7 Ec.18.5-4 (59)

4.3.1.1.3 Amortiguamiento Suplementario del Modo Fundamental

El amortiguamiento viscoso efectivo (β_v) en el modo fundamental de vibración de la estructura está dado por la sección 18.6.2.3 de la ASCE 7 [28].

$$\beta_v = \frac{1}{4\pi} \frac{W_{1j}}{W_1} = \frac{1}{4\pi} \frac{W_{1j}}{1/2 F_{i1} \delta_1} \quad (60)$$

En donde W_{1j} es la suma del trabajo hecho por todos los dispositivos de amortiguamiento en todos los pisos (Área encerrada por la elipse, tal como se muestra en la Figura 35, en donde la fuerza máxima de la elipse está dada por la ecuación (1)), W_1 es la máxima energía de deformación (Área encerrada por el triángulo de la Figura 35), F_{i1} es el vector inercial de fuerza para todos los pisos y δ_1 es el vector de deflexión. Todos estos parámetros corresponden al modo fundamental

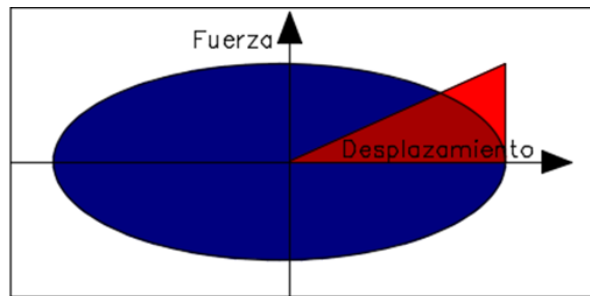


Figura 35 Curva histerética –cambiar color azul

Vector de deflexión en el modo fundamental (δ_1)

El vector de deflexión del modo fundamental (columna tres de la Tabla 27 y la Tabla 28) está dado por la ecuación (61).

$$\delta_1 = S_{di} * \phi_i \quad (61)$$

En donde ϕ_i es la forma del modo fundamental y S_{di} es el desplazamiento espectral que está en función de la aceleración espectral S_{ai} como se indica en la ecuación (62). Los desplazamientos espectrales mostrados en la Tabla 26 fueron calculados con los valores de las aceleraciones espectrales obtenidos del espectro de diseño con los periodos de 3.25 y 2.23 en la dirección X y Y respectivamente.

$$S_{di} = \frac{S_{ai}}{\omega_k^2} \quad (62)$$

Tabla 26 Aceleración y desplazamiento espectral

	X	Y
T 1X :	3.255 seg	T 1Y : 2.232 seg
ω_1 :	1.930 rad/seg	ω_2 : 2.815 rad/seg
Sa 1X :	0.18 g	Sa 1Y : 0.27 g
Sd 1X :	19.136 in (0.49m)	Sd 1Y : 13.113 in (0.33m) (62)

Fuerza Lateral De Diseño (F_{im})

La fuerza lateral de diseño en el nivel i debido al m-ésimo modo de vibración de la estructura en la dirección de interés se determina en base a [38]:

$$F_i = k * u_i \quad (63)$$



En donde u_i es el desplazamiento del piso y k es la rigidez. El desplazamiento de piso se expresa en función del modo, del factor de participación modal y del desplazamiento espectral, como se indica en la ecuación (64), mientras que la rigidez se calcula con la ecuación (65)

$$u_i = \phi_i * \Gamma_k * S_{di} \quad (64)$$

$$k = \omega_k^2 * m_i \quad (65)$$

En donde el desplazamiento espectral está dado por la ecuación (62). Al reemplazar estos parámetros en la ecuación (63) se determina la fuerza lateral de diseño, como se indica a continuación:

$$F_i = m_i * \Gamma_i * \phi_i * S_{di} \quad (66)$$

Para el cálculo de la fuerza lateral de diseño mostrada en la columna ocho de la Tabla 27 y Tabla 28 se ha considerado un factor de participación modal $\Gamma_1 = 1$, ya que se considera una participación modal total, tanto para el modo fundamental como para el residual.

Cálculo de la velocidad del Amortiguador (v_i)

Para el cálculo de la velocidad, mostrado en la columna cinco de la Tabla 27 y Tabla 28, se considera un elemento puramente viscoso sujeto a un desplazamiento de piso axial relativo variable en el tiempo $x(t)$ [14], el mismo que está dado por la siguiente ecuación:

$$x(t) = u_i * \sin(\omega t) \quad (67)$$

Donde u_i es la amplitud del desplazamiento entre los extremos del elemento y ω es la frecuencia. Al derivar esta ecuación obtenemos la expresión para el cálculo de la velocidad $v(t)$:

$$v(t) = \omega * u_i * \cos(\omega t) \quad (68)$$

La relación entre el desplazamiento relativo u_i y la deriva de piso Δ_i esta dada por:

$$u_i = \frac{\Delta_i}{f_i} \quad (69)$$

En donde f_i es el factor de aumento del desplazamiento, el mismo que depende de cómo se encuentra configurado el dispositivo (véase la Figura 36). Para la configuración diagonal utilizada en el diseño de la estructura, f_i es igual a $\cos(\theta)$. Sin embargo, al emplearse el método 3 para el cálculo del coeficiente de amortiguamiento C , el factor f_i ya fue considerado. Por lo que de acuerdo

con la ecuación (69) el desplazamiento relativo u_i es igual a la deriva de piso Δ_i . De donde para el calculo de la velocidad se tiene que $v(t) = \omega * \Delta_i * \cos(\omega t)$. En donde la deriva de piso Δ_i se obtiene de la diferencia entre las deflexiones de entre piso (δ_1) en el modo 1.

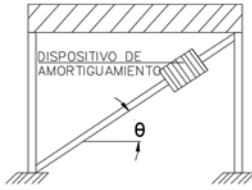
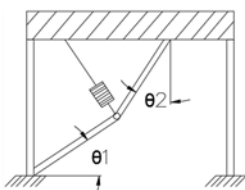
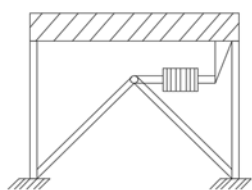
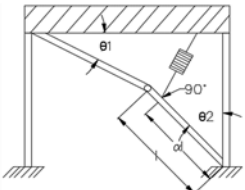
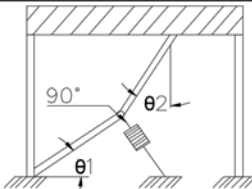
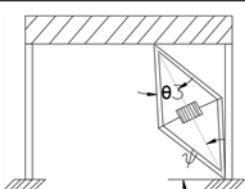
Diagonal		$f = \cos \theta$	Upper Toggle		$f = \frac{\sin \theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} + \sin \theta_1$
Chevron		$f = 1.00$	Reverse Toggle		$f = \frac{\alpha * \cos \theta_1}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} - \cos \theta_2$
Lower Toggle		$f = \frac{\sin \theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)}$	Seissor Jack		$f = \frac{\cos \psi}{\tan \theta_3}$

Figura 36 Configuraciones de los dispositivos viscosos

Amortiguamiento suplementario (β_{vm})

Obtenidos todos los parámetros requeridos por la ecuación (60), se procedió a calcular el amortiguamiento suplementario en la dirección X y Y, como se muestra en la Tabla 27 y Tabla 28 respectivamente.

Tabla 27 Amortiguamiento efectivo del primer modo – Dirección X

Amortiguamiento efectivo del 1er Modo en la Direccion X												
Nivel	Φ_{i1} (53)	δ_{i1} (61)	D_i [in]	v_i [in/s] (68)	W [kips]	Γ_1	F_{i1} [Kips] (66)	W_1	C [k-s-in]	FD [kips] (1)	W_{1j} [k-in]	β_{vm} (60)
Techo	1.000	19.1	3.2	6.2	598	1.0	110	1'057	28	170	1'702	
Piso 6	0.833	15.9	3.2	6.2	1'233	1.0	190	1'512	28	170	1'702	
Piso 5	0.667	12.8	3.2	6.2	1'239	1.0	152	972	28	170	1'702	
Piso 4	0.500	9.6	3.2	6.2	1'249	1.0	115	551	59	361	3'616	28.8%
Piso 3	0.333	6.4	3.2	6.2	1'256	1.0	77	247	59	361	3'616	
Piso 2	0.167	3.2	3.2	6.2	1'257	1.0	39	62	59	361	3'616	
Total								4'401			15'953	



Tabla 28 Amortiguamiento efectivo del primer modo – Dirección Y

Amortiguamiento efectivo del 1er Modo en la Dirección Y												
Nivel	Φ_{i1} (53)	δ_{i1} (61)	D_i [in]	v_i [in/s] (68)	W [kips]	Γ_1	F_{i1} [Kips] (66)	W_1	C [k-s-in]	FD [kips] (1)	W_{1j} [k-in]	β_{vm} (60)
Techo	1.000	13.1	2.2	6.2	598	1.0	179	1'174	14	85	583	11.6%
Piso 6	0.833	10.9	2.2	6.2	1'233	1.0	299	1'634	14	85	583	
Piso 5	0.667	8.7	2.2	6.2	1'239	1.0	240	1'049	14	85	583	
Piso 4	0.500	6.6	2.2	6.2	1'249	1.0	181	593	41	255	1'748	
Piso 3	0.333	4.4	2.2	6.2	1'256	1.0	121	264	41	255	1'748	
Piso 2	0.167	2.2	2.2	6.2	1'257	1.0	62	68	41	255	1'748	
Total								4'782			6'992	

4.3.1.2 Parámetros Del Modo Residual

En el método de las fuerzas laterales equivalentes (ELF) se considera tanto la contribución del primer modo como del modo residual [19]. Por lo que se realizan los siguientes cálculos para la obtención de los parámetros del modo residual.

4.3.1.2.1 Propiedades Del Modo Residual

Las propiedades del Modo residual indicadas en la Tabla 29 se obtienen en base a la sección 18.5.2.7 de la ASCE 7 [28], y están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$T_R = 0.4 T_1 \quad (70)$$

$$\Gamma_R = 1 - \Gamma_1 \quad (71)$$

$$\overline{W}_R = W + \overline{W}_1 \quad (72)$$

Tabla 29 Parámetros residuales

Parametros del Modo Residual			
M. Fundamental		M. Residuales	
TX :	3.255 seg	TRX :	1.302 seg ASCE7 Ec. 18.5-1 ^a (70)
TY :	2.232 seg	TRY :	0.893 seg ASCE7 Ec. 18.5-1 ^a (70)
Γ_1 :	1.487	Γ_R :	-0.487 ASCE7 Ec. 18.5-1 ^a (71)
W1 :	5506 kips	WR :	1347 kips (611 tnf) ASCE7 Ec. 18.5-1 ^a (72)



4.3.1.2.2 Forma Del Modo Residual

De igual manera la forma del modo residual se calcula en base a la sección 18.5.2.7 de la ASCE 7 [28], como se muestra en la Tabla 30.

$$\Phi_{iR} = \frac{1 - \Gamma_1 \Phi_{i1}}{1 - \Gamma_1} \quad (73)$$

Tabla 30 Forma del modo residual

Forma del Modo Residual			
Nivel	Φ_{i1} (53)	$1 - (\Gamma_1 * \Phi_{i1})$	Φ_{iR} (73)
Techo	1.000	-0.487	1.000
Piso 6	0.833	-0.239	0.491
Piso 5	0.667	0.009	-0.018
Piso 4	0.500	0.257	-0.527
Piso 3	0.333	0.504	-1.037
Piso 2	0.167	0.752	-1.546
Base	0.000	0.000	0.000

4.3.1.2.3 Amortiguamiento Suplementario Del Modo Residual

Con los periodos calculados para el modo residual (Tabla 29) se obtuvieron las aceleraciones modales espectrales y los desplazamientos modales espectrales, los mismos que se muestran en la Tabla 31.

Tabla 31 Aceleración y desplazamiento espectral del modo residual

	X		Y
TRX :	1.302 seg	TRY :	0.893 seg
ω_1 :	4.826 rad/seg	ω_2 :	7.038 rad/seg
Sa RX :	0.46 g	Sa RY :	0.67 g
Sd RX :	7.654 in (0.19m)	Sd RY :	5.257 in (0.13m) (62)

Con un procedimiento similar al utilizado para el modo fundamental se obtuvo el amortiguamiento efectivo para el modo residual, mostrado en la Tabla 32 y Tabla 33 para la dirección X y Y respectivamente.



Tabla 32 Amortiguamiento efectivo del modo residual -Dirección X

Amortiguamiento efectivo del Modo Residual en la Dirección X												
Nivel	Φ_{iR} (73)	δ_{iR} (61)	D_i [in]	v_i [in/s] (68)	W [kips]	Γ_1	F_{iR} [Kips] (66)	W_1	C [k-s-in]	FD [kips] (1)	WR_j [k-in]	β_{vR} (60)
Techo	1.000	7.7	3.9	18.8	598	1.0	276	1'057	28	519	6'352	
Piso 6	0.491	3.8	3.9	18.8	1'233	1.0	279	525	28	519	6'352	
Piso 5	-0.018	-0.1	3.9	18.8	1'239	1.0	-10	1	28	519	6'352	
Piso 4	-0.527	-4.0	3.9	18.8	1'249	1.0	-304	614	59	1102	13'498	137.2%
Piso 3	-1.037	-7.9	3.9	18.8	1'256	1.0	-601	2'384	59	1102	13'498	
Piso 2	-1.546	-11.8	-11.8	-57.1	1'257	1.0	-897	5'307	59	-3347	124'416	
Total								9'888			170'470	

Tabla 33 Amortiguamiento efectivo del modo residual -Dirección Y

Amortiguamiento efectivo del Modo Residual en la Dirección Y												
Nivel	Φ_{iR} (73)	δ_{iR} (61)	D_i [in]	v_i [in/s] (68)	W [kips]	Γ_1	F_{iR} [Kips] (66)	W_1	C [k-s-in]	FD [kips] (1)	WR_j [k-in]	β_{vR} (60)
Techo	1.000	5.3	2.7	18.8	598	1.0	403	1'060	14	260	2'185	
Piso 6	0.491	2.6	2.7	18.8	1'233	1.0	408	526	14	260	2'185	
Piso 5	-0.018	-0.1	2.7	18.8	1'239	1.0	-15	1	14	260	2'185	
Piso 4	-0.527	-2.8	2.7	18.8	1'249	1.0	-444	616	41	779	6'555	64.2%
Piso 3	-1.037	-5.4	2.7	18.8	1'256	1.0	-878	2'392	41	779	6'555	
Piso 2	-1.546	-8.1	-8.1	-57.2	1'257	1.0	-1310	5'324	41	-2366	60'415	
Total								9'919			80'079	

Claramente se puede observar que para los modos residuales los valores de amortiguamiento suplementario son mayores que para el modo fundamental. Esto se debe a que en el modo residual se tienen frecuencias mayores tanto en la dirección X y Y, las mismas que a su vez provocan velocidades mayores. Dado que la fuerza de amortiguamiento es directamente proporcional a la velocidad se generarán fuerzas mayores en el modo residual. En base a esta dependencia se generan valores de amortiguamiento suplementario mayores para el modo residual.

4.3.1.3 Ortogonalidad Modal

Una de las propiedades más importantes de los modos normales es la propiedad de ortogonalidad. Esta propiedad hace posible desacoplar las ecuaciones de movimiento. Para la obtención de los parámetros de la estructura, como el cálculo de la fuerza lateral de diseño y el cortante de la base, se emplearon las ecuaciones obtenidas al desacoplar las ecuaciones de movimiento. Es por ello la importancia de verificar esta propiedad.

Para verificar que se cumpla la condición de ortogonalidad entre los modos naturales que corresponden a las diferentes frecuencias naturales de vibración, se deberá cumplir que:

$$\sum_{i=1}^n \phi_{i1} * \phi_{iR} * W = 0 \quad (74)$$

En donde k es la matriz de rigidez y m es la matriz de masa [39]. El modo fundamental (color azul) y el modo residual (color tomate) son presentados en la Figura 37. Ambos modos satisfacen los requerimientos de ortogonalidad de masa para las formas de modo, tal como se muestra en la Tabla 34.

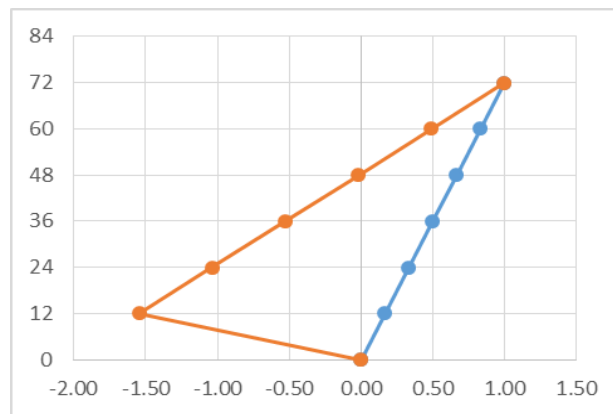


Figura 37 Forma del modo fundamental (azul) y del modo residual (tomate)

Tabla 34 Masa modal ortogonal

Masa Modal Ortogonal					
Nivel	hi [ft]	Wi [kips]	Φ_{i1} (53)	Φ_{iR} (73)	$W*\Phi_R*\Phi_1$ (74)
Techo	72	598	1.00	1.00	598
Piso 6	60	1233	0.83	0.49	504
Piso 5	48	1239	0.67	-0.02	-15
Piso 4	36	1249	0.50	-0.53	-329
Piso 3	24	1256	0.33	-1.04	-434
Piso 2	12	1257	0.17	-1.55	-324
Base	0	22	0.00	0.00	0
TOTAL		6854			0

4.3.2 Ductilidad Efectiva

La razón de ductilidad efectiva (μ) representa una idealización de un comportamiento elastoplástico de la edificación, tal y como se muestra en línea continua de color celeste en la Figura 38 [19]. Esta razón de ductilidad está dada por la siguiente ecuación:

$$\mu = D_i/D_y \quad (75)$$

En donde D_i es el desplazamiento inelástico y D_y es el desplazamiento elástico efectivo. En la Figura 38 se pueden observar los puntos de respuesta elástica (D_e) e inelástica (D_i), los cuales se obtienen de la intersección de las curvas de capacidad y el espectro de demanda. En esta figura se observa que el desplazamiento inelástico es mayor al desplazamiento elástico.

La ASCE 7 [28] en el capítulo 18 presenta expresiones matemáticas que permiten determinar la razón de ductilidad efectiva de una manera más sencilla, con el cálculo inicial de una ductilidad efectiva máxima, para la posterior determinación de las ductilidades efectivas modales.

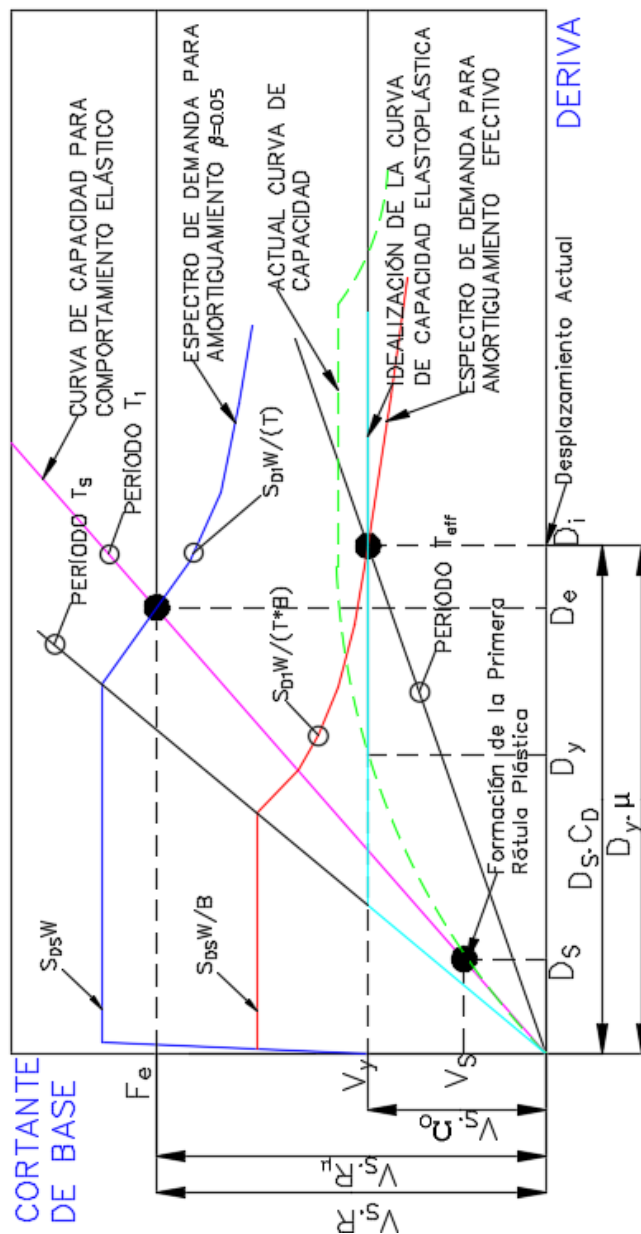


Figura 38 Respuesta estructural de un edificio de un piso



La ductilidad máxima efectiva de demanda se calcula en base a la sección 18.6.4 de la ASCE 7 [27], la cual presenta las ecuaciones (76) y (77). Dado que el periodo fundamental T_1 es mayor a T_s se tiene la ductilidad efectiva máxima de 2.67 calculada con la ecuación (77), como se muestra en la Tabla 35.

$$\text{Para } T_{1D} \leq T_s \quad \mu_{max} = 0.5 \left[\left(\frac{R}{\Omega_0 I_e} \right)^2 + 1 \right] \quad (76)$$

$$\text{Para } T_1 \geq T_s \quad \mu_{max} = \left(\frac{R}{\Omega_0 I_e} \right) \quad (77)$$

Tabla 35 Demanda máxima efectiva de ductilidad

Demanda máxima efectiva de ductilidad			
T1:	3.26 s	$\mu_{max} : 4.06$	$T_{1D} \leq T_s$ ASCE Eq.18.6-11 (76)
Ts:	0.60 s	$\mu_{max} : 2.67$	$T_1 \geq T_s$ ASCE Eq.18.6-12 (77)

Dado que el diseño de la estructura por el método de fuerzas laterales equivalentes depende de los valores de ductilidad, se imponen valores iniciales, que posteriormente son verificados. Para el diseño se requiere la ductilidad efectiva de diseño (μ_D) y la ductilidad efectiva para el máximo sismo considerado (μ_M), tanto para el modo fundamental como para el modo residual.

En el caso del modo fundamental, se utilizó una ductilidad efectiva para el sismo máximo considerado (μ_M) igual a 2.5, respetando la demanda máxima efectiva de 2.67, mientras que se optó por una ductilidad efectiva para el sismo de diseño (μ_D) igual a 1.5 que luego será verificado. Para el caso del modo residual se considera la sección 18.6.2 del ASCE 7 [28], la cual especifica que para modos diferentes al primer modo, los valores de la ductilidad efectiva pueden ser tomados igual a 1, a menos que se demuestre por análisis o por pruebas valores superiores.

Tabla 36 Ductilidad efectiva

Modo Fundamental	Modo Residual
$\mu_{D1} : 1.5$	$\mu_{DR} : 1$
$\mu_{M1} : 2.5$	$\mu_{MR} : 1$

NOTA: Los valores utilizados de la ductilidad efectiva para el diseño de la estructura se muestran en la Tabla 36 y estos serán verificados en la sección 4.4.5, al analizar las respuestas del desplazamiento de la estructura.



4.3.3 Periodo Efectivo del Modo Fundamental

El período efectivo representa la variación del período natural, al considerar un análisis plástico bajo un patrón de cargas laterales proporcionales a la forma del modo fundamental del edificio en condiciones elásticas, y un desplazamiento obtenido de una curva de capacidad espectral elastoplástica [19]. Los periodos efectivos del modo fundamental mostrados en la Tabla 37 se obtuvieron en base a la sección 18.4.2.5 del ASCE 7 [28].

$$T_{1D} = T_1 \sqrt{\mu_{D1}} \quad (78)$$

$$T_{1M} = T_1 \sqrt{\mu_{M1}} \quad (79)$$

En donde T_{1D} es el periodo para el sismo de diseño, T_{1M} es el periodo para el sismo máximo considerado (MCE), T_1 es el periodo fundamental, μ_{D1} y μ_{M1} son las ductilidades efectivas del sismo de diseño y del sismo máximo considerado respectivamente para el modo fundamental.

Tabla 37 Periodo del modo fundamental

Periodos del Modo Fundamental [seg]			
	X	Y	
T ₁ :	3.255	2.232	
T_{1D} :	3.987	2.734	ASCE Ec. 18.4-6 (78)
T_{1M} :	5.147	3.529	ASCE Ec. 18.4-7 (79)

4.3.4 Amortiguamiento Efectivo

El amortiguamiento efectivo para el desplazamiento de diseño (β_{mD}) y para el máximo desplazamiento (β_{mM}) de los modos de vibración son calculados en base a la sección 18.6.2 de la ASCE 7 [28].

$$\beta_{mD} = \beta_1 + \beta_{vm} \sqrt{\mu_D} + \beta_{HD} \quad (80)$$

$$\beta_{mM} = \beta_1 + \beta_{vm} \sqrt{\mu_M} + \beta_{HM} \quad (81)$$

En donde β_1 es el amortiguamiento inherente de la estructura, β_{vm} es el amortiguamiento suplementario, β_{HD} es el amortiguamiento histerético.



- **Amortiguamiento Inherente (β_1)**

El amortiguamiento inherente representa el amortiguamiento propio de la estructura. Se basa en el tipo de material, configuración, y el comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales. En la sección 18.6.2.1 de la ASCE 7 [28] se especifica que el amortiguamiento inherente no debe tomar valores mayores al 5% del amortiguamiento crítico, por lo que se utilizó este valor para el diseño de la estructura.

- **Amortiguamiento Suplementario (β_V)**

El amortiguamiento suplementario representa el amortiguamiento adicional a la estructura debido a los disipadores de fluido viscoso. Este fue calculado en la sección 4.3.1.1.3 para el Modo fundamental y en la sección 4.3.1.2.3 para el Modo Residual

- **Amortiguamiento histerético (β_H)**

El amortiguamiento histerético representa el amortiguamiento adicional de la estructura debido a los elementos elásticos y se obtiene en base a la sección 18.6.2.2 de la ASCE 7 [28], donde está dado por:

$$\beta_{HD} = q_H(0.64 - \beta_1) \left(1 - \frac{1}{\mu_D}\right) \quad (82)$$

$$\beta_{HM} = q_H(0.64 - \beta_1) \left(1 - \frac{1}{\mu_M}\right) \quad (83)$$

En donde $q_H = 0.67(T_s/T_1)$ es el factor de ajuste del ciclo de histéresis, que se obtiene de la sección 18.6.2.2.1 de la ASCE 7 [28], β_1 es el amortiguamiento inherente de la estructura, μ_D es la ductilidad efectiva de demanda para el sismo de diseño y μ_M es la ductilidad efectiva de demanda para el sismo máximo considerado.

A continuación, en la Tabla 38 se indica los amortiguamientos efectivos obtenidos para el desplazamiento de diseño y para el máximo desplazamiento en la dirección X y Y.



Tabla 38 Amortiguamiento efectivo

Amortiguamiento Efectivo					
		X	Y		
A. inherente	β_1 :	5%	5%	ASCE7	18.6.2.1
A. Suplementario	β_{v1} :	29%	12%	ASCE7	18.6.2.3 (60)
	β_{vR} :	137%	64%	ASCE7	18.6.2.3 (60)
	qH :	0.5	0.5	ASCE7	Ec.18.6-5
A. histerético	β_{HD} :	10%	10%	ASCE7	Ec.18.6-3 (82)
	β_{HM} :	18%	18%	ASCE7	Ec.18.6-4 (83)
A. Efectivo	β_{1D} :	50%	29%	ASCE7	Ec.18.6-1 (80)
	β_{1M} :	68%	41%	ASCE7	Ec.18.6-2 (81)

También se consideró un amortiguamiento residual, el cual varía de las ecuaciones anteriores únicamente en que se utiliza la ductilidad efectiva para el modo residual. El amortiguamiento residual calculado se muestra en la Tabla 39. Este se usará para el cálculo del cortante sísmico y para los desplazamientos de techo del modo residual.

$$\beta_R = \beta_1 + \beta_{vm} \sqrt{\mu_R} + \beta_{HM} \quad (84)$$

Tabla 39 Amortiguamiento residual

	X	Y	
β_R :	152%	79%	ASCE7 Ec. 18.6-1 (84)

Además, es necesario definir un amortiguamiento β_{1E} , el cual no considera el amortiguamiento histerético y es similar al amortiguamiento β_{v+1} . Este amortiguamiento está definido en la sección 18.1.3 de la ASCE 7 [28]. Su valor se muestra en la Tabla 40 y es requerido para el cálculo de los desplazamientos de techo del modo fundamental.

$$\beta_{1E} = \beta_1 + \beta_{v1} \quad (85)$$

Tabla 40 amortiguamiento β_{1E}

	X	Y	
β_{1E} :	34%	17%	ASCE7 18.2.2.1 (85)

Cálculo de los Coeficientes De Amortiguamiento



La ASCE 7 [28] presenta tabulados en la sección 18.6.1 los valores del coeficiente de amortiguamiento, tal y como se muestra en la Tabla 41. Estos valores pueden ser utilizados siempre y cuando el período de la estructura sea mayor o igual a T_0 , como en éste caso. Estos valores indican la reducción de la respuesta de la estructura que se espera por el amortiguamiento adicional. Los coeficientes de amortiguamiento obtenidos para este diseño son presentados en la Tabla 42.

Tabla 41 Coeficientes de amortiguamiento – ASCE 7

ASCE 7 (Tabla 18.6-1)		
Amortiguamiento Efectivo β (Porcentaje del Crítico)		Coeficiente de Amortiguamiento B (Para $T > T_0$)
\leq	2	0.8
	5	1.0
	10	1.2
	20	1.5
	30	1.8
	40	2.1
	50	2.4
	60	2.7
	70	3.0
	80	3.3
	90	3.6
\geq	100	4.0

Tabla 42 Coeficientes de amortiguamiento para el diseño

Coeficientes de Amortiguamiento			
	X		Y
β_{1D} : 50.2%	B_{1D} : 2.40	β_{1D} : 29.1%	B_{1D} : 1.77
β_{1M} : 68.3%	B_{1M} : 2.95	β_{1M} : 41.1%	B_{1M} : 2.13
β_R : 152.0%	B_R : 4.00	β_R : 79.1%	B_R : 3.27
β_{E1} : 33.8%	B_{E1} : 1.91	β_{E1} : 16.6%	B_{E1} : 1.40

4.3.5 Cortante Sísmico de Base

El cortante sísmico de base (V) para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas es una estimación de la máxima fuerza lateral esperada debida al movimiento sísmico del suelo y a una porción del peso. Depende del coeficiente sísmico C_s y de la ductilidad de la estructura. Se obtiene en base a la sección 18.5.2.1 de la ASCE 7 [28]



$$V = \sqrt{V_1^2 + V_R^2} \geq V_{min} \quad (86)$$

$$V_1 = C_{S1} \overline{W}_1 \quad (87)$$

$$V_R = C_{SR} \overline{W}_R \quad (88)$$

En donde V_1 es el cortante de base del modo fundamental dado en la sección 18.5.2.2 de la ASCE 7 [28], V_R es el cortante de base del modo residual dado en la sección 18.5.2.6 de la ASCE 7 [28], C_S es el coeficiente de respuesta para el modo fundamental, \overline{W}_1 es el peso sísmico del modo efectivo fundamental, C_{SR} es el coeficiente de respuesta para el modo residual, \overline{W}_R es el peso efectivo de la estructura para el modo efectivo residual y V_{min} es el valor mínimo del cortante de base permisible para el diseño de la estructura de sistema resistente a fuerzas sísmicas.

4.3.5.1 Coeficientes de Respuesta Sísmica

Coeficiente de respuesta sísmica para el Modo Fundamental

El cálculo del coeficiente de respuesta sísmico (C_{S1}) se basa en la NEHRP (2000) [20]. Esta determina el cortante de base cuando se forma la primera rótula plástica (Figura 38), para llegar a una estimación conservativa del cortante de base [19]. Para el modo fundamental, los coeficientes de respuesta sísmica mostrados en la

Tabla 43 se obtienen en base a la sección 18.5.2.4 de la ASCE 7 [28].

$$C_{S1} = \left(\frac{R}{C_d}\right) \frac{S_{D1}}{\Omega_o B_{1D}} \quad \text{para } T_{1D} < T_s \quad (89)$$

$$C_{S1} = \left(\frac{R}{C_d}\right) \frac{S_{D1}}{T_{1D}(\Omega_o B_{1D})} \quad \text{para } T_{1D} \geq T_s \quad (90)$$

Tabla 43 Coeficientes de respuesta sísmica del Modo fundamental

Modo Fundamental		
	X	Y
T _{1D} :	3.987	2.734
T _s :	0.600	0.600
C_{s1} :	0.030	0.060

ASCE7 18.5.2.4 (90)



Coeficiente de respuesta sísmica para el Modo Residual

Los coeficientes de respuesta sísmica para el modo residual (C_{SR}) mostrados en la Tabla 44, se obtienen en base a la sección 18.5.2.8 de la ASCE 7 [28].

$$C_{SR} = \left(\frac{R}{C_d} \right) \frac{S_{DS}}{(\Omega_o B_R)} \quad (91)$$

Tabla 44 Coeficientes de respuesta sísmica del Modo residual

Modo Residual	
X	Y
CSR : 0.121	0.148 ASCE7 Ec.18.5-15 (91)

4.3.5.2 Calculo del Cortante de Base

El primer paso para determinar el cortante sísmico de base es calcular el cortante mínimo, basado en la sección 18.2.2.1 de la ASCE7 [28], con lo que se obtuvo los valores mostrados en la Tabla 45. Estos valores coinciden con el cortante de 321 kips de la sección 3.7.2.1, con el que fue diseñada la estructura a resistencia.

Tabla 45 Cortante de Base Mínimo

Cortante de Base Mínima			
	X	Y	
Vmin (a) :	0.52 V	0.72 V	ASCE7 Ec.18.2-1 (49)
Vmin (b) :	0.75 V	0.75 V	ASCE7 Ec.18.2-2 (50)
Vmin :	321 kips (146 tnf)	321 kips (146 tnf)	

Posterior a esto, se realiza el cálculo del cortante sísmico de base con la ecuación (86). Para lo cual se calculó el cortante para el modo fundamental y para el modo residual, con los cuales se obtuvo el cortante sísmico de base mostrado en la Tabla 46.

Tabla 46 Cortante Sísmica de Base

Cortante Sísmica de Base			
	X	Y	
V 1 :	167.2 kips	331.1 kips	ASCE7 Ec.18.5-2 (87)
V R :	163.3 kips	199.8 kips	ASCE7 Ec.18.5-10 (88)
V :	233.7 kips (106 tnf)	386.7 kips (175 tnf)	ASCE7 Ec.18.5-1 (86)



El cortante sísmico de Base en la dirección Y de 386.7 kips supera al cortante mínimo de 321 kips con el que fue diseñada la estructura. Para esta problemática se tiene dos alternativas:

1. Incrementar las secciones, considerando la nueva cortante de base en la dirección Y.
2. Incrementar la capacidad de los disipadores viscosos, lo que permitirá la disminución de la cortante sísmica de base de 386.7 kips.

Para este diseño se optó por incrementar la capacidad de los disipadores de fluido viscoso. Por lo que mediante un proceso iterativo se obtuvieron los nuevos coeficientes de amortiguamiento en la dirección Y mostrados en la Tabla 47 , con los cuales se cumple los requerimientos de la cortante. Además se obtuvieron los nuevos coeficientes de amortiguamiento mostrados en la Tabla 48 y los cortantes sísmicos de base mostrados en la Tabla 49. Como se puede ver en la Tabla 49 el cortante sísmico de base en la dirección Y es de 318.3 kips, menor al cortante con el que fue diseñada la estructura a resistencia, por lo que no se requiere realizar más iteraciones de la constante de Amortiguamiento.

Tabla 47 Constantes de Amortiguamiento iterados por 3ra vez

Nivel	Constante de Amortiguamiento [k-sec-in]			
	Anterior		Actual	
	Cx	Cy	Cx	Cy
Techo	8	4	8	10
Piso 6	8	4	8	10
Piso 5	8	4	8	10
Piso 4	17	12	17	20
Piso 3	17	12	17	20
Piso 2	17	12	17	20

Tabla 48 Coeficientes de Amortiguamiento

Coeficientes de Amortiguamiento			
X		Y	
β 1D : 50.2%	B 1D : 2.40	β 1D : 41.6%	B 1D : 2.15
β 1M : 68.3%	B 1M : 2.95	β 1M : 57.2%	B 1M : 2.61
β R : 152.0%	B R : 4.00	β R : 126.3%	B R : 4.00
β E1 : 33.8%	B E1 : 1.91	β E1 : 26.8%	B E1 : 1.70

Tabla 49 Cortante Sísmicas de la Base obtenidas mediante iteración

Cortante Sísmica de Base			
	X	Y	
V 1 :	167.2 kips	273.2 kips	ASCE7 Ec.18.5-2 (87)
V R :	163.3 kips	163.3 kips	ASCE7 Ec.18.5-10 (88)
V :	233.7 kips (106 tnf)	318.3 kips (144 tnf)	ASCE7 Ec.18.5-1 (86)

4.4 Respuesta de Desplazamiento.

En esta sección se determina los parámetros requeridos por el fabricante de los disipadores de fluido viscoso. Para lo cual, se realiza el cálculo de los desplazamientos de techo, las deflexiones de piso, las derivas de piso y las velocidades de piso. Además, se realizó la comprobación de las ductilidades efectivas asumidas, tanto para el sismo de diseño como para el sismo máximo considerado (MCE).

4.4.1 Desplazamientos del Techo

Los desplazamientos de techo se calculan tanto para el sismo de diseño como para el sismo máximo considerado.

Para el sismo de diseño los desplazamiento de techo del modo fundamental (D_{1D}) y del modo residual (D_{RD}) mostrados en la Tabla 50 se obtienen en base a la sección 18.5.3.1 de la ASCE 7 [28], al aplicar las siguientes ecuaciones:

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_1 \frac{S_{DS}T_{1D}^2}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_1 \frac{S_{DS}T_1^2}{B_{1D}} \quad \text{para } T_{1D} < T_s \quad (92)$$

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_1 \frac{S_{D1}T_{1D}}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_1 \frac{S_{D1}T_1}{B_{1E}} \quad \text{para } T_{1D} \geq T_s \quad (93)$$

$$D_{RD} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_R \frac{S_{D1}T_R}{B_R} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_R \frac{S_{DS}T_R^2}{B_R} \quad (94)$$

Tabla 50 Desplazamientos del techo ante el sismo de diseño

Desplazamientos de Techo			
	X	Y	
Para $T_{1D} < T_S$	96.19 in	50.67 in	ASCE7 Ec.18.4-12a (92)
Para $T_{1D} \geq T_S$	14.84 in	11.43 in	ASCE7 Ec.18.4-12b (93)
D_{1D}:	14.84 in (0.38m)	11.43 in (0.29m)	
D_{RD} :	-0.93 in (0.02m)	-0.64 in (0.016m)	ASCE7 Ec.18.4-13 (94)

Para el sismo máximo considerado (MCE) los desplazamientos de techo del modo fundamental (D_{1D}) y del modo residual (D_{RD}) mostrados en la Tabla 51 se obtienen en base a la sección 18.4.3.5 de la ASCE 7 [28], al aplicar las siguientes ecuaciones:

$$D_{1M} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_1 \frac{S_{MS} T_{1M}^2}{B_{1M}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_1 \frac{S_{MS} T_1^2}{B_{1E}} \quad \text{para } T_{1M} < T_s \quad (95)$$

$$D_{1M} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_1 \frac{S_{M1} T_{1M}}{B_{1M}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_1 \frac{S_{M1} T_1}{B_{1E}} \quad \text{para } T_{1M} \geq T_s \quad (96)$$

$$D_{RM} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_R \frac{S_{M1} T_R}{B_{RM}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_R \frac{S_{MS} T_R^2}{B_{RM}} \quad (97)$$

Tabla 51 Desplazamiento de techo para el MCE

Desplazamientos de Techo			
	X	Y	
Para $T_{1M} < T_S$	195.95 in	103.98 in	ASCE7 Ec. 18.4-12a (95)
Para $T_{1M} \geq T_S$	22.84 in	17.68 in	ASCE7 Ec. 18.4-12b (96)
D_{1M}	22.84 in (0.58m)	17.68 in (0.45m)	
D_{RM} :	-1.39 in (-0.03m)	-0.96 in (-0.02m)	ASCE7 Ec. 18.4-13 (97)

4.4.2 Deflexiones de Piso

La deflexión total de piso (δ_m) de la estructura para un sismo m se obtiene mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) o la combinación cuadrática de las deflexiones modales, en base a la sección 18.5.3.1 de la ASCE 7 [28].

$$\delta_m = \sqrt{\delta_{1m}^2 + \delta_{Rm}^2} \quad (98)$$

$$\delta_{1m} = D_{1m} \Phi_{i1} \quad (99)$$



$$\delta_{Rm} = D_{Rm} \Phi_{iR} \quad (100)$$

En donde δ_{1m} es la deflexión del modo fundamental, δ_{Rm} es la deflexión del modo residual, D_{1m} es el desplazamiento de techo para el modo fundamental, D_{Rm} es el desplazamiento de techo para el modo residual, Φ_{i1} es la forma del modo fundamental y Φ_{iR} es la forma del modo residual.

A continuación, se indican las deflexiones de piso, en la Tabla 51 para el sismo de diseño y en la Tabla 53 para el sismo máximo considerado. Estos valores se obtuvieron utilizando los desplazamientos de techo calculados en la sección 4.4.1.

Tabla 52 Deflexión de piso para el sismo de diseño

Nivel	Φ_{i1} (53)	Φ_{iR} (73)	Deflexión de Piso [in]									
			X					Y				
			δ_{1D} (99)	Δ_{1D}	δ_{RD} (100)	Δ_{RD}	δ_D (98)	δ_{1D} (99)	Δ_{1D}	δ_{RD} (100)	Δ_{RD}	δ_D (98)
Techo	1.00	1.00	14.84	2.47	-0.93	-0.47	14.87	11.43	1.91	-0.64	-0.32	11.45
Piso 6	0.83	0.49	12.37	2.47	-0.46	-0.47	12.38	9.53	1.91	-0.31	-0.32	9.53
Piso 5	0.67	-0.02	9.89	2.47	0.02	-0.47	9.89	7.62	1.91	0.01	-0.32	7.62
Piso 4	0.50	-0.53	7.42	2.47	0.49	-0.47	7.44	5.72	1.91	0.34	-0.32	5.73
Piso 3	0.33	-1.04	4.95	2.47	0.96	-0.47	5.04	3.81	1.91	0.66	-0.32	3.87
Piso 2	0.17	-1.55	2.47	2.47	1.44	1.44	2.86	1.91	1.91	0.99	0.99	2.14
Base	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 53 Deflexiones de piso para el MCE

Nivel	Φ_{i1} (53)	Φ_{iR} (73)	Deflexión de Piso [in]									
			X					Y				
			δ_{1M} (99)	Δ_{1M}	δ_{RM} (100)	Δ_{RM}	δ_M (98)	δ_{1M} (99)	Δ_{1M}	δ_{RM} (100)	Δ_{RM}	δ_M (98)
Techo	1.00	1.00	22.84	3.81	-1.39	-0.71	22.89	17.68	2.95	-0.96	-0.49	17.70
Piso 6	0.83	0.49	19.04	3.81	-0.68	-0.71	19.05	14.73	2.95	-0.47	-0.49	14.74
Piso 5	0.67	-0.02	15.23	3.81	0.03	-0.71	15.23	11.79	2.95	0.02	-0.49	11.79
Piso 4	0.50	-0.53	11.42	3.81	0.74	-0.71	11.45	8.84	2.95	0.50	-0.49	8.85
Piso 3	0.33	-1.04	7.61	3.81	1.45	-0.71	7.75	5.89	2.95	0.99	-0.49	5.98
Piso 2	0.17	-1.55	3.81	3.81	2.16	2.16	4.38	2.95	2.95	1.48	1.48	3.30
Base	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

4.4.3 Derivas de Piso

La deriva total de piso (Δ_m) para un sismo m se obtiene mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) o la combinación cuadrática de las derivas modales, en base a la sección 18.5.3.3 de la ASCE 7 [28].

$$\Delta_m = \sqrt{\Delta_{1m}^2 + \Delta_{Rm}^2} \quad (101)$$

En donde Δ_{1m} es la deriva de piso debido al modo fundamental y Δ_{Rm} es la deriva de piso debido al modo residual.

A continuación se indican las derivas de piso, en la Tabla 54 para el sismo de diseño y en la Tabla 56 para el sismo máximo considerado. Las derivas modales mostradas se obtienen de la diferencia de las deflexiones modales entre dos pisos consecutivos, como se muestra en la Tabla 52 y en la Tabla 53.

Tabla 54 Derivas de piso para el sismo de diseño

Derivas de Piso [in]						
Nivel	X			Y		
	Δ_{1D}	Δ_{RD}	Δ_D (101)	Δ_{1D}	Δ_{RD}	Δ_D (101)
Techo	2.47	-0.47	2.52	1.91	-0.32	1.93
Piso 6	2.47	-0.47	2.52	1.91	-0.32	1.93
Piso 5	2.47	-0.47	2.52	1.91	-0.32	1.93
Piso 4	2.47	-0.47	2.52	1.91	-0.32	1.93
Piso 3	2.47	-0.47	2.52	1.91	-0.32	1.93
Piso 2	2.47	1.44	2.86	1.91	0.99	2.14
Base	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 55 Derivas de piso para el MCE

Derivas de Piso [in]						
Nivel	X			Y		
	Δ_{1M}	Δ_{RM}	Δ_M (101)	Δ_{1M}	Δ_{RM}	Δ_M (101)
Techo	3.81	-0.71	3.87	2.95	-0.49	2.99
Piso 6	3.81	-0.71	3.87	2.95	-0.49	2.99
Piso 5	3.81	-0.71	3.87	2.95	-0.49	2.99
Piso 4	3.81	-0.71	3.87	2.95	-0.49	2.99
Piso 3	3.81	-0.71	3.87	2.95	-0.49	2.99
Piso 2	3.81	2.16	4.38	2.95	1.48	3.30
Base	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Nuestro caso de interés es la obtención de la razón de deriva de piso para el sismo de diseño. Por lo que con los datos obtenidos en la Tabla 54 se realizó el cálculo de la razón de deriva mostrada en la Tabla 56, considerando una altura de pisos de 12 ft (3.7m). Con lo que se verifica el correcto diseño de la



estructura al cumplirse con el límite máximo del 2% establecido en la sección 12.12.1 de la ASCE 7 [28] para esta edificación.

Tabla 56 Razón de las derivas para el sismo de diseño

Razón de Derivas de Piso		
Nivel	X	Y
Techo	1.75%	1.34%
Piso 6	1.75%	1.34%
Piso 5	1.75%	1.34%
Piso 4	1.75%	1.34%
Piso 3	1.75%	1.34%
Piso 2	1.99%	1.49%
Base	0.00%	0.00%

4.4.4 Velocidades de Piso

El cálculo de la velocidad de piso (∇_D) para un sismo m se obtiene mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) o la combinación cuadrática de las velocidades modales, en base a la sección 18.5.3.4 de la ASCE 7 [28].

$$\nabla_m = \sqrt{\nabla_{1m}^2 + \nabla_{Rm}^2} \quad (102)$$

$$\nabla_{1m} = 2\pi \frac{\Delta_{1m}}{T_{1m}} \quad (103)$$

$$\nabla_{Rm} = 2\pi \frac{\Delta_{Rm}}{T_R} \quad (104)$$

En donde ∇_{1m} es la velocidad del modo fundamental, ∇_{Rm} es la velocidad del modo residual, Δ_{1m} es la deriva del piso debido al modo fundamental, Δ_{Rm} es la deriva del piso debido al modo residual, T_{1m} es el periodo efectivo del modo fundamental y T_R es el periodo residual.

A continuación se indican las velocidades de piso, en la Tabla 57 para el sismo de diseño y en la Tabla 58 para el sismo máximo considerado.



Tabla 57 Velocidad de piso para el sismo de diseño

NIVEL	Velocidad de piso [in/seg]					
	X			Y		
	∇_{1D} (103)	∇_{RD} (104)	∇_D (102)	∇_{1D} (103)	∇_{RD} (104)	∇_D (102)
Techo	3.9	-2.3	4.5 (0.11m/s)	4.4	-2.3	4.9 (0.12m/s)
Piso 6	3.9	-2.3	4.5 (0.11m/s)	4.4	-2.3	4.9 (0.12m/s)
Piso 5	3.9	-2.3	4.5 (0.11m/s)	4.4	-2.3	4.9 (0.12m/s)
Piso 4	3.9	-2.3	4.5 (0.11m/s)	4.4	-2.3	4.9 (0.12m/s)
Piso 3	3.9	-2.3	4.5 (0.11m/s)	4.4	-2.3	4.9 (0.12m/s)
Piso 2	3.9	6.9	8.0 (0.20m/s)	4.4	6.9	8.2 (0.21m/s)
Base	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Tabla 58 Velocidades por piso para el MCE

NIVEL	Velocidad de piso [in/seg]					
	X			Y		
	∇_{1M} (103)	∇_{RM} (104)	∇_M (102)	∇_{1M} (103)	∇_{RM} (104)	∇_M (102)
Techo	6.0	-3.4	6.9 (0.17m/s)	6.8	-3.4	7.6 (0.19m/s)
Piso 6	6.0	-3.4	6.9 (0.17m/s)	6.8	-3.4	7.6 (0.19m/s)
Piso 5	6.0	-3.4	6.9 (0.17m/s)	6.8	-3.4	7.6 (0.19m/s)
Piso 4	6.0	-3.4	6.9 (0.17m/s)	6.8	-3.4	7.6 (0.19m/s)
Piso 3	6.0	-3.4	6.9 (0.17m/s)	6.8	-3.4	7.6 (0.19m/s)
Piso 2	6.0	10.4	12.0 (0.30m/s)	6.8	10.4	12.4 (0.31m/s)
Base	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

4.4.5 Comprobación de la Ductilidad Efectiva

Una vez obtenidas los desplazamientos de techo es posible validar los valores asumidos en la sección 4.3.2 para la ductilidad efectiva. Se calculó la ductilidad efectiva de demanda para el sismo de diseño (μ_D) y para el sismo máximo considerado (μ_M) en base a la sección 18.6.3 de la ASCE 7 [28].

$$\mu_D = \frac{D_{1D}}{D_Y} \geq 1.0 \quad (105)$$

$$\mu_M = \frac{D_{1D}}{D_Y} \geq 1.0 \quad (106)$$

$$D_Y = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \left(\frac{\Omega_0 C_d}{R} \right) \Gamma_1 C_{s1} T_1^2 \quad (107)$$



En donde D_Y es el desplazamiento del centro de rigidez del nivel del techo de la estructura en el punto de rendimiento efectivo del sistema resistente a fuerza sísmica, D_{1D} es el desplazamiento de techo para el modo fundamental para el sismo de diseño y D_{1M} es el desplazamiento de techo para el modo fundamental para el sismo máximo considerado. A continuación se indican las ductilidades efectivas, en la Tabla 59 para el sismo de diseño (μ_D) y en la Tabla 60 para el sismo máximo considerado (μ_M). Con estos valores se verifica las ductilidades asumidos en la sección 4.3.2, ya que los valores obtenidos son similares a los asumidos.

Tabla 59 Demanda de la ductilidad efectiva el sismo de diseño

Demanda de la ductilidad efectiva			
	X	Y	
D y :	9.65 in	7.41 in	ASCE7 Ec.18.6-10 (107)
μ_D Calculado:	1.54	1.54	ASCE7 Ec.18.6-9 (105)
μ_D Asumido:	1.50	1.50	

Tabla 60 Demanda efectiva de la ductilidad para el MCE

Demanda de la ductilidad efectiva			
	X	Y	
D y :	9.65 in	7.41 in	ASCE7 Ec.18.6-10 (107)
μ_M Calculado:	2.37	2.38	ASCE7 Ec.18.6-9 (106)
μ_M Asumido:	2.50	2.50	

4.4.6 Respuesta Del Disipador

En esta sección se considera la inclinación de los disipadores con respecto a la horizontal, con la finalidad de obtener su respuesta axial. Se obtienen las respuestas para el sismo de diseño y el sismo máximo considerado, y la sección finaliza con una tabla de las especificaciones de diseño de los disipadores para el fabricante.

4.4.6.1 Desplazamiento Axial

En la sección 4.4.3 se obtuvieron los desplazamientos horizontales por piso, pero para obtener los desplazamientos axiales de los disipadores se debe considerar su inclinación de 21.8 grados con respecto a la horizontal.



Obteniéndose los desplazamiento axial mostrados en la Tabla 61 para el sismo de diseño y en la Tabla 62 para el sismo máximo considerado.

Tabla 61 Desplazamiento axial de los Amortiguadores para el Sismo de Diseño

Desplazamiento axial de los Amortiguadores [in]				
Nivel	Deriva de piso [ΔD]		Desplazamiento Axial del amortiguador	
	X	Y	X	Y
Techo	2.52	1.93	2.34	1.79
Piso 6	2.52	1.93	2.34	1.79
Piso 5	2.52	1.93	2.34	1.79
Piso 4	2.52	1.93	2.34	1.79
Piso 3	2.52	1.93	2.34	1.79
Piso 2	2.86	2.14	2.66	1.99
Base	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 62 Desplazamiento axial del disipador para el Sismo Máximo Considerado

Desplazamiento axial de los Amortiguadores [in]				
Nivel	Deriva de piso [ΔM]		Desplazamiento Axial del amortiguador	
	X	Y	X	Y
Techo	3.87	2.99	3.60	2.77
Piso 6	3.87	2.99	3.60	2.77
Piso 5	3.87	2.99	3.60	2.77
Piso 4	3.87	2.99	3.60	2.77
Piso 3	3.87	2.99	3.60	2.77
Piso 2	4.38	3.30	4.06	3.06
Base	0.00	0.00	0.00	0.00

4.4.6.2 Velocidad Axial

En la sección 4.4.4 se obtuvieron las velocidades horizontales por piso, pero para obtener las velocidades axiales de los disipadores se debe considerar su inclinación de 21.8 grados con respecto a la horizontal. Obteniéndose los valores mostrados en la Tabla 63 para el sismo de diseño y en la Tabla 64 para el sismo máximo considerado.



Tabla 63 Velocidad axial de los amortiguadores el Sismo de Diseño

Velocidad axial de los amortiguadores [in/seg]				
Nivel	Velocidad de piso [∇D]		Velocidad Axial del amortiguador	
	X	Y	X	Y
Techo	4.52	4.94	4.20	4.59
Piso 6	4.52	4.94	4.20	4.59
Piso 5	4.52	4.94	4.20	4.59
Piso 4	4.52	4.94	4.20	4.59
Piso 3	4.52	4.94	4.20	4.59
Piso 2	7.96	8.20	7.39	7.62
Base	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 64 Velocidad axial del disipador para el Sismo Máximo Considerado

Velocidad axial de los amortiguadores				
Nivel	Velocidad de piso [∇M]		Velocidad Axial del amortiguador	
	X	Y	X	Y
Techo	6.91	7.59	6.42	7.05
Piso 6	6.91	7.59	6.42	7.05
Piso 5	6.91	7.59	6.42	7.05
Piso 4	6.91	7.59	6.42	7.05
Piso 3	6.91	7.59	6.42	7.05
Piso 2	12.01	12.41	11.15	11.53
Base	0.00	0.00	0.00	0.00

4.4.6.3 Fuerza De Los Disipadores

La máxima fuerza de los disipadores para comportamientos lineales se calcula en base a la ecuación (1). Una vez obtenido el coeficiente de Amortiguamiento y la velocidad por piso de la estructura se procede a calcular la fuerza de los disipadores para el sismo de diseño en la Tabla 65 y para el sismo máximo considerado en la Tabla 66.

$$F_D = C * \dot{u}$$



Tabla 65 Fuerza del disipador ante el Sismo de Diseño

Nivel	Fuerza del Disipador					
	C		∇ [in/sec]		F [kips] (1)	
	X	Y	X	Y	X	Y
Techo	8.0	10.0	4.2	4.6	34 (15 tnf)	46 (21 tnf)
Piso 6	8.0	10.0	4.2	4.6	34 (15 tnf)	46 (21 tnf)
Piso 5	8.0	10.0	4.2	4.6	34 (15 tnf)	46 (21 tnf)
Piso 4	17.0	20.0	4.2	4.6	71 (32 tnf)	92 (42 tnf)
Piso 3	17.0	20.0	4.2	4.6	71 (32 tnf)	92 (42 tnf)
Piso 2	17.0	20.0	7.4	7.6	126 (57 tnf)	152 (69 tnf)
Base	0.0	0.0	0.0	0.0	0	0

Tabla 66 Fuerza del disipador para el Sismo Máximo Considerado

Nivel	Fuerza del Disipador					
	C		∇ [in/sec]		F [kips] (1)	
	X	Y	X	Y	X	Y
Techo	8.0	10.0	6.4	7.0	51 (23 tnf)	70 (32 tnf)
Piso 6	8.0	10.0	6.4	7.0	51 (23 tnf)	70 (32 tnf)
Piso 5	8.0	10.0	6.4	7.0	51 (23 tnf)	70 (32 tnf)
Piso 4	17.0	20.0	6.4	7.0	109 (49 tnf)	141 (64 tnf)
Piso 3	17.0	20.0	6.4	7.0	109 (49 tnf)	141 (64 tnf)
Piso 2	17.0	20.0	11.2	11.5	190 (86 tnf)	231 (104 tnf)
Base	0.0	0.0	0.0	0.0	0	0

4.4.6.4 Especificaciones De Los Disipadores

En la Tabla 67 se presenta a manera de resumen los parámetros que describen el comportamiento del disipador de fluido viscoso lineal. Se indica las constantes de amortiguamiento, desplazamientos axiales, velocidades y las fuerzas por piso. Estas propiedades son desarrolladas por el fabricante mediante variaciones en el proceso de construcción mecánico del disipador, y realizando variaciones en los orificios del pistón.



Tabla 67 Requerimientos de los disipadores lineales

Nivel	C [kips -sec/in]]		Desplazamiento Axial del amortiguador		V [in/sec]		F [kips]	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Techo	8.0	10.0	3.6	2.8	6.4	7.0	51	70
Piso 6	8.0	10.0	3.6	2.8	6.4	7.0	51	70
Piso 5	8.0	10.0	3.6	2.8	6.4	7.0	51	70
Piso 4	17.0	20.0	3.6	2.8	6.4	7.0	109	141
Piso 3	17.0	20.0	3.6	2.8	6.4	7.0	109	141
Piso 2	17.0	20.0	4.1	3.1	11.2	11.5	190	231
Base	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	0

Estos valores fueron obtenidos para el máximo sismo considerado, ya que la sección 18.7.1.2 de la ASCE 7 [28] especifica que los dispositivos de amortiguamiento y sus conexiones deben dimensionarse de manera que resistan las fuerzas, los desplazamientos, y las velocidades del movimiento del suelo del sismo máximo considerado

4.5 Resumen del Capítulo 4

Sección 4.1

En esta sección se especifican las consideraciones tomadas para la localización de los disipadores de fluido viscoso.

Sección 4.2

En esta sección se calculan las constantes de amortiguamiento C de los disipadores de fluido viscoso, considerando un análisis lineal. Para ello se emplea el método 3 explicado en la sección 2.2.3.1

Sección 4.3

En esta sección se aplica el método de las fuerzas laterales equivalentes para la obtención del cortante sísmico de base (V).

Primero se determinan los parámetros modales: la forma del modo (Φ), el peso sísmico efectivo (\bar{W}_m), el factor de participación modal (Γ), y el amortiguamiento suplementario (β_v), tanto para el modo fundamental como para el modo residual. Para el cálculo del amortiguamiento suplementario se calcula además el vector de deflexión del modo (δ_i), la fuerza lateral de diseño (F_i) y la velocidad relativa entre los extremos del dispositivo (v_i).



Segundo, se asumen las ductilidades efectivas (μ_D y μ_M), se determinan los períodos efectivos del primer modo (T_{1D} y T_{1M}) y los amortiguamientos efectivos (β_{mD} y β_{mM}), tanto para el sismo de diseño como para el sismo máximo considerado. Además, se determina un amortiguamiento residual (β_R), y un amortiguamiento β_{1E} , para la obtención de los coeficientes de amortiguamiento (B).

Por último se realiza el cálculo del cortante sísmico de base (V) a partir de los cortantes del modo fundamental (V_1) y del modo residual (V_R). Obtenido el cortante sísmico de base se analiza si es menor o igual al cortante de diseño, que se obtuvo en el capítulo III. Si estos son mayores, se deberá incrementar las secciones de los elementos estructurales o incrementar la capacidad de los disipadores modificando el valor de las constantes de amortiguamiento C, hasta que la cortante de base de diseño sea menor al cortante sísmico de base.

Sección 4.4

En esta sección se va a determinar los parámetros requeridos por el fabricante de los disipadores de fluido viscoso. Se procede a calcular tanto para el sismo de diseño como para el sismo máximo considerado: el desplazamiento de techo (D_D y D_M), la deflexión de piso (δ_D y δ_M), la deriva de piso (Δ_D y Δ_M), las velocidades de piso (∇_D y ∇_M) y finalmente las fuerzas de los disipadores. Además, se determina los desplazamientos elásticos efectivos (D_Y) para verificar los valores de las ductilidades efectivas asumidas (μ_D y μ_M).



CAPITULO V: CONCLUSIONES

Se ha colocado un total de 48 disipadores, 8 en cada piso, 4 en cada dirección dispuestos de manera que trabajen a torsión es decir dos a cada lado. En la Tabla 67 se presenta a manera de resumen los parámetros que describen el comportamiento del disipador de fluido viscoso lineal. Se indican las constantes de amortiguamiento, los desplazamientos axiales, las velocidades y las fuerzas por piso requeridas por los disipadores de fluido viscoso. Estas propiedades son desarrolladas por el fabricante mediante variaciones en el proceso de construcción mecánico del disipador, y realizando variaciones en los orificios del pistón.

- En la Tabla 67 se muestra las características de cada uno de los disipadores, en donde se puede observar que se han utilizado disipadores de un solo tipo para los tres primeros pisos y de otro tipo para los 3 últimos pisos, esto se debe a facilidades constructivas.
- Al analizar la estructura con disipadores de fluido viscoso los periodos de vibración se mantuvieron, debido a que este tipo de disipadores no proporcionan rigidez adicional a la estructura. Sin embargo, se encontró que los desplazamientos máximos y los esfuerzos producidos por el sismo disminuyeron notablemente en cada uno de los pisos.
- El amortiguamiento suplementario que proveen los disipadores de energía de fluido viscoso permite a la estructura tener un mejor comportamiento frente a cargas sísmicas, reduciendo las derivas de piso. Como se muestra en la Tabla 56 las derivas de la estructura con disipadores de fluido viscoso son menores a las derivas obtenidas en la estructura sin disipadores, mostradas en la Tabla 17.
- El costo en acero de los elementos estructurales es mucho menor al utilizar marcos resistentes a momento, ya que se requieren secciones de menores dimensiones para lograr la resistencia de diseño. Además, al utilizar disipadores de fluido viscoso no se requiere incrementar las secciones para cumplir con los límites de derivas de la norma ASCE 7.
- Como se ha mostrado en este documento el método empleado para que la estructura cumpla con los requerimientos de estabilidad es relativamente sencillo, ya que es un método iterativo que requiere únicamente la variación de la constante de amortiguamiento.
- Además de ser utilizado para el diseño de los disipadores de fluido viscoso, la respuesta de desplazamiento de los disipadores para el



sismo máximo considerado es importante dentro del diseño de las conexiones. Ya que las conexiones deberán soportar eventos extremos.

- En este documento se realizó un análisis de la estructura con disipadores lineales. Sin embargo, si se considera la no linealidad de los disipadores se puede disipar la misma fuerza con una menor deformación, tal y como se muestra en el Anexo 3 (Figura 40). Además, se puede concluir que a menor exponente de amortiguamiento menor deformación.
- Para velocidades menores a la velocidad de diseño los amortiguadores viscosos no lineales presentan una mayor fuerza de disipación en comparación a los amortiguadores viscosos lineales, como se observa en la Figura 13.
- En el Anexo 6 se realizó un análisis tiempo historia no lineal, utilizando tres registros acelerograficos de los sismos de Northridge, Manjil y Duzce en donde se pudo concluir que:
 - El edificio cumple con las razones de deriva de 2% establecidas en la norma ASCE 7. Sin embargo, tuvieron que incrementarse las secciones de vigas y columnas de los marcos resistentes a momento, ya que no se cumplía con los requerimientos de demanda capacidad.
 - Los desplazamientos máximos en el techo se obtienen del sismo de Manjil en la dirección X y del sismo Duzce en la dirección Y
 - Las razones de deriva máximas de entrepiso se obtienen del sismo de Manjil en el piso 3 en la dirección X y del sismo Duzce en el piso 5 en la dirección Y.
 - En los gráficos de las curvas histeréticas de uno de los disipadores del último piso tanto para la dirección X y Y (Figura 70 a la Figura 75), se puede observar que para el sismo de Northridge el rango de fuerza esta entre -48 a 32 Kips en la dirección X y de -130 a 120 Kips en la dirección Y. Para el sismo de Manjil está entre -90 a 60 Kips en la dirección X y de -50 a 35 Kips en la dirección Y. Para el sismo de Duzce está entre -75 a 60 Kips en la dirección X y de -140 a 120 Kips en la dirección Y.
 - El máximo desplazamiento en la dirección X se produce por el sismo de Manjil, siendo este de 13.89 pulgadas a los 10.76 segundos.
 - El máximo desplazamiento en la dirección Y se produce por el sismo de Duzce, siendo este de 12.94 pulgadas a los 11.26 segundos.
 - Al observar las gráficas tiempo – historia (Figura 76 a la Figura 81) claramente se puede observar que existe una disminución



considerable de los desplazamientos al incorporar disipadores de fluido viscoso a la edificación.

- Además, los disipadores de fluido viscoso permiten un ahorro considerable tanto en costos de reparación y los costos que involucran la interrupción del servicio de una edificación [40].



BIBLIOGRAFÍA

- [1] Ó. C. Ortiz Panchi, J. García Mayordomo, and R. Capote del Villa, "Sismotectónica y peligrosidad sísmica en Ecuador," 2013.
- [2] INSTITUTO GEOFISICO, "Informe técnico del sismo de Pedernales," Quito, 2016.
- [3] T. Jester, "COMPARATIVE STUDY OF VISCOELASTIC SEISMIC DAMPING SYSTEMS," Lehigh University, 1992.
- [4] Camara Chilena de la Construcción, "Protección Sísmica de Estructuras," Santiago de Chile, Nov-2011.
- [5] J. Arroyo, "METODOLOGÍA PARA CALCULAR LA RESPUESTA DE ESTRUCTURAS CON AMORTIGUADORES VISCOSOS," *Rev. Int. Desastr. Nat.*, vol. 4, 2004.
- [6] Structural Engineers Association of Northern California, *2012 IBC*, vol. 5. California: SEAOC, 2012.
- [7] M. Montanaro, "SISTEMAS DE CONTROL DE VIBRACIONES EN ESTRUCTURAS DE GRAN ALTURA," *Informes la Construcción*, vol. 53, no. 477, 2002.
- [8] J. Oviedo and M. del P. Duque, "SISTEMAS DE CONTROL DE RESPUESTA SÍSMICA EN EDIFICACIONES," *Metallic Hysteretic Dampers As a Seismic Response Control Technique in Colombian Buildings.*, no. 11, Medellín, pp. 51–63, Dec-2006.
- [9] J. Ahumada, "SISTEMAS DE CONTROL EN ESTRUCTURAS," *Inge-CUC*, vol. 6, no. 6, Barranquilla, Oct-2010.
- [10] D. Gomez, J. Marulanda, and P. Thomson, "SISTEMAS DE CONTROL PARA LA PROTECCIÓN DE ESTRUCTURAS CIVILES SOMETIDAS A CARGAS DINÁMICAS," *Dyna*, vol. 75, no. 155, 2008.
- [11] B. Samali and K. Kwok, "Use of viscoelastic dampers in reducing wind- and earthquake-induced motion of building structures," *Eng. Struct.*, vol. 17, no. 9, pp. 639–654, 1995.
- [12] A. Costa, "ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS CON DISIPADORES DE ENERGÍA VISCOELÁSTICOS USANDO ESPECTROS Y ACELEROGRAMAS," ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO, 2007.
- [13] G. Villareal and R. Oviedo, *EDIFICACIONES CON DISIPADORES DE ENERGIA*, Primera. Lima: Asamblea Nacional de Rectores, 2009.



-
- [14] C. Christopoulos and A. Filatrou, *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*. Pavia: IUSS Press, 2006.
- [15] M. Symans, M. Constantinou, D. Taylor, and K. Garnjost, "SEMI-ACTIVE FLUID VISCOUS DAMPERS FOR SEISMIC RESPONSE CONTROL," 1994.
- [16] D. Taylor and I. Katz, "SEISMIC PROTECTION WITH FLUID VISCOUS DAMPERS FOR THE TORRE MAYOR, A 57-STORY OFFICE TOWER IN MEXICO CITY, MEXICO," *Taylor Devices, Inc.*, p. 17, 2002.
- [17] A. Tena, "DISIPACIÓN PASIVA DE ENERGÍA EN MÉXICO: UN ESTADO DEL ARTE," *VII Congr. Nac. Ing. Sísmica*, p. 38, 2003.
- [18] G. Hart and K. Wong, *Structural Dynamics for Structural Engineers*. New York: John Wiley & Sons, Inc., 2000, pp. 276–591.
- [19] O. Ramirez *et al.*, *Development and Evaluation of Simplified Procedures for Analysis and Design of Buildings with Passive Energy Dissipation Systems*, Primera. New York: Universidad de Buffalo, 2000.
- [20] FEMA 273, *NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*, no. October. 1997.
- [21] S. Silvestri, G. Gasparini, and T. Trombetti, "A Five-Step Procedure for the Dimensioning of Viscous Dampers to Be Inserted in Building Structures," *J. Earthq. Eng.*, vol. 14, no. 3, pp. 417–447, 2010.
- [22] T. A. Trombetti and S. Silvestri, "On the modal damping ratios of shear-type structures equipped with Rayleigh damping systems," vol. 292, pp. 21–58, 2006.
- [23] H. K. Miyamoto, A. Gilani, C. Ariyaratana, and A. Wada, "Limit states and failure mechanism of viscous dampers and the implications for large earthquakes," *Int. Assoc. Earthq. Eng.*, vol. 44, no. February, pp. 657–675, 2015.
- [24] A. Hwang, "Viscous Dampers: Practical Application Issues for the Structural Engineer," Massachusetts Institute of Technology, 1998.
- [25] S. Tezcan and O. Uluca, "Reduction of earthquake response of plane frame buildings by viscoelastic dampers," *Eng. Struct.*, vol. 25, no. 14, pp. 1755–1761, 2003.
- [26] D. Lee, S. Hong, and J. Kim, "Analysis of a building structure with Added Viscoelastic Dampers," *Earthq. Eng. Soc. Korea*, vol. 2, 1998.
- [27] D. Taylor, "FLUID DAMPERS FOR APPLICATIONS OF SEISMIC ENERGY DISSIPATION AND SEISMIC ISOLATION," *Taylor Devices, Inc.*, 2010.
- [28] American Society of Civil Engineers, *ASCE/SEI 7*. Estados Unidos de America, 2010.
- [29] E. For, S. Isolated, B. With, and S. Damping, "2012 Ibc."
-



-
- [30] F. Crisafulli and E. Villfañe, “ESPECTROS DE RESPUESTA Y DE DISEÑO,” *Ing. Sismoresistente*, pp. 1–22, 2002.
- [31] C. S. Putcha, “Seismic Hazard Analysis,” vol. 58, no. 4, pp. 679–688, 1996.
- [32] R. Aguiar, *Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de corte*. Barcelona, 2007.
- [33] American Institute of Steel Construction, *AISC 360-10*. Estado Unidos de America, 2010.
- [34] B. Rafezy, “What Makes a Special Moment Frame SPECIAL ?,” no. Abril, p. 3, 2017.
- [35] American Institute of Steel Construction, *ANSI/AISC 358-16*. Estado Unidos de America, 2016.
- [36] American Institute of Steel Construction, “AISC 341-10,” *Seism. Provisions Struct. Steel Build.*, no. 1, p. 402, 2010.
- [37] Ö. Atlayan, “Effect of Viscous Fluid Dampers on Steel Moment Frame Designed for Strength and Hybrid Steel Moment Frame Design,” Virginia Polytechnic Institute and State University, 2008.
- [38] A. Seleemah and M. Constantinou, “Investigation of Seismic Response of Buildings with Linear and Nonlinear Fluid Viscous Dampers,” 1997.
- [39] A. Chopra, *DYNAMICS OF STRUCTURES*, Cuarta. Boston: Prentice Hall, 2007.
- [40] D. Guevara and P. Torres, “DISEÑO DE UN EDIFICIO APORTICADO CON AMORTIGUADORES DE FLUIDO-VISCOZO EN DISPOSICIÓN DIAGONAL,” PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ, 2012.



ANEXOS

Anexo 1: Secciones de los Elementos Estructurales Diseñadas a Gravedad

En este anexo se presenta los cálculos tabulados realizados para la obtención de las secciones de los elementos pertenecientes a los marcos diseñados a gravedad, en base a la AISC 360.

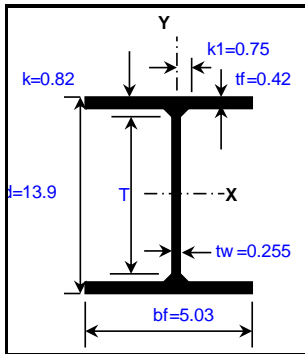
Diseño de Vigas a Gravedad

1. Viga a Gravedad W14x26

Para este caso se realizó la validación de la hoja de cálculo con el programa ETABS. A continuación, se presenta los resultados obtenidos de la Hoja de cálculo, con la que se obtuvo una relación demanda-capacidad de 93%. Posteriormente se encuentra el informe del programa ETABS, con el cual se obtiene la misma relación. Lo que verifica los valores de la hoja de cálculo elaborada.



VIGA - DISEÑO POR GRAVEDAD



W14x26		
A =	7.69	in.^2
d =	13.900	in.
tw =	0.255	in.
bf =	5.030	in.
tf =	0.420	in.
T =	11-5/8	in.
k =	0.8200	in.
k1 =	0.7500	in.
gage =	2-3/4	in.
rt =	1.280	in.
d/Af =	6.59	
lx =	245.00	in.^4
Sx =	35.30	in.^3
rx =	5.650	in.
ly =	8.91	in.^4
Sy =	3.55	in.^3
ry =	1.080	in.
Zx =	40.20	in.^3
Zy =	5.54	in.^3
J =	0.36	in.^4
Ow =	405	in.^6
a =	54.12	in.
Wno =	16.90	in.^2
Sw =	8.94	in.^4
Qf =	6.76	in.^3
Qw =	19.70	in.^3

Secciones Compactas Aisc360. Tabla B4.1b		
Alma		
λ_{fb} =	5.99	Compacto
λ_{hd} =	9.15	
Ala		
λ_{web} =	51.22	Compacto
λ_{hd} =	90.55	

a: Clear distance between transverse stiffeners

DATOS			
STEEL PROPERTIES		B= DIMENTIONS	
Fy=	50 ksi	L=	360 in long. de la viga
Es=	29000 ksi	a=	in
CARGAS		k=	1.00 Long. Efec. Aisc360, Tabla C-A-7.1
Pr	0 kips	FACTORS	
Mrx	140.131 kip-ft	Φ_c =	0.9 Fact. Compr. Aisc360. E1
Mry	0 kip-ft	Φ_b =	0.9 Fact. Flex. Aisc360. F1
Vr	22.832 kips	Φ_v =	1 Fact. Corte Aisc360. G1 - G2.1a
Apoysos X	100	Lb	3.5643564 in long. entre apoyos later.
Apoysos X	0	Lb max	53.8704 in long. max entre apoyos
		Carga max	2.1126 kips Carga que resiste la ala
CALCULOS			
Carga Axial			
Calculos		Comentarios	
kL/ry=	3.30	Cumple, Seccion no esbelta	Aisc360. E2
kL/rx=	63.72	Cumple, Seccion no esbelta	Aisc360. E2
Fey=	26277 ksi	Tension de pandeo elastico - Y	Aisc360. Ec.E3-4
Fex=	70.50 ksi	Tension de pandeo elastico - X	Aisc360. Ec.E3-4
Fcry=	49.96 ksi	Tension critica - Y	Aisc360. E2
Fcrx=	37 ksi	Tension critica - X	Aisc360. E2
$\Phi_c P_{ny}$ =	345.77 kips	Sobre el eje debil - Y	CUMPLE Aisc360. Ec.E3-1
$\Phi_c P_{nx}$ =	257.17 kips	Sobre el eje debil - X	CUMPLE Aisc360. Ec.E3-1
Momentos			
Calculos		Comentarios	
Lp=	45.78 in	Limite Lp	Aisc360. Ec F2-5
ho=	13.48 in	Distancia ente los centros de las alas	-
ris=	1.30	c=1, para secciones simetricas I	Aisc360. Ec F2-7
c=	1		Aisc360. Ec F2-8a
Lr=	121.84 in	Limite Lr	Aisc360. Ec F2-6
Mp=	167.50 kip-ft	Momento Elastico	Aisc360. Ec F2-1
Cb=	1	Valor conservativo Cb=1	Aisc360. Com F1
Mn=	167.50 kip-ft	Lateral-Tors. Buckling (Lp < Lb ≤ Lr)	Aisc360. Ec F2-2
Fcr=	38346.19	Lateral-Tors. Buckling (Lb > Lr)	Aisc360. Ec F2-4
Mn=	167.50 kip-ft		Aisc360. Ec F2-3
$\Phi_b M_n$ =	150.75 kip-ft	< Lp - No hay LTB	CUMPLE
Cortante			
Calculos		Comentarios	
Aw =	3.54 in.^2	Area transversal del alma	Aisc360. G2.1
h =	13.06 in	Distancia entre almas	
kv =	5.00	Coficiente de pandeo de la cortante	
Cv =	1.00	Coficiente de cortante del alma	
$\Phi_v V_n$ =	106.34 kip		CUMPLE
Esfuerzos Combinados			
Pr	0.00 kips	Fuerza axial requerida	
Mrx	140.13 kip-ft	Resistencia a flexion requerida - X	
Mry	0.00 kip-ft	Resistencia a flexion requerida - Y	
Pc	257.17 kips	Fuerza axial de diseño	
Mcx	150.75 kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - X	
Mcy	1.00 kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - Y	
Pr/Pc	0.00		
F. comb.	0.93	≤ 1	CUMPLE Aisc360. H1-1



ETABS 2016 Steel Frame Design

AISC 360-05 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details							
Level	Element	Unique Name	Location (ft)	Combo	Element Type	Section	Classification
ROOF	B31	154	29.49583	DStIS2	Ordinary Moment Frame	W14X26	Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio		
L (ft)	LLRF	Stress Ratio Limit
30.00000	0.64	1

Analysis and Design Parameters			
Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors				
$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0	0	1	0.8	0.8

Design Code Parameters						
Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties					
A (ft ²)	J (ft ⁴)	I ₃₃ (ft ⁴)	I ₂₂ (ft ⁴)	A _{v3} (ft ²)	A _{v2} (ft ²)
0.0534	0.000017	0.011815	0.00043	0.0293	0.0246

Design Properties						
S ₃₃ (ft ³)	S ₂₂ (ft ³)	Z ₃₃ (ft ³)	Z ₂₂ (ft ³)	r ₃₃ (ft)	r ₂₂ (ft)	C _w (ft ⁶)
0.0204	0.00205	0.023264	0.003206	0.47037	0.0897	1.355E-04

Material Properties			
E (kip/ft ²)	f _y (kip/ft ²)	R _y	α
4176000	7200	1.1	NA

Stress Check forces and Moments						
Location (ft)	P _u (kip)	M _{u33} (kip-ft)	M _{u22} (kip-ft)	V _{u2} (kip)	V _{u3} (kip)	T _u (kip-ft)
29.49583	0	-140.1313	0	22.832	0	0.0006

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)						
	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.969	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.001	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling		
L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
0.001	1	1

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

$$D/C \text{ Ratio} = (P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$$

0.93 = 0 + 0.93 + 0



Axial Force and Capacities

P_u Force (kip)	ϕP_{nc} Capacity (kip)	ϕP_{nt} Capacity (kip)
0	253.074	346.05

Moments and Capacities

	M_u Moment (kip-ft)	ϕM_n Capacity (kip-ft)	ϕM_n No L_{TBD} (kip-ft)
Major Bending	140.1313	150.75	150.75
Minor Bending	0	20.775	

Shear Design

	V_u Force (kip)	ϕV_n Capacity (kip)
Major Shear	22.832	106.335
Minor Shear	0	114.08

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kip)	Load Combo	Right End Reaction (kip)	Load Combo
20.038	DS1S2	22.832	DS1S2



2. Viga a Gravedad W16X26

VIGA - DISEÑO POR GRAVEDAD				
DATOS				
STEEL PROPERTIES		B= DIMENTIONS		
Fy=	50	ksi	L= 360 in long. de la viga	
Es=	29000	ksi	a= in	
CARGAS		k= 1.00 Long. Efec. AISC360, Tabla C-A-7.1		
Pr	0	kips	FACTORS	
Mrx	158.482	kip-ft	Φ _c = 0.9	Fact. Compr. Aisc360. E1
Mry	0	kip-ft	Φ _b = 0.9	Fact. Flex. Aisc360. F1
Vr	32.361	kips	Φ _v = 1	Fact. Corte Aisc360. G1 - G2.1a
Apoysos X	100		Lb 3.5643564	in long. entre apoyos later.
Apoysos X	0		Lb max 55.8656	in long. max entre apoyos
			Carga max 1.8975	kips Carga que resiste la ala
W16x26				
A =	7.68	in. ²		
d =	15.700	in.		
tw =	0.250	in.		
bf =	5.500	in.		
tf =	0.345	in.		
T =	13-5/8	in.		
k =	0.7470	in.		
k1 =	0.7500	in.		
gage =	2.75	in.		
rt =	1.360	in.		
d/Af =	8.27			
lx =	301.00	in. ⁴		
Sx =	38.40	in. ³		
rx =	6.260	in.		
ly =	9.59	in. ⁴		
Sy =	3.49	in. ³		
ry =	1.120	in.		
Zx =	44.20	in. ³		
Zy =	5.48	in. ³		
J =	0.26	in. ⁴		
Cw =	565	in. ⁶		
a =	74.72	in.		
Wno =	21.10	in. ²		
Sw =	10.00	in. ⁴		
Qf =	6.95	in. ³		
Qw =	21.60	in. ³		
Secciones Compactas Aisc360. Tabla B4.1b				
Alma				
λ _{rig} =	7.97		Compacto	
λ _{hd} =	9.15			
Ala				
λ _{web} =	60.04		Compacto	
λ _{hd} =	90.55			
a: Clear distance between transverse stiffeners				
CALCULOS				
Carga Axial				
Calculos		Comentarios		Norma
kL/ry=	3.18		Cumple, Seccion no esbelta	Aisc360. E2
kL/rx=	57.51		Cumple, Seccion no esbelta	Aisc360. E2
Fey=	28260	ksi	Tension de pandeo elastico - Y	Aisc360. Ec.E3-4
Fex=	86.54	ksi	Tension de pandeo elastico - X	Aisc360. Ec.E3-4
Fcry=	49.96	ksi	Tension critica - Y	Aisc360. E2
Fcrx=	39	ksi	Tension critica - X	Aisc360. E2
Φ _c P _{ny} =	345.34	kips	Sobre el eje debil - Y	CUMPLE Aisc360. Ec.E3-1
Φ _c P _{nx} =	271.37	kips	Sobre el eje debil - X	CUMPLE Aisc360. Ec.E3-1
Momentos				
Calculos		Comentarios		Norma
Lp=	47.47	in	Limite Lp	Aisc360. Ec F2-5
ho=	15.36	in	Distancia ente los centros de las alas	-
r _{ts} =	1.38		c=1, para secciones simetricas I	Aisc360. Ec F2-7
c=	1			Aisc360. Ec F2-8a
Lr=	109.58	in	Limite Lr	Aisc360. Ec F2-6
Mp=	184.17	kip-ft	Momento Elastico	Aisc360. Ec F2-1
Cb=	1		Valor conservativo Cb=1	Aisc360. Com F1
Mn=	184.17	kip-ft	Lateral-Tors. Buckling (Lp < Lb ≤ Lr)	Aisc360. Ec F2-2
F _{cr} =	43190.44			Aisc360. Ec F2-4
Mn=	184.17	kip-ft	Lateral-Tors. Buckling (Lb > Lr)	Aisc360. Ec F2-3
Φ _b M _n =	165.75	kip-ft	< Lp - No hay LTB	CUMPLE
Cortante				
Calculos		Comentarios		Norma
A _w =	3.93	in. ²	Area transversal del alma	
h=	15.01	in	Distancia entre almas	
kv=	5.00		Coficiente de pandeo de la cortante	Aisc360. G2.1
C _v =	0.99		Coficiente de cortante del alma	Aisc360. G2.1
Φ _v V _n =	116.17	kip		CUMPLE
Esfuerzos Combinados				
Pr	0.00	kips	Fuerza axial requerida	
Mrx	158.48	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - X	
Mry	0.00	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - Y	
Pc	271.37	kips	Fuerza axial de diseño	
Mcx	165.75	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - X	
Mcy	1.00	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - Y	
Pr/Pc	0.00			
F. comb.	0.96		≤ 1	CUMPLE Aisc360. H1-1



Diagram for Beam B10 at Story STORY6 (W16X26) ✕

Load Case/Load Combination

Load Case
 Load Combination
 Modal Case

LC = 1.2D + 1.6L

End Offset Location

I-End: 0.3354 ft

J-End: 29.3875 ft

Length: 30.0000 ft

Component

Major (V2 and M3)

Display Location

Show Max
 Scroll for Values

Shear V2

32.361 kip at 29.3875 ft

Moment M3

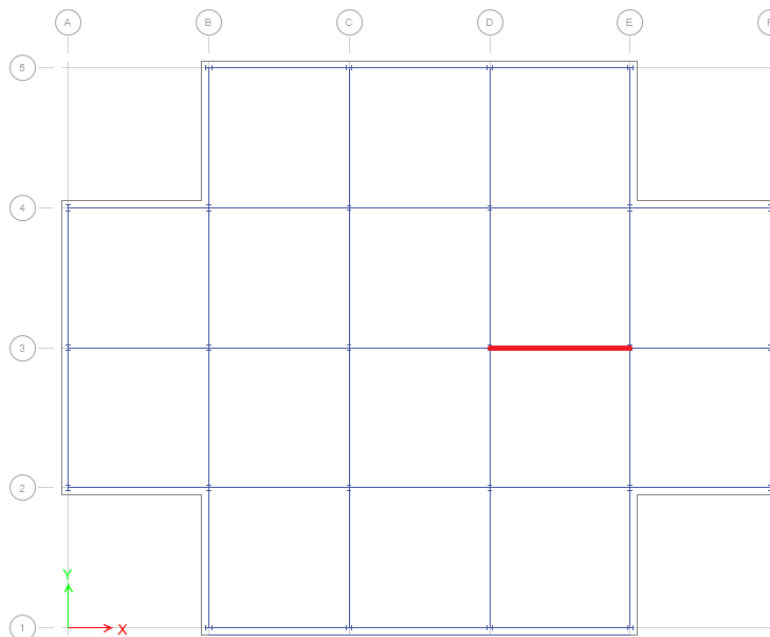
-158.4824 kip-ft at 29.3875 ft

Deflection (Down +)

0.087358 ft at 13.8931 ft

Absolute
 Relative to Frame Minimum
 Relative to Beam Ends
 Relative to Story Minimum

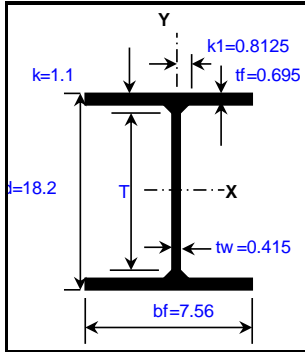
Done





3. Viga a Gravedad W16X60

VIGA - DISEÑO POR GRAVEDAD



W18x60	
A =	17.60 in. ²
d =	18.200 in.
tw =	0.415 in.
bf =	7.560 in.
tf =	0.695 in.
T =	15-1/2 in.
k =	1.1000 in.
k1 =	0.8125 in.
gage =	3-1/2 in.
rt =	1.960 in.
d/Af =	3.47
lx =	984.00 in. ⁴
Sx =	108.00 in. ³
rx =	7.470 in.
ly =	50.10 in. ⁴
Sy =	13.30 in. ³
ry =	1.680 in.
Zx =	123.00 in. ³
Zy =	20.60 in. ³
J =	2.17 in. ⁴
Cw =	3860 in. ⁶
a =	67.87 in.
Wno =	33.10 in. ²
Sw =	43.50 in. ⁴
Qf =	21.80 in. ³
Qw =	60.80 in. ³

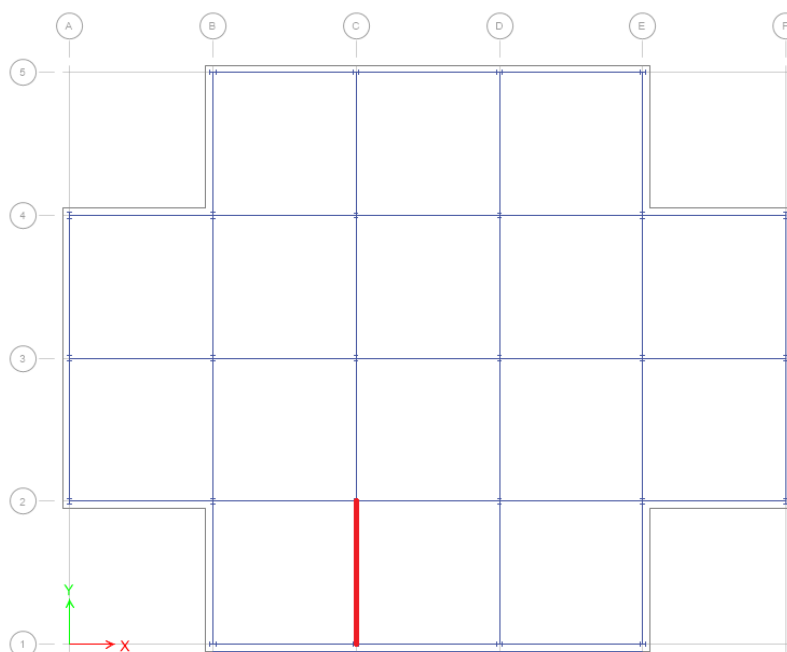
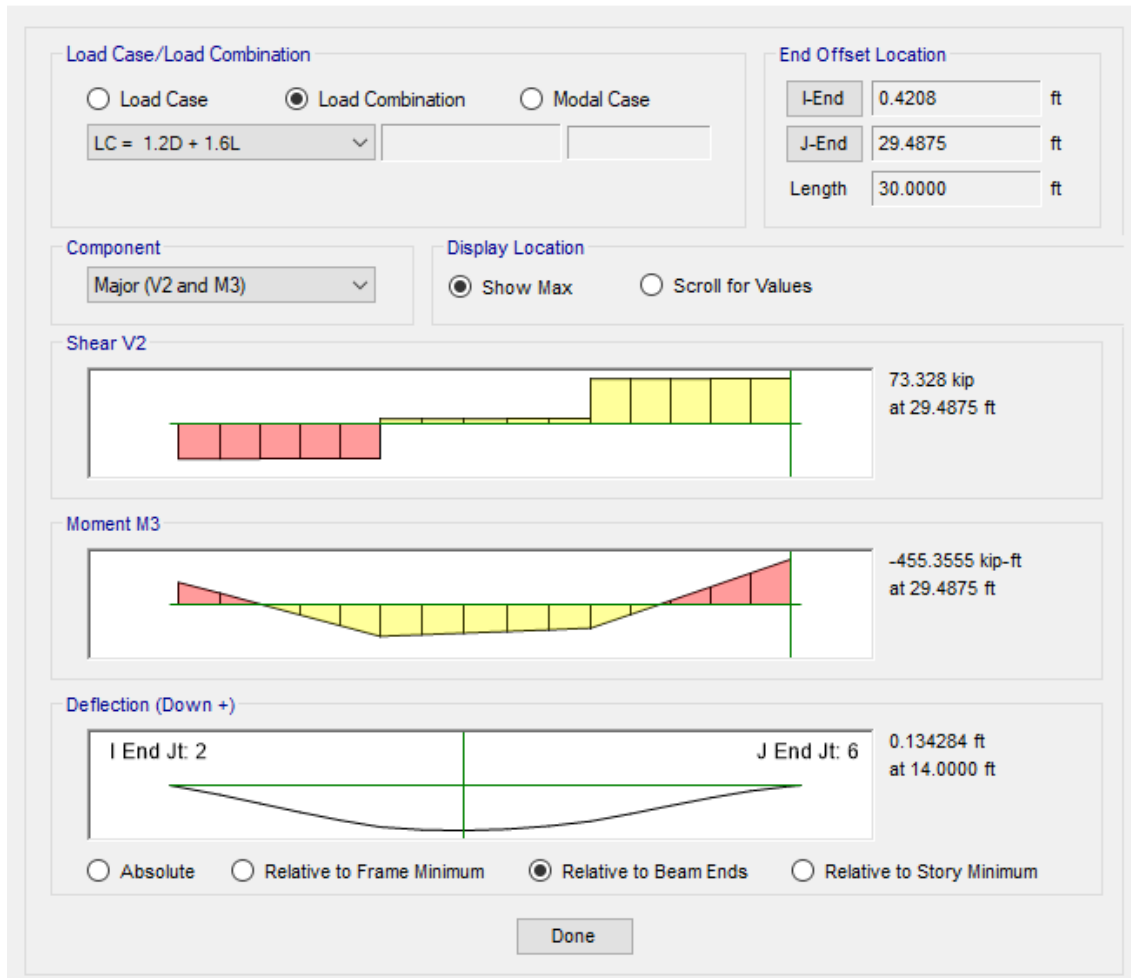
Secciones Compactas Aisc360. Tabla B4.1b	
Alma	
λ_{fb} =	5.44 Compacto
λ_{hd} =	9.15
Ala	
λ_{web} =	40.51 Compacto
λ_{hd} =	90.55

a: Clear distance between transverse stiffeners

DATOS			
STEEL PROPERTIES		B= DIMENTIONS	
Fy=	50 ksi	L=	360 in long. de la viga
Es=	29000 ksi	a=	in
CARGAS		k=	1.00 Long. Efec. Aisc360, Tabla C-A-7.1
Pr	0 kips	FACTORS	
Mrx	455.355 kip-ft	Φ_c =	0.9 Fact. Compr. Aisc360. E1
Mrty	0 kip-ft	Φ_b =	0.9 Fact. Flex. Aisc360. F1
Vr	73.328 kips	Φ_v =	1 Fact. Corte Aisc360. G1 - G2.1a
Apoysos X	100	Lb	3.5643564 in long. entre apoyos later.
Apoysos Y	0	Lb max	83.7984 in long. max entre apoyos
		Carga max	5.2542 kips Carga que resiste la ala
CALCULOS			
Carga Axial			
Calculos	Comentarios		Norma
kL/ry=	2.12	Cumple, Seccion no esbelta	Aisc360. E2
kL/rx=	48.19	Cumple, Seccion no esbelta	Aisc360. E2
Fey=	63585 ksi	Tension de pandeo elastico - Y	Aisc360. Ec.E3-4
Fex=	123.23 ksi	Tension de pandeo elastico - X	Aisc360. Ec.E3-4
Fcry=	49.98 ksi	Tension critica - Y	Aisc360. E2
Fcrx=	42 ksi	Tension critica - X	Aisc360. E2
$\Phi_c P_{ny}$ =	791.74 kips	Sobre el eje debil - Y	CUMPLE Aisc360. Ec.E3-1
$\Phi_c P_{nx}$ =	668.30 kips	Sobre el eje debil - X	CUMPLE Aisc360. Ec.E3-1
Momentos			
Calculos	Comentarios		Norma
Lp=	71.21 in	Limite Lp	Aisc360. Ec F2-5
ho=	17.51 in	Distancia ente los centros de las alas	-
r _{ts} =	2.02		Aisc360. Ec F2-7
c=	1	c=1, para secciones simetricas I	Aisc360. Ec F2-8a
Lr=	216.66 in	Limite Lr	Aisc360. Ec F2-6
Mp=	512.50 kip-ft	Momento Elastico	Aisc360. Ec F2-1
Cb=	1	Valor conservativo Cb=1	Aisc360. Com F1
Mn=	512.50 kip-ft	Lateral-Tors. Buckling (Lp < Lb ≤ Lr)	Aisc360. Ec F2-2
F _{cr} =	91745.53		Aisc360. Ec F2-4
Mn=	512.50 kip-ft	Lateral-Tors. Buckling (Lb > Lr)	Aisc360. Ec F2-3
$\Phi_b M_n$ =	461.25 kip-ft	< Lp - No hay LTB	CUMPLE
Cortante			
Calculos	Comentarios		Norma
Aw =	7.55 in. ²	Area transversal del alma	
h=	16.81 in	Distancia entre almas	
kv=	5.00	Coficiente de pandeo de la cortante	Aisc360. G2.1
Cv=	1.00	Coficiente de cortante del alma	Aisc360. G2.1
$\Phi_v V_n$ =	226.59 kip		CUMPLE
Esfuerzos Combinados			
Pr	0.00 kips	Fuerza axial requerida	
Mrx	455.36 kip-ft	Resistencia a flexion requerida - X	
Mrty	0.00 kip-ft	Resistencia a flexion requerida - Y	
Pc	668.30 kips	Fuerza axial de diseo	
Mcx	461.25 kip-ft	Resistencia a flexion de diseo - X	
Mcy	1.00 kip-ft	Resistencia a flexion de diseo - Y	
Pr/Pc	0.00		
F. comb.	0.99	≤ 1	CUMPLE Aisc360. H1-1



Diagram for Beam B31 at Story STORY5 (W18X60)





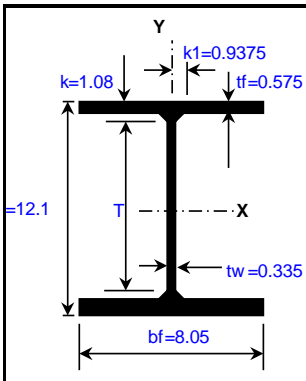
Diseño de Columnas a Gravedad

1. Columna a Gravedad W12X45

Para este caso se realizó la validación de la hoja de cálculo para las columnas resistentes a cargas gravitacionales con el programa ETABS. A continuación, se presenta los resultados obtenidos de la Hoja de cálculo, con la que se obtuvo una relación demanda-capacidad de 93%. Posteriormente se encuentra el informe del programa ETABS, con el cual se obtiene la misma relación. Lo que verifica los valores de la hoja de cálculo elaborada.



COLUMNA - DISEÑO A GRAVEDAD

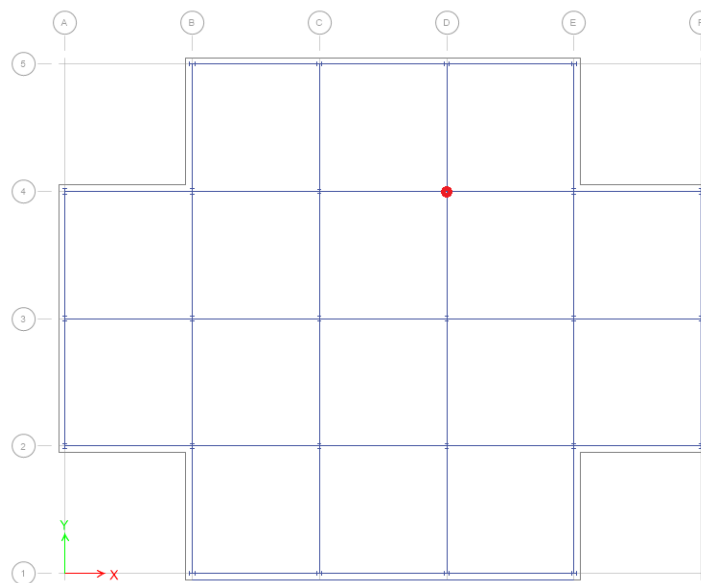
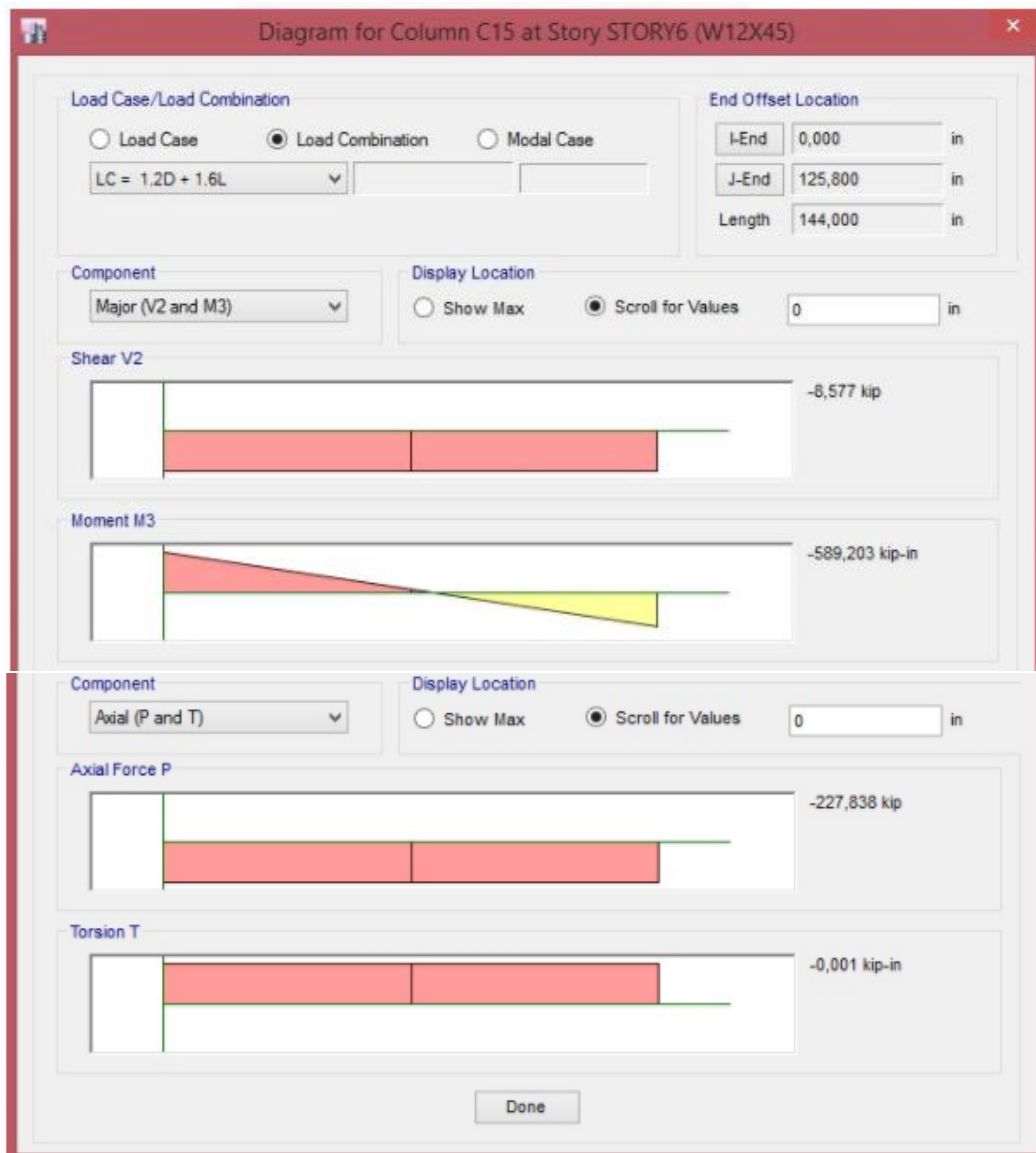


DATOS					
DIMENSIONES			FACTORES		
Lb =	144	in	$\Phi_c =$	0.9	Fact. Compr. Aisc360. E1
PROPIEDADES DEL ACERO			$\Phi_s =$	0.9	Fact. Flex. Aisc360. F1
Fy =	50.00	ksi	$\Phi_v =$	1	Fact. Corte Aisc360. G1- G2.1a
Es =	29000.00	ksi	a =		Aisc360. G2-1
G =	11200.00	ksi	k =	0.65	Long. Efec. AISC360, Tabla C-A-7.1
CARGAS - ETABS			Kz =	1	Aisc360. E4
Pr =	227.83	kips	Mmax =	589.20	kip-in
Mrx =	589.20	kip-in	0.25M =	280.42	kip-in
Mry =	62.86	kip-in	0.50M =	28.36	kip-in
Vr =	8.57	kips	0.75M =	337.14	kip-in

W12x45		
A =	13.10	in. ²
d =	12.100	in.
tw =	0.335	in.
bf =	8.050	in.
tf =	0.575	in.
T =	9-1/4	in.
k =	1.0800	in.
k1 =	0.9375	in.
gage =	5-1/2	in.
rt =	2.150	in.
d/Af =	2.61	
lx =	348.00	in. ⁴
Sx =	57.70	in. ³
rx =	5.15	in.
ly =	50.00	in. ⁴
Sy =	12.40	in. ³
ry =	1.950	in.
Zx =	64.20	in. ³
Zy =	19.00	in. ³
J =	1.26	in. ⁴
Cw =	1650	in. ⁶
a =	58.23	in.
Wno =	23.10	in. ²
Sw =	26.70	in. ⁴
Qf =	12.70	in. ³
Qw =	31.50	in. ³

Secciones Compactas Aisc360. Tabla B4.1a		
Alma		
$\lambda_{flg} =$	7.00	Compacto
$\lambda_{hd} =$	13.49	
Ala		
$\lambda_{web} =$	32.69	Compacto
$\lambda_{hd} =$	35.88	

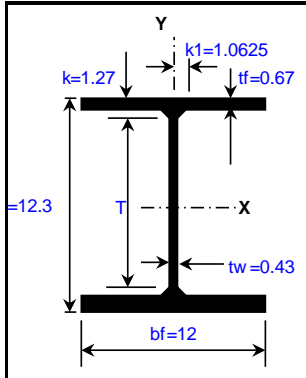
CALCULOS					
Carga Axial					
Calculos		Comentarios		Norma	
$\Phi_c Pnt =$	589.50	kips	C.A. Nominal a Tensión	Aisc360. Ec.E2-1	
kL/r =	48.00	18.17	Cumplen, Secciones no esbeltas	Aisc360. Ec.E2	
Fe =	92.68	92.68	Tension de pandeo elastico	Aisc360. Ec.E4-4	
Fcr =	39.89	39.89	Tension critica	Aisc360. E3	
$\Phi_c Pnc =$	470.35	470.35	kips	C.A. Nominal a Compresion	Aisc360. Ec.E4-1
Momentos					
Calculos		Comentarios		Norma	
X		Y			
Lp =	82.65	218.29	in	Limite Lp	Aisc360. Ec F2-5
ho =	11.53	11.53	in	Distancia ente los centros de las alas	
ris =	2.23	7.82			Aisc360. Ec F2-7
c =	1	1		c=1, para secciones simetricas I	Aisc360. Ec F2-8a
Lr =	285.2	1832.5	in	Limite Lr	Aisc360. Ec F2-6
Mp =	3210.0	950.0	kip-in	Momento Elastico	Aisc360. Ec F2-1
Cb =	2.14	2.14		Valor conservativo Cb=1	Aisc360. Com F1
Mn =	3210.0	950.0	kip-in	Lateral-Tors. Buckling (Lp < Lb ≤ Lr)	Aisc360. Ec F2-2
Fcr =	187.0	2006.1			Aisc360. Ec F2-4
Mn =	3210.0	950.0	kip-in	Lateral-Tors. Buckling (Lb > Lr)	Aisc360. Ec F2-3
$\Phi_b Mn =$	2889.0	855.0	kip-in	Lp < Lb ≤ Lr - S1LTB	
Cortante					
Calculos		Comentarios		Norma	
Aw =	4.05		in. ²	Area transversal del alma	
h =	10.95		in	Distancia entre almas	
kv =	5.00			Coficiente de pandeo de la cortante	Aisc360. G2.1
Cv =	1.00			Coficiente de cortante del alma	Aisc360. G2.1
$\Phi_v Vn =$	121.61		kip		CUMPLE
Esfuerzos Combinados					
Calculos		Comentarios			
Pr =	227.83	kips	Fuerza axial requerida		
Mrx =	589.20	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - X		
Mry =	62.86	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - Y		
Pc =	470.35	kips	Fuerza axial de diseño		
Mcx =	2889.00	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - X		
Mcy =	855.00	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - Y		
Pr/Pc =	0.48				
F. comb.	0.731		≤ 1 (Aisc360. H1-1)		CUMPLE





2. Columna a Gravedad W12X72

COLUMNA - DISEÑO A GRAVEDAD

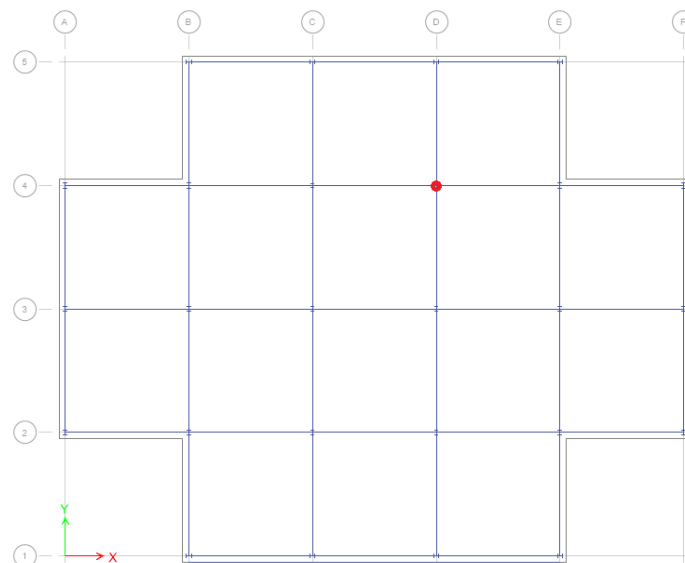


DATOS					
DIMENSIONES			FACTORES		
Lb =	144	in	$\Phi_c =$	0.9	Fact. Compr. Aisc360. E1
PROPIEDADES DEL ACERO			$\Phi_b =$	0.9	Fact. Flex. Aisc360. F1
Fy =	50.00	ksi	$\Phi_v =$	1	Fact. Corte Aisc360. G1- G2.ta
Es =	29000.00	ksi	a =		Aisc360. G2-1
G =	11200.00	ksi	k =	0.65	Long. Efec. AISC360, Tabla C-A-7.1
CARGAS - ETABS			Kz =	1	Aisc360. E4
Pr =	568.35	kips	Mmax =	428.32	kip-in
Mrx =	428.32	kip-in	0.25M =	198.48	kip-in
Mry =	136.75	kip-in	0.50M =	31.37	kip-in
Vr =	6.38	kips	0.75M =	261.22	kip-in

W12x72		
A =	21.10	in. ²
d =	12.300	in.
tw =	0.430	in.
bf =	12.000	in.
tf =	0.670	in.
T =	9-1/8	in.
k =	1.2700	in.
k1 =	1.0625	in.
gage =	(2) 5-1/2 (2)	in.
rt =	3.290	in.
d/Af =	1.52	
lx =	597.00	in. ⁴
Sx =	97.40	in. ³
rx =	5.31	in.
ly =	195.00	in. ⁴
Sy =	32.40	in. ³
ry =	3.040	in.
Zx =	108.00	in. ³
Zy =	49.20	in. ³
J =	2.93	in. ⁴
Cw =	6540	in. ⁶
a =	76.02	in.
Wno =	34.90	in. ²
Sw =	70.30	in. ⁴
Qf =	22.50	in. ³
Qw =	53.10	in. ³

Secciones Compactas Aisc360. Tabla B4.1a		
Alma		
$\lambda_{flg} =$	8.96	Compacto
$\lambda_{hd} =$	13.49	
Ala		
$\lambda_{web} =$	25.49	Compacto
$\lambda_{hd} =$	35.88	

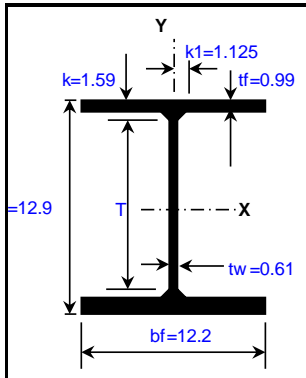
CALCULOS					
Carga Axial					
Calculos		Comentarios		Norma	
$\Phi_c Pnt =$	949.50	kips	C.A. Nominal a Tensión	Aisc360. Ec.E2-1	
kL/r =	30.79	17.63	Cumplen, Secciones no esbeltas	Aisc360. E2	
Fe =	155.41	155.41	Tension de pandeo elastico	Aisc360. Ec.E4-4	
Fcr =	43.70	43.70	Tension critica	Aisc360. E3	
$\Phi_c Pnc =$	829.88	829.88	kips	C.A. Nominal a Compresion Aisc360. Ec.E4-1	
Momentos					
Calculos		Comentarios		Norma	
X		Y			
Lp =	128.85	225.07	in	Limite Lp	Aisc360. Ec F2-5
ho =	11.63	11.63	in	Distancia ente los centros de las alas	Aisc360. Ec F2-7
ris =	3.41	7.81			Aisc360. Ec F2-8a
c =	1	1		c=1, para secciones simetricas I	Aisc360. Ec F2-8a
Lr =	487.7	1735.0	in	Limite Lr	Aisc360. Ec F2-6
Mp =	5400.0	2460.0	kip-in	Momento Elastico	Aisc360. Ec F2-1
Cb =	2.08	2.08		Valor conservativo Cb=1	Aisc360. Com F1
Mn =	5400.0	2460.0	kip-in	Lateral-Tors. Buckling (Lp < Lb ≤ Lr)	Aisc360. Ec F2-2
Fcr =	388.1	1922.0			Aisc360. Ec F2-4
Mn =	5400.0	2460.0	kip-in	Lateral-Tors. Buckling (Lb > Lr)	Aisc360. Ec F2-3
$\Phi_b Mn =$	4860.0	2214.0	kip-in	Lp < Lb ≤ Lr - SI LTB	
Cortante					
Calculos		Comentarios		Norma	
Aw =	5.29		in. ²	Area transversal del alma	
h =	10.96		in	Distancia entre almas	
kv =	5.00			Coficiente de pandeo de la cortante	Aisc360. G2.1
Cv =	1.00			Coficiente de cortante del alma	Aisc360. G2.1
$\Phi_v Vn =$	158.67		kip		CUMPLE
Esfuerzos Combinados					
Calculos		Comentarios			
Pr	568.35	kips	Fuerza axial requerida		
Mrx	428.32	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - X		
Mry	136.75	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - Y		
Pc	829.88	kips	Fuerza axial de diseño		
Mcx	4860.00	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - X		
Mcy	2214.00	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - Y		
Pr/Pc	0.68				
F. comb.	0.818		≤ 1	(Aisc360. H1-1)	CUMPLE





3. Columna a Gravedad W12X106

COLUMNA - DISEÑO A GRAVEDAD

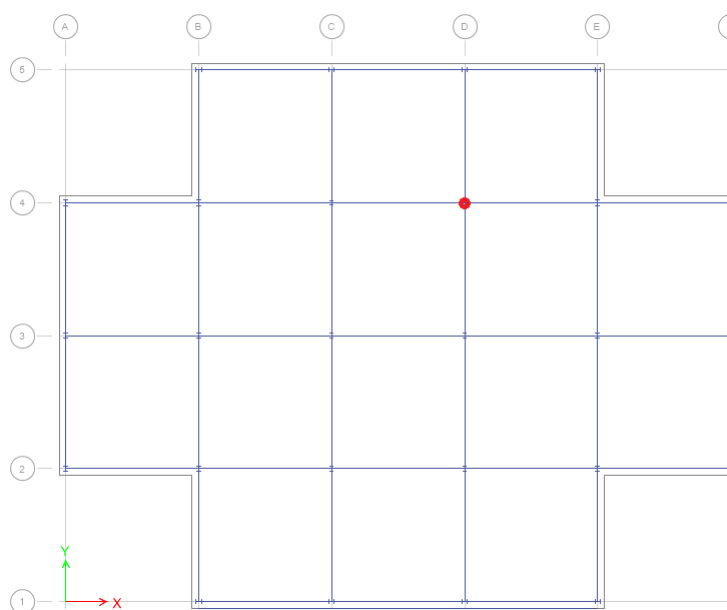


DATOS					
DIMENSIONES			FACTORES		
Lb =	144	in	$\Phi_c =$	0.9	Fact. Compr. Aisc360. E1
PROPIEDADES DEL ACERO			$\Phi_b =$	0.9	Fact. Flex. Aisc360. F1
Fy =	50.00	ksi	$\Phi_v =$	1	Fact. Corte Aisc360. G1- G2.1a
Es =	29000.00	ksi	a =		Aisc360. G2-1
G =	11200.00	ksi	k =	1.00	Long. Efec. AISC360, TablaC-A-7.1
CARGAS - ETABS			Kz =	1	Aisc360. E4
Pr =	902.61	kips	Mmax =	370.97	kip-in
Mrx =	370.97	kip-in	0.25M =	106.16	kip-in
Mry =	107.82	kip-in	0.50M =	212.32	kip-in
Vr =	2.94	kips	0.75M =	318.48	kip-in

W12x106		
A =	31.20	in. ²
d =	12.900	in.
tw =	0.610	in.
bf =	12.200	in.
tf =	0.990	in.
T =	9-1/8	in.
k =	1.5900	in.
k1 =	1.1250	in.
gage =	(2) 5-1/2 (2)	in.
rt =	3.360	in.
d/Af =	1.07	
lx =	933.00	in. ⁴
Sx =	145.00	in. ³
rx =	5.47	in.
ly =	301.00	in. ⁴
Sy =	49.30	in. ³
ry =	3.110	in.
Zx =	164.00	in. ³
Zy =	75.10	in. ³
J =	9.13	in. ⁴
Cw =	10700	in. ⁶
a =	55.09	in.
Wno =	36.40	in. ²
Sw =	110.00	in. ⁴
Qf =	34.20	in. ³
Qw =	81.10	in. ³

Secciones Compactas Aisc360. Tabla B4.1a		
Alma		
$\lambda_{flg} =$	6.16	Compacto
$\lambda_{hd} =$	13.49	
Ala		
$\lambda_{web} =$	17.90	Compacto
$\lambda_{hd} =$	35.88	

CALCULOS					
Carga Axial					
Calculos		Comentarios		Norma	
$\Phi_c Pnt =$	1404.00	kips	C.A. Nominal a Tensión	Aisc360. Ec.E2-1	
kL/r =	46.30	26.33	Cumplen, Secciones no esbeltas	Aisc360. E2	
Fe =	202.55	202.55	Tension de pandeo elastico	Aisc360. Ec.E4-4	
Fcr =	45.09	45.09	Tension critica	Aisc360. E3	
$\Phi_c Pnc =$	1266.18	1266.18	kips	C.A. Nominal a Compresion Aisc360. Ec.E4-1	
Momentos					
Calculos		Comentarios		Norma	
X Y					
Lp =	131.82	231.85	in	Limite Lp	Aisc360. Ec F2-5
ho =	11.91	11.91	in	Distancia ente los centros de las alas	Aisc360. Ec F2-7
r _{ts} =	3.52	8.01		c=1, para secciones simetricas I	Aisc360. Ec F2-8a
c =	1	1		Limite Lr	Aisc360. Ec F2-6
Lr =	665.7	2411.2	in	Momento Elastico	Aisc360. Ec F2-1
Mp =	8200.0	3755.0	kip-in	Valor conservativo Cb=1	Aisc360. Com F1
Cb =	1.52	1.52		Lateral-Tors. Buckling (Lp < Lb ≤ Lr)	Aisc360. Ec F2-2
Mn =	8200.0	3755.0	kip-in	Lateral-Tors. Buckling (Lb > Lr)	Aisc360. Ec F2-3
F _{cr} =	337.7	1586.7		Lp < Lb ≤ Lr - SI LTB	
Mn =	8200.0	3755.0	kip-in		
$\Phi_b Mn =$	7380.0	3379.5	kip-in		
Cortante					
Calculos		Comentarios		Norma	
Aw =	7.87	in. ²	Area transversal del alma		
h =	10.92	in	Distancia entre almas		
kv =	5.00		Coficiente de pandeo de la cortante	Aisc360. G2.1	
Cv =	1.00		Coficiente de cortante del alma	Aisc360. G2.1	
$\Phi_v Vn =$	236.07	kip		CUMPLE	
Esfuerzos Combinados					
Calculos		Comentarios			
Pr	902.61	kips	Fuerza axial requerida		
Mrx	370.97	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - X		
Mry	107.82	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - Y		
Pc	1266.18	kips	Fuerza axial de diseño		
Mcx	7380.00	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - X		
Mcy	3379.50	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - Y		
Pr/Pc	0.71				
F. comb.	0.786		≤ 1	(Aisc360. H1-1)	CUMPLE





Anexo 2: Secciones de los Elementos Estructurales Resistentes a Momento

En este anexo se presenta los cálculos tabulados realizados para la obtención de las secciones de los elementos pertenecientes a los marcos resistentes a momento (SMF) en base a las normas AISC 360 y la AISC 341.

Además, al final de este anexo se presenta la comprobación del requerimiento de columna fuerte – viga débil en los marcos resistentes a momento. El capítulo E de la AISC 341 para sistemas de marcos resistentes a momento presenta la ecuación E3-1 para comprobar dicho requerimiento

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1.0 \quad (108)$$

Donde:

- $\sum M_{pc}$: la suma de las proyecciones de las resistencias a la flexión nominales de las columnas arriba y debajo de la junta para la línea central del haz con una reducción para la fuerza axial en la columna
- $\sum M_{pb}$: la suma de las proyecciones de las resistencias a la flexión esperadas de las vigas en las ubicaciones de las bisagras plásticas a la línea central de la columna

Diseño de Vigas Resistentes a Momento

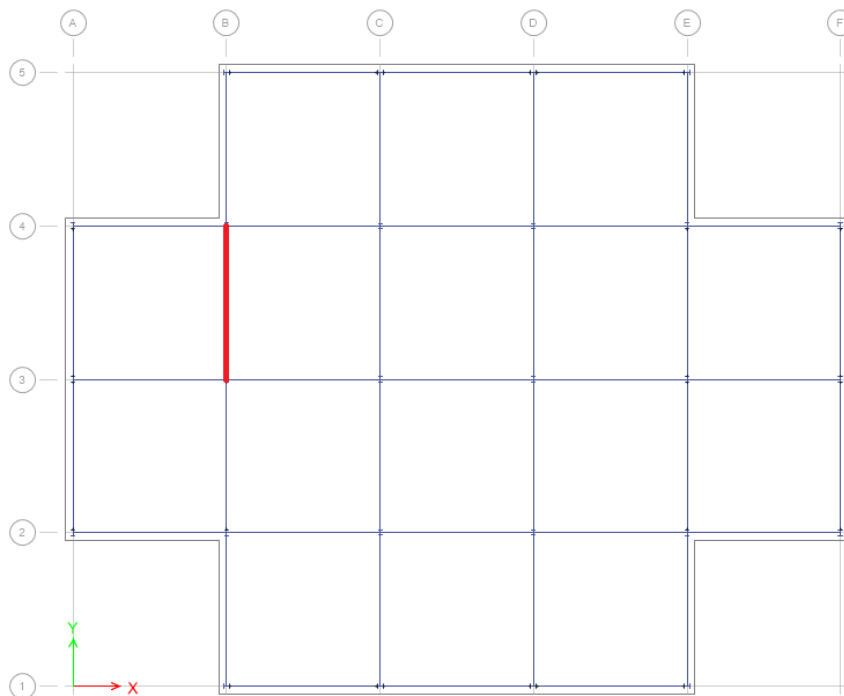
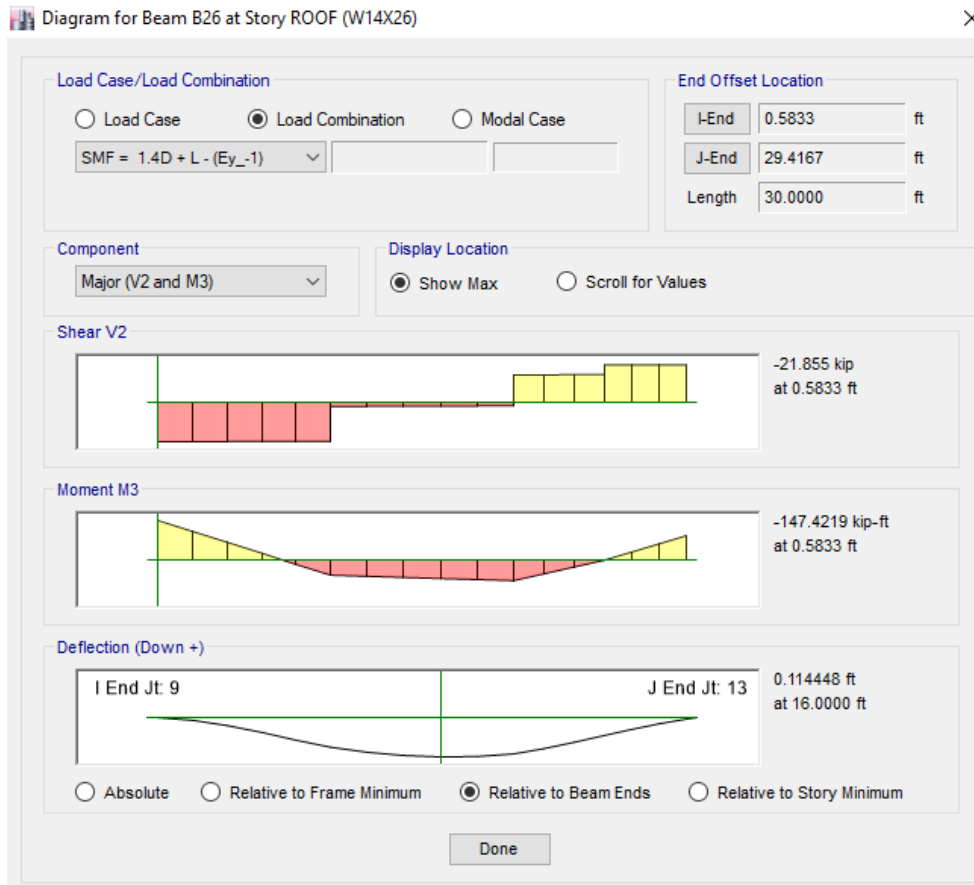
1. Viga a Momento W14X26

Para este caso se realizó la validación de la hoja de cálculo para el diseño de las vigas resistentes a momento con el programa ETABS. A continuación, se presenta los resultados obtenidos de la Hoja de cálculo, con la que se obtuvo una relación demanda-capacidad de 0.978%. Posteriormente se encuentra el informe del programa ETABS, con el cual se obtiene la misma relación. Lo que verifica los valores de la hoja de cálculo elaborada.



VIGA SMF						
W14x26		DATOS				
STEEL PROPERTIES		B= DIMENTIONS				
Fy=	50	ksi	L=	360	in	long. de la viga
Es=	29000	ksi	a=		in	
CARGAS		FACTORS				
Pr	0	kips	Φ_c =	0.9	Fact. Compr.	Aisc360. E1
Mrx	147.42	kip-ft	Φ_b =	0.9	Fact. Flex.	Aisc360. F1
Mry	0	kip-ft	Φ_v =	1	Fact. Corte	Aisc360. G1 - G2.1a
Vr	21.855	kips				
Apoyos X		Longitudes				
Apoyos X	100	Lb	3.5643564	in	long. entre apoyos later.	
Apoyos X	0	Lb max	53.8704	in	long. max entre apoyos	
		Carga max	2.1126	kips	Carga que resiste la ala	
CALCULOS						
Carga Axial						
Calculos		Comentarios		Norma		
kL/ry=	3.30		Cumple, Seccion no esbelta	Aisc360. E2		
kL/rx=	63.72		Cumple, Seccion no esbelta	Aisc360. E2		
Fey=	26277	ksi	Tension de pandeo elastico - Y	Aisc360. Ec.E3-4		
Fex=	70.50	ksi	Tension de pandeo elastico - X	Aisc360. Ec.E3-4		
Fcry=	49.96	ksi	Tension critica - Y	Aisc360. E3		
Fcrx=	37	ksi	Tension critica - X	Aisc360. E3		
$\Phi_c P_{ny}$ =	345.77	kips	Sobre el eje debil - Y	CUMPLE	Aisc360. Ec.E3-1	
$\Phi_c P_{nx}$ =	257.17	kips	Sobre el eje debil - X	CUMPLE	Aisc360. Ec.E3-1	
Momentos						
Calculos		Comentarios		Norma		
Lp=	45.78	in	Limite Lp	Aisc360. Ec F2-5		
ho=	13.48	in	Distancia ente los centros de las alas	-		
ris=	1.30			Aisc360. Ec F2-7		
c=	1		c=1, para secciones simetricas I	Aisc360. Ec F2-8a		
Lr=	121.84	in	Limite Lr	Aisc360. Ec F2-6		
Mp=	167.50	kip-ft	Momento Elastico	Aisc360. Ec F2-1		
Cb=	1		Valor conservativo Cb=1	Aisc360. Com F1		
Mn=	167.50	kip-ft	Lateral-Tors. Buckling (Lp < Lb ≤ Lr)	Aisc360. Ec F2-2		
Fcr=	38346.19			Aisc360. Ec F2-4		
Mn=	167.50	kip-ft	Lateral-Tors. Buckling (Lb > Lr)	Aisc360. Ec F2-3		
$\Phi_b M_n$ =	150.75	kip-ft	< Lp - No LTB	CUMPLE		
Cortante						
Calculos		Comentarios		Norma		
Aw=	3.54	in.^2	Area transversal del alma			
h=	13.06	in	Distancia entre almas			
kv=	5.00		Coficiente de pandeo de la cortante	Aisc360. G2.1		
Cv=	1.00		Coficiente de cortante del alma	Aisc360. G2.1		
$\Phi_v V_n$ =	106.34	kip		CUMPLE		
Esfuerzos Combinados						
Pr	0.00	kips	Fuerza axial requerida			
Mrx	147.42	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - X			
Mry	0.00	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - Y			
Pc	257.17	kips	Fuerza axial de diseño			
Mcx	150.75	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - X			
Mcy	1.00	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - Y			
Pr/Pc	0.00					
F. comb.	0.978		≤ 1	CUMPLE	Aisc360. H1-1	

a: Clear distance between transverse stiffeners





ETABS 2016 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details									
Level	Element	Unique Name	Location (in)	Combo	Element Type	Section	Classification		
Techo	B26	222	7	DStIS10	Special Moment Frame	W14X26	Seismic HD		
LLRF and Demand/Capacity Ratio									
L (in)	LLRF	Stress Ratio Limit							
360.0000	0.61	1							
Analysis and Design Parameters									
Provision	Analysis	2nd Order	Reduction						
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed						
Stiffness Reduction Factors									
$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor					
0	0	1	0.8	0.8					
Seismic Parameters									
Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{DS}	R	Ω_0	C _d
No	No	Yes	D	1	1	1	8	3	5.5
Design Code Parameters									
Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}			
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1			
Section Properties									
A (in ²)	J (in ⁴)	I ₃₃ (in ⁴)	I ₂₂ (in ⁴)	A _{v3} (in ²)	A _{v2} (in ²)				
7.69	0.36	245	8.91	4.23	3.54				
Design Properties									
S ₃₃ (in ³)	S ₂₂ (in ³)	Z ₃₃ (in ³)	Z ₂₂ (in ³)	r ₃₃ (in)	r ₂₂ (in)	C _w (in ⁶)			
35.25	3.54	40.2	5.54	5.6444	1.0764	404.69			
Material Properties									
E (kip/in ²)	f _y (kip/in ²)	R _y	α						
29000	50	1.1	NA						
Stress Check forces and Moments									
Location (in)	P _u (kip)	M _{u33} (kip-in)	M _{u22} (kip-in)	V _{u2} (kip)	V _{u3} (kip)	T _u (kip-in)			
7	0	-1769.063	0	-21.855	0	-0.023			
Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)									
	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m			
Major Bending	0.961	1	1	1	1	1			
Minor Bending	0.001	1	1	1	1	1			
Parameters for Lateral Torsion Buckling									



L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
0.33	1	2.047

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

$$\text{D/C Ratio} = \frac{(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})}{0 + 0.978 + 0}$$

Axial Force and Capacities

P_u Force (kip)	ϕP_{nc} Capacity (kip)	ϕP_{nt} Capacity (kip)
0	220.987	346.05

Moments and Capacities

	M_u Moment (kip-in)	ϕM_n Capacity (kip-in)	ϕM_n No L_{TBD} (kip-in)
Major Bending	1769.063	1809	1809
Minor Bending	0	249.3	

Shear Design

	V_u Force (kip)	ϕV_n Capacity (kip)	Stress Ratio
Major Shear	21.855	106.335	0.206
Minor Shear	0	114.08	0

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kip)	Load Combo	Right End Reaction (kip)	Load Combo
34.225	DStIS32	36.476	DStIS32



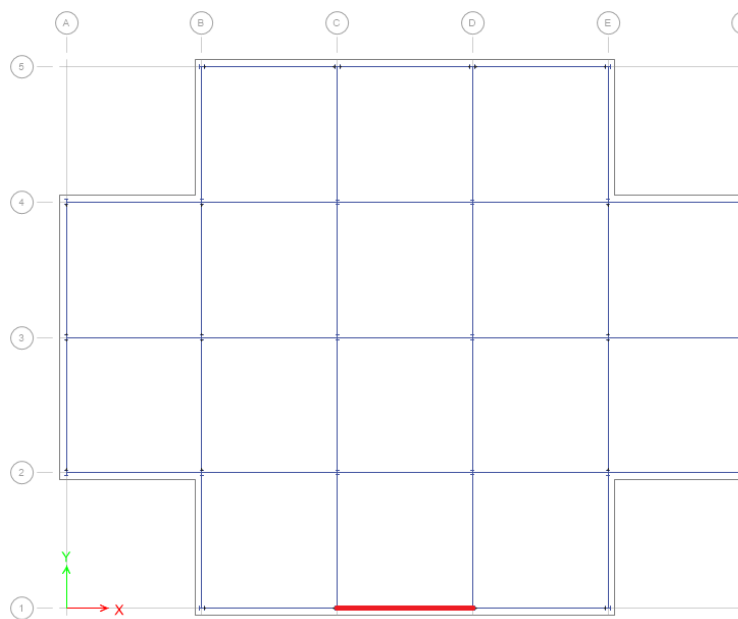
2. Viga a Momento W16X40

VIGA SMF			
DATOS			
STEEL PROPERTIES		B- DIMENTIONS	
Fy=	50	ksi	L= 360 in long. de la viga
Es=	29000	ksi	a= in
CARGAS		k= 1.00	Long. Efec. AISC360, Tabla C-A-7.1
Pr	0	kips	FACTORS
Mrx	255.612	kip-ft	$\Phi_c = 0.9$ Fact. Compr. Aisc360. E1
Mry	0	kip-ft	$\Phi_b = 0.9$ Fact. Flex. Aisc360. F1
Vr	28.166	kips	$\Phi_v = 1$ Fact. Corte Aisc360. G1 - G2.1a
Apoyos X 100		Lb 3.5643564	in long. entre apoyos later.
Apoyos X 0		Lb max 78.3116	in long. max entre apoyos
		Carga max 3.535	kips Carga que resiste la ala
CALCULOS			
Carga Axial			
Calculos		Comentarios	Norma
kL/ry=	2.27	Cumple, Seccion no esbelta	Aisc360. E2
kL/rx=	54.30	Cumple, Seccion no esbelta	Aisc360. E2
Fey=	55531	Tension de pandeo elastico - Y	Aisc360. Ec.E3-4
Fex=	97.08	Tension de pandeo elastico - X	Aisc360. Ec.E3-4
Fcry=	49.98	Tension critica - Y	Aisc360. E2
Fcrx=	40	Tension critica - X	Aisc360. E2
$\Phi_c P_{ny}$ =	530.80	Sobre el eje debil - Y	CUMPLE Aisc360. Ec.E3-1
$\Phi_c P_{nx}$ =	428.03	Sobre el eje debil - X	CUMPLE Aisc360. Ec.E3-1
Momentos			
Calculos		Comentarios	Norma
Lp=	66.55	Limite Lp	Aisc360. Ec F2-5
ho=	15.50	Distancia ente los centros de las alas	-
r _{ts} =	1.86	c=1, para secciones simetricas I	Aisc360. Ec F2-7
c=	1		Aisc360. Ec F2-8a
Lr=	176.79	Limite Lr	Aisc360. Ec F2-6
Mp=	304.17	Momento Elastico	Aisc360. Ec F2-1
Cb=	1	Valor conservativo Cb=1	Aisc360. Com F1
Mn=	304.17	Lateral-Tors. Buckling (Lp < Lb ≤ Lr)	Aisc360. Ec F2-2
F _{cr} =	78091.53	Lateral-Tors. Buckling (Lb > Lr)	Aisc360. Ec F2-4
Mn=	304.17		Aisc360. Ec F2-3
$\Phi_b M_n$ =	273.75	< Lp - No LTB	CUMPLE
Cortante			
Calculos		Comentarios	Norma
Aw=	4.88	Area transversal del alma	Aisc360. G2.1
h=	14.99	Distancia entre almas	
kv=	5.00	Coefficiente de pandeo de la cortante	
Cv=	1.00	Coefficiente de cortante del alma	
$\Phi_v V_n$ =	146.40		CUMPLE
Esfuerzos Combinados			
Pr	0.00	kips	Fuerza axial requerida
Mrx	255.61	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - X
Mry	0.00	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - Y
Pc	428.03	kips	Fuerza axial de diseño
Mcx	273.75	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - X
Mcy	1.00	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - Y
Pr/Pc	0.00		
F. comb.	0.93		≤ 1 CUMPLE Aisc360. H1-1

W16x40			
A =	11.80	in. ²	
d =	16.000	in.	
tw =	0.305	in.	
bf =	7.000	in.	
tf =	0.505	in.	
T =	13-5/8	in.	
k =	0.9070	in.	
k1 =	0.8125	in.	
gage =	3-1/2	in.	
rt =	1.820	in.	
d/Af =	4.53		
kx =	518.00	in. ⁴	
Sx =	64.70	in. ³	
rx =	6.63	in.	
ly =	28.90	in. ⁴	
Sy =	8.25	in. ³	
ry =	1.570	in.	
Zx =	73.00	in. ³	
Zy =	12.70	in. ³	
J =	0.79	in. ⁴	
Ow =	1740	in. ⁶	
a =	75.33	in.	
Wno =	27.10	in. ²	
Sw =	23.90	in. ⁴	
Qf =	13.10	in. ³	
Qw =	36.00	in. ³	

Secciones Compactas Aisc341. Tabla D1.1			
Alma			
λ_{ig} =	6.93		Compact
λ_{hd} =	7.22		o
Ala			
Ca=	0.00		Compact
λ_{web} =	49.15		o
λ_{hd} =	59.00		

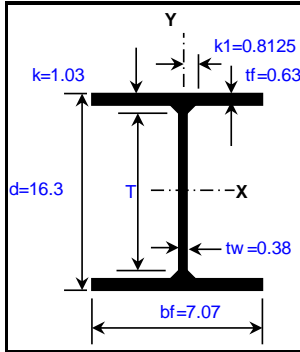
a: Clear distance between transverse stiffeners





3. Viga a Momento W16X50

VIGA SMF

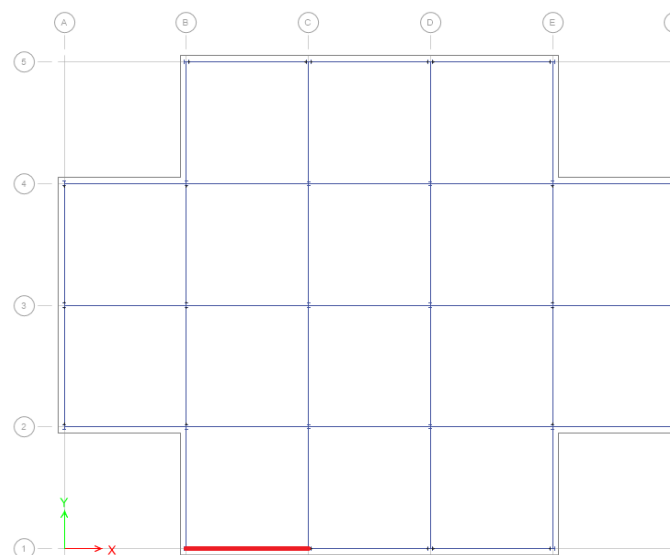
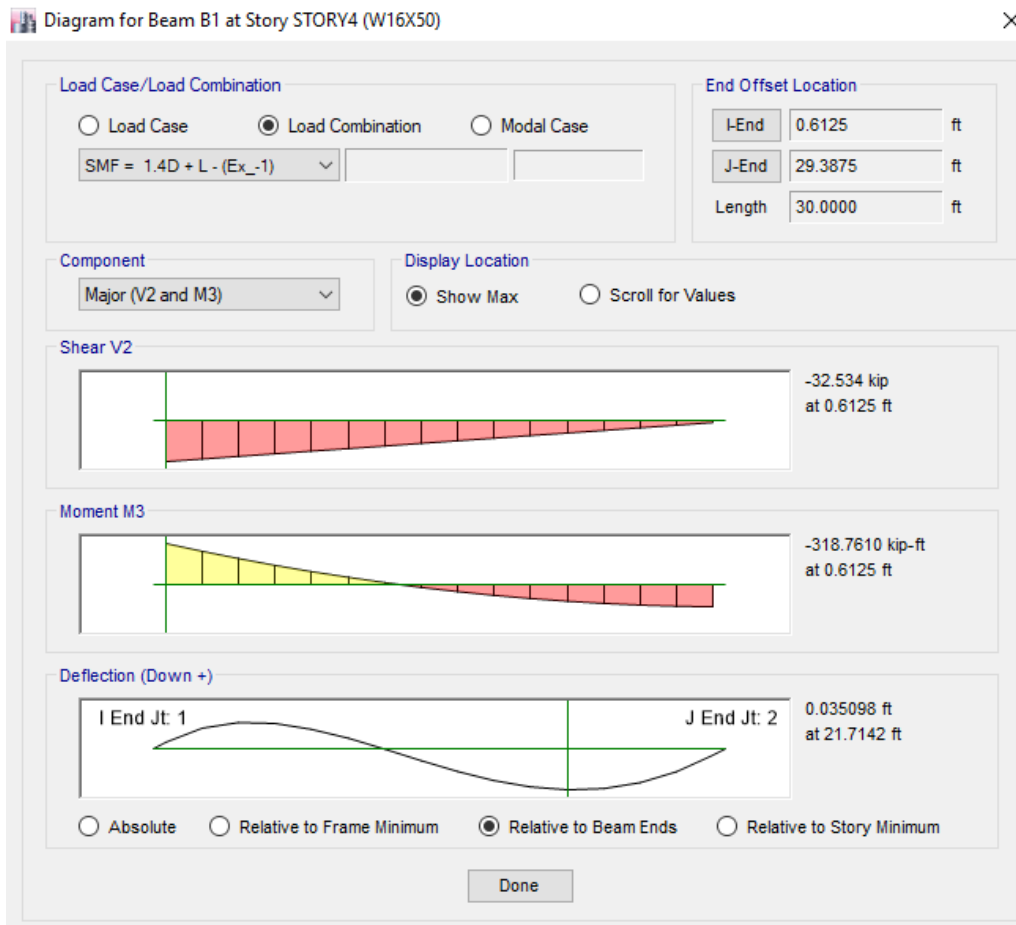


W16x50	
A =	14.70 in. ²
d =	16.300 in.
tw =	0.380 in.
bf =	7.070 in.
tf =	0.630 in.
T =	13-5/8 in.
k =	1.0300 in.
k1 =	0.8125 in.
gage =	3-1/2 in.
rt =	1.840 in.
d/Af =	3.65
Ix =	659.00 in. ⁴
Sx =	81.00 in. ³
rx =	6.68 in.
Iy =	37.20 in. ⁴
Sy =	10.50 in. ³
ry =	1.590 in.
Zx =	92.00 in. ³
Zy =	16.30 in. ³
J =	1.52 in. ⁴
Ow =	2270 in. ⁶
a =	62.18 in.
Wno =	27.60 in. ²
Sw =	30.80 in. ⁴
Qf =	16.50 in. ³
Qw =	45.50 in. ³

Secciones Compactas Aisc341. Tabla D1.1	
Alma	
λ_{fb}	5.61 Compact
λ_{hd}	7.22 o
Ala	
Ca	0.00 Compact
λ_{web}	39.58 o
λ_{hd}	59.00

a: Clear distance betw een transverse stiffeners

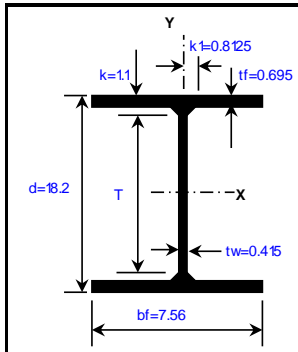
DATOS				
STEEL PROPERTIES		B= DIMENTIONS		
Fy=	50 ksi	L=	360 in long. de la viga	
Es=	29000 ksi	a=	in	
CARGAS		k=	1.00 Long. Efec. Aisc360, Tabla C-A-7.1	
Pr	0 kips	FACTORS		
Mrx	318.761 kip-ft	Φ_c =	0.9 Fact. Compr. Aisc360. E1	
Mry	0 kip-ft	Φ_b =	0.9 Fact. Flex. Aisc360. F1	
Vr	32.534 kips	Φ_v =	1 Fact. Corte Aisc360. G1 - G2.1a	
Apoyos		Lb	3.5643564 in long. entre apoyos later.	
Apoyos X	100	Lb max	79.3092 in long. max entre apoyos	
Apoyos Y	0	Carga max	4.4541 kips Carga que resiste la ala	
CALCULOS				
Carga Axial				
Calculos		Comentarios		Norma
kL/ry=	2.24	Cumple, Seccion no esbelta	Aisc360. E2	
kL/rx=	53.89	Cumple, Seccion no esbelta	Aisc360. E2	
Fey=	56955 ksi	Tension de pandeo elastico - Y	Aisc360. Ec.E3-4	
Fex=	98.55 ksi	Tension de pandeo elastico - X	Aisc360. Ec.E3-4	
Fcry=	49.98 ksi	Tension critica - Y	Aisc360. E2	
Fcrx=	40 ksi	Tension critica - X	Aisc360. E2	
$\Phi_c P_{ny}$	661.26 kips	Sobre el eje debil - Y	CUMPLE	Aisc360. Ec.E3-1
$\Phi_c P_{nx}$	534.94 kips	Sobre el eje debil - X	CUMPLE	Aisc360. Ec.E3-1
Momentos				
Calculos		Comentarios		Norma
Lp=	67.39 in	Limite Lp	Aisc360. Ec F2-5	
ho=	15.67 in	Distancia ente los centros de las alas	-	
ris=	1.89	c=1, para secciones simetricas I	Aisc360. Ec F2-7	
c=	1		Aisc360. Ec F2-8a	
Lr=	206.31 in	Limite Lr	Aisc360. Ec F2-6	
Mp=	383.33 kip-ft	Momento Elastico	Aisc360. Ec F2-1	
Cb=	1	Valor conservativo Cb=1	Aisc360. Com F1	
Mn=	383.33 kip-ft	Lateral-Tors. Buckling (Lp < Lb ≤ Lr)	Aisc360. Ec F2-2	
Fcr=	80836.35	Lateral-Tors. Buckling (Lb > Lr)	Aisc360. Ec F2-4	
Mn=	383.33 kip-ft		Aisc360. Ec F2-3	
$\Phi_b M_n$	345.00 kip-ft	< Lp - No LTB	CUMPLE	
Cortante				
Calculos		Comentarios		Norma
Aw =	6.19 in. ²	Area transversal del alma	Aisc360. G2.1	
h=	15.04 in	Distancia entre almas		
kv=	5.00	Coficiente de pandeo de la cortante		
Cv=	1.00	Coficiente de cortante del alma		
$\Phi_v V_n$	185.82 kip		CUMPLE	
Esfuerzos Combinados				
Pr	0.00 kips	Fuerza axial requerida		
Mrx	318.76 kip-ft	Resistencia a flexion requerida - X		
Mry	0.00 kip-ft	Resistencia a flexion requerida - Y		
Pc	534.94 kips	Fuerza axial de diseo		
Mcx	345.00 kip-ft	Resistencia a flexion de diseo - X		
Mcy	1.00 kip-ft	Resistencia a flexion de diseo - Y		
Pr/Pc	0.00			
F. comb.	0.92	≤ 1	CUMPLE	Aisc360. H1-1





4. Viga a Momento W18X60

VIGA SMF

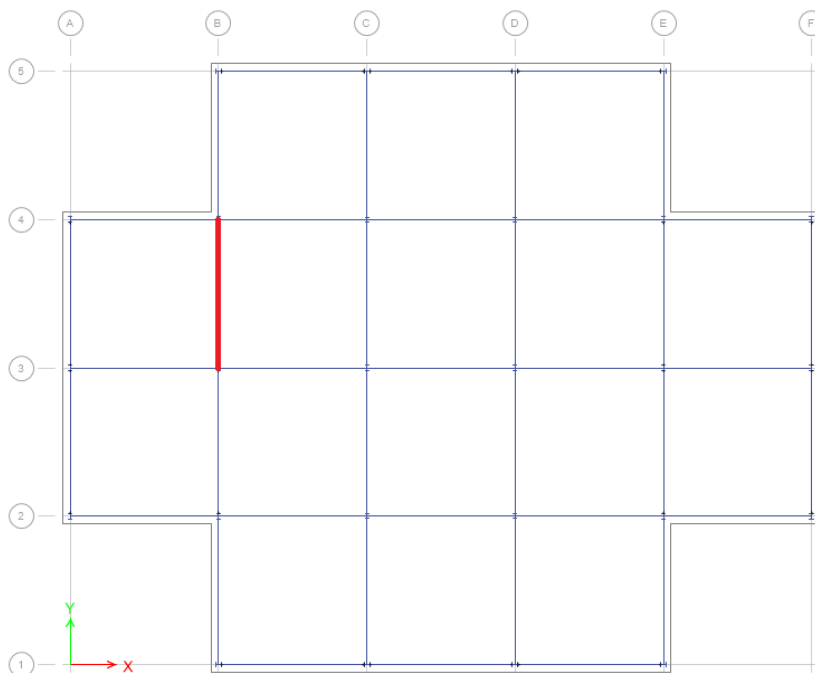


W18x60	
A =	17.60 in. ²
d =	18.200 in.
tw =	0.415 in.
bf =	7.560 in.
tf =	0.695 in.
T =	15-1/2 in.
k =	1.1000 in.
k1 =	0.8125 in.
gage =	3-1/2 in.
rt =	1.960 in.
d/Af =	3.47
Ix =	984.00 in. ⁴
Sx =	108.00 in. ³
rx =	7.47 in.
Iy =	50.10 in. ⁴
Sy =	13.30 in. ³
ry =	1.680 in.
Zx =	123.00 in. ³
Zy =	20.60 in. ³
J =	2.17 in. ⁴
Cw =	3860 in. ⁶
a =	67.87 in.
Wno =	33.10 in. ²
Sw =	43.50 in. ⁴
Qf =	21.80 in. ³
Qw =	60.80 in. ³

Secciones Compactas Aisc341. Tabla D1.1	
Alma	
λ_{fb}	5.44 Compacto
λ_{hd}	7.22
Ala	
Ca	0.00
λ_{web}	40.51 Compacto
λ_{hd}	59.00

a: Clear distance betw een transverse stiffeners

DATOS			
STEEL PROPERTIES		B= DIMENTIONS	
Fy=	50 ksi	L=	360 in long. de la viga
Es=	29000 ksi	a=	in
CARGAS		k=	1.00 Long. Efec. Aisc360, Tabla C-A-7.1
Pr	0 kips	FACTORS	
Mrx	446.262 kip-ft	Φ_c =	0.9 Fact. Compr. Aisc360. E1
Mry	0 kip-ft	Φ_b =	0.9 Fact. Flex. Aisc360. F1
Vr	63.739 kips	Φ_v =	1 Fact. Corte Aisc360. G1 - G2.1a
Apoysos X	100	Lb	3.5643564 in long. entre apoyos later.
Apoysos X	0	Lb max	83.7984 in long. max entre apoyos
		Carga max	5.2542 kips Carga que resiste la ala
CALCULOS			
Carga Axial			
Calculos	Comentarios		Norma
kL/ry=	2.12	Cumple, Seccion no esbelta	Aisc360. E2
kL/rx=	48.19	Cumple, Seccion no esbelta	Aisc360. E2
Fey=	63585 ksi	Tension de pandeo elastico - Y	Aisc360. Ec.E3-4
Fex=	123.23 ksi	Tension de pandeo elastico - X	Aisc360. Ec.E3-4
Fcry=	49.98 ksi	Tension critica - Y	Aisc360. E2
Fcrx=	42 ksi	Tension critica - X	Aisc360. E2
$\Phi_c P_{ny}$	791.74 kips	Sobre el eje debil - Y	CUMPLE Aisc360. Ec.E3-1
$\Phi_c P_{nx}$	668.30 kips	Sobre el eje debil - X	CUMPLE Aisc360. Ec.E3-1
Momentos			
Calculos	Comentarios		Norma
Lp=	71.21 in	Limite Lp	Aisc360. Ec F2-5
ho=	17.51 in	Distancia ente los centros de las alas	-
ris=	2.02	c=1, para secciones simetricas I	Aisc360. Ec F2-7
c=	1		Aisc360. Ec F2-8a
Lr=	216.66 in	Limite Lr	Aisc360. Ec F2-6
Mp=	512.50 kip-ft	Momento Elastico	Aisc360. Ec F2-1
Cb=	1	Valor conservativo Cb=1	Aisc360. Com F1
Mn=	512.50 kip-ft	Lateral-Tors. Buckling (Lp < Lb ≤ Lr)	Aisc360. Ec F2-2
Fcr=	91745.53	Lateral-Tors. Buckling (Lb > Lr)	Aisc360. Ec F2-4
Mn=	512.50 kip-ft		Aisc360. Ec F2-3
$\Phi_b M_n$	461.25 kip-ft	< Lp - No LTB	CUMPLE
Cortante			
Calculos	Comentarios		Norma
Aw =	7.55 in. ²	Area transversal del alma	Aisc360. G2.1
h=	16.81 in	Distancia entre almas	
kv=	5.00	Coficiente de pandeo de la cortante	
Cv=	1.00	Coficiente de cortante del alma	
$\Phi_v V_n$	226.59 kip		CUMPLE
Esfuerzos Combinados			
Pr	0.00 kips	Fuerza axial requerida	
Mrx	446.26 kip-ft	Resistencia a flexion requerida - X	
Mry	0.00 kip-ft	Resistencia a flexion requerida - Y	
Pc	668.30 kips	Fuerza axial de diseo	
Mcx	461.25 kip-ft	Resistencia a flexion de diseo - X	
Mcy	1.00 kip-ft	Resistencia a flexion de diseo - Y	
Pr/Pc	0.00		
F. comb.	0.97	≤ 1	CUMPLE Aisc360. H1-1





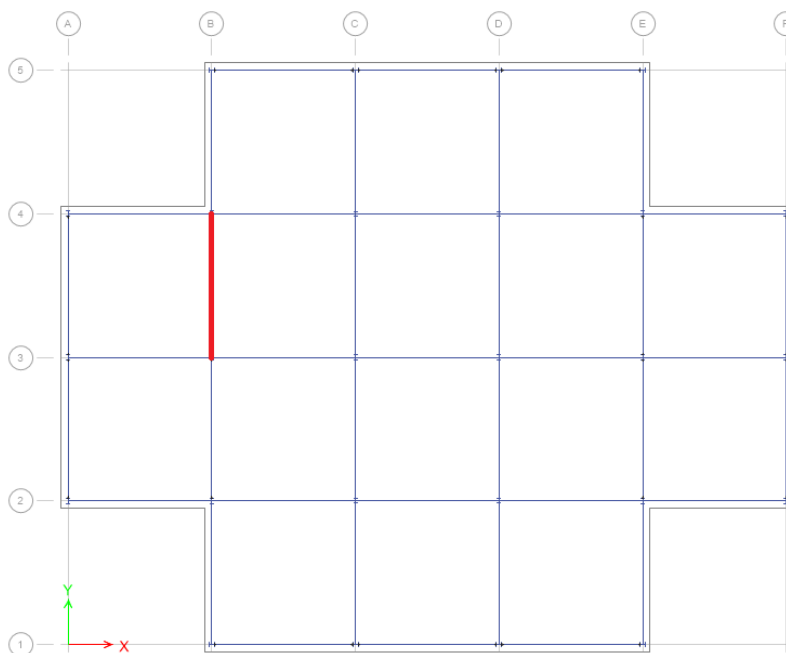
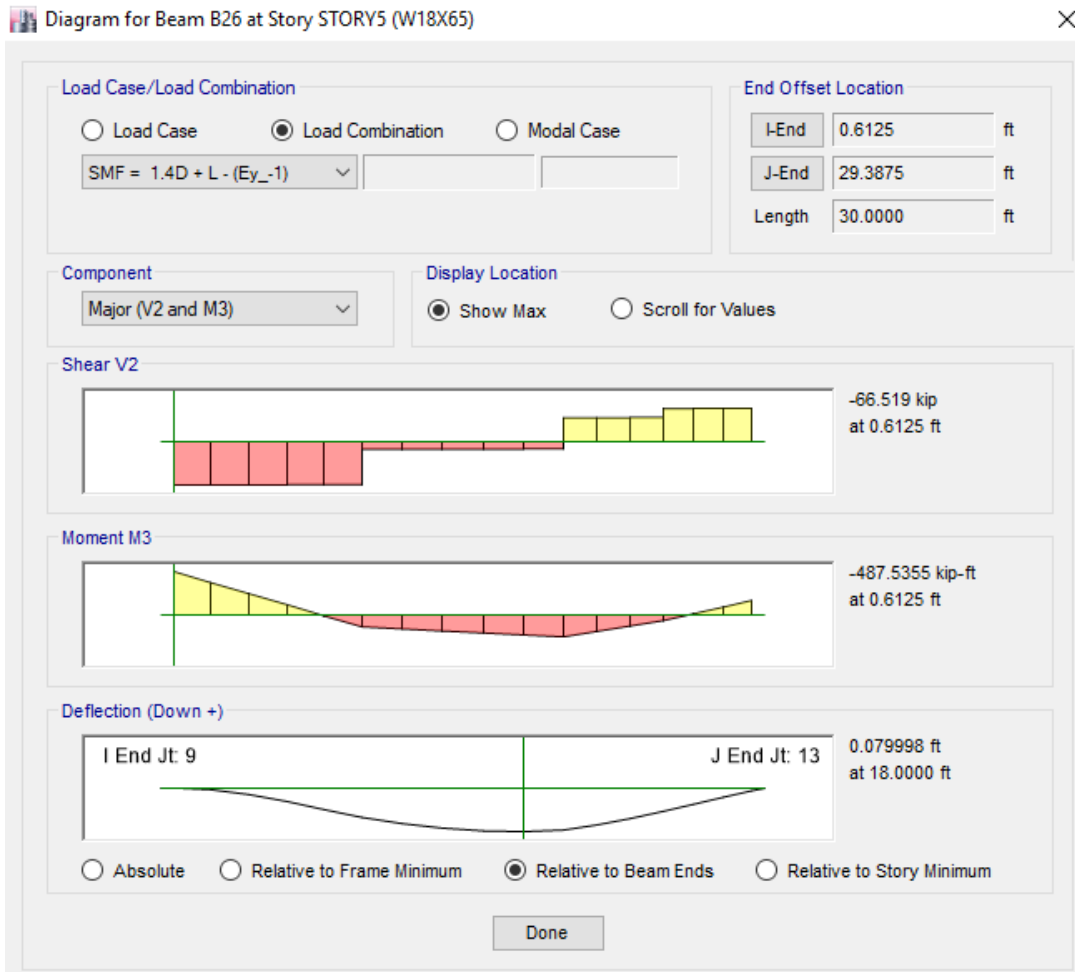
5. Viga a Momento W18X65

VIGA SMF			
DATOS			
STEEL PROPERTIES		B= DIMENTIONS	
Fy=	50	ksi	L= 360 in long. de la viga
Es=	29000	ksi	a= in
CARGAS		k= 1.00	Long. Efec. AISC360, Tabla C-A-7.1
Pr	0	kips	FACTORS
Mrx	487.535	kip-ft	
Mry	0	kip-ft	
Vr	66.519	kips	
		Φ _c = 0.9	Fact. Compr. Aisc360. E1
		Φ _b = 0.9	Fact. Flex. Aisc360. F1
		Φ _v = 1	Fact. Corte Aisc360. G1 - G2.1a
Apoysos X	100	Lb	3.5643564 in long. entre apoyos later.
Apoysos X	0	Lb max	84.2972 in long. max entre apoyos
		Carga max	5.6925 kips Carga que resiste la ala
CALCULOS			
Carga Axial			
Calculos		Comentarios	
kL/ry=	2.11	Cumple, Seccion no esbelta	Aisc360. E2
kL/rx=	48.06	Cumple, Seccion no esbelta	Aisc360. E2
Fey=	64344	ksi	Tension de pandeo elastico - Y
Fex=	123.90	ksi	Tension de pandeo elastico - X
Fcry=	49.98	ksi	Tension critica - Y
Fcrx=	42	ksi	Tension critica - X
Φ _c Pny=	859.22	kips	Sobre el eje debil - Y CUMPLE Aisc360. Ec.E3-1
Φ _c Pnx=	725.92	kips	Sobre el eje debil - X CUMPLE Aisc360. Ec.E3-1
Momentos			
Calculos		Comentarios	
Lp=	71.63	in	Limite Lp
ho=	17.65	in	Distancia ente los centros de las alas
r _{is} =	2.03		
c=	1		c=1, para secciones simetricas I
Lr=	228.68	in	Limite Lr
Mp=	554.17	kip-ft	Momento Elastico
Cb=	1		Valor conservativo Cb=1
Mn=	554.17	kip-ft	Lateral-Tors. Buckling (Lp < Lb ≤ Lr)
F _{cr} =	92830.75		
Mn=	554.17	kip-ft	Lateral-Tors. Buckling (Lb > Lr)
Φ _b Mn=	498.75	kip-ft	< Lp - No LTB CUMPLE
Cortante			
Calculos		Comentarios	
Aw=	8.28	in. ²	Area transversal del alma
h=	16.90	in	Distancia entre almas
kv=	5.00		Coficiente de pandeo de la cortante
Cv=	1.00		Coficiente de cortante del alma
Φ _v Vn=	248.40	kip	CUMPLE
Esfuerzos Combinados			
Pr	0.00	kips	Fuerza axial requerida
Mrx	487.54	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - X
Mry	0.00	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - Y
Pc	725.92	kips	Fuerza axial de diseño
Mcx	498.75	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - X
Mcy	1.00	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - Y
Pr/Pc	0.00		
F. comb.	0.98		≤ 1 CUMPLE Aisc360. H1-1

W18x65	
A =	19.10 in. ²
d =	18.400 in.
tw =	0.450 in.
bf =	7.590 in.
tf =	0.750 in.
T =	15-1/2 in.
k =	1.1500 in.
k1 =	0.8750 in.
gage =	3-1/2 in.
rt =	1.970 in.
d/Af =	3.22
Ix =	1070.00 in. ⁴
Sx =	117.00 in. ³
rx =	7.49 in.
Iy =	54.80 in. ⁴
Sy =	14.40 in. ³
ry =	1.690 in.
Zx =	133.00 in. ³
Zy =	22.50 in. ³
J =	2.73 in. ⁴
Ow =	4240 in. ⁶
a =	63.41 in.
Wno =	33.40 in. ²
Sw =	47.50 in. ⁴
Qf =	23.60 in. ³
Qw =	66.10 in. ³

Secciones Compactas	
Aisc341. Tabla D1.1	
Alma	
λ _{ig} =	5.06 Compacto
λ _{hd} =	7.22 Compacto
Ala	
Ca =	0.00 Compacto
λ _{web} =	37.56 Compacto
λ _{hd} =	59.00 Compacto

a: Clear distance betw een transverse stiffeners





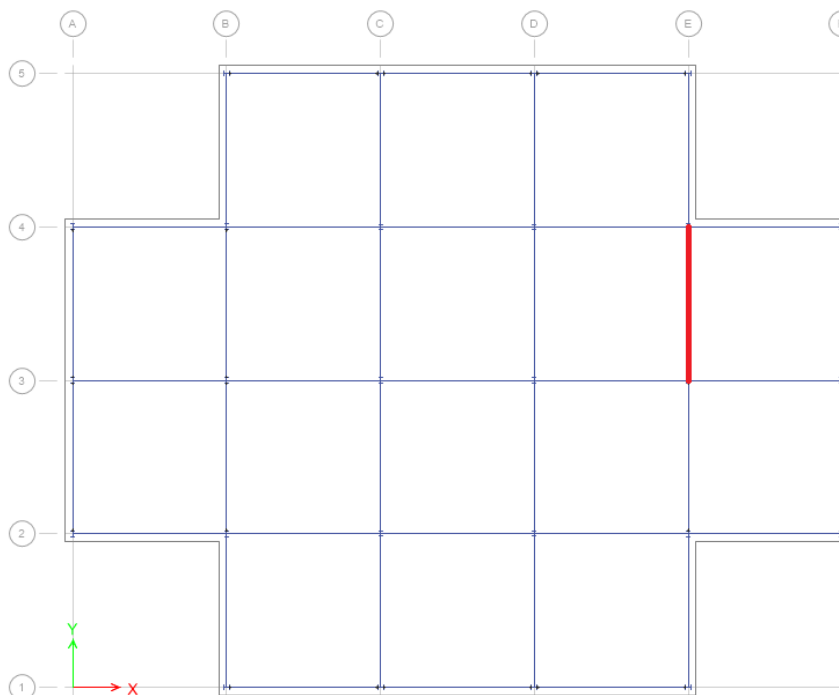
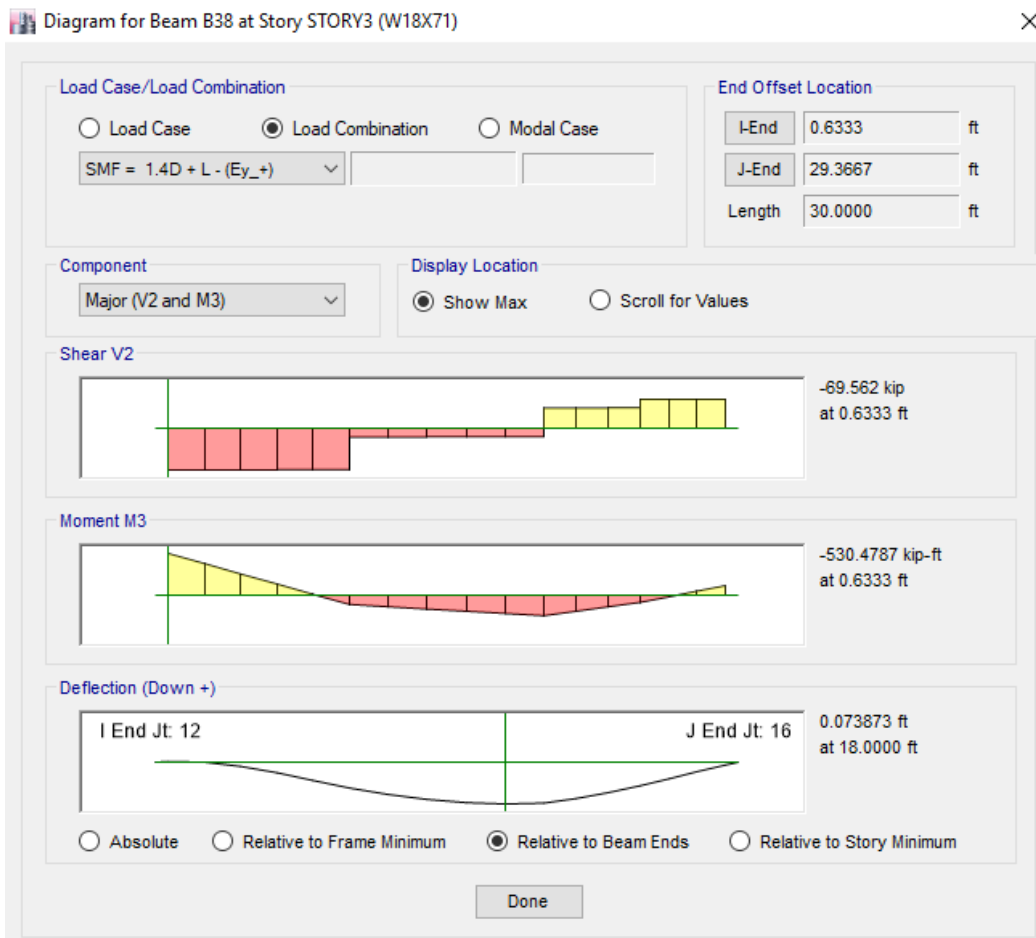
6. Viga a Momento W18X71

VIGA SMF							
				DATOS			
				STEEL PROPERTIES		B= DIMENTIONS	
Fy=	50	ksi	L=	360	in	long. de la viga	
Es=	29000	ksi	a=		in		
CARGAS			k=	1.00	Long. Efec. AISC360, Tabla C-A-7.1		
Pr	0	kips	FACTORS				
Mrx	530.478	kip-ft	Φ _c =	0.9	Fact. Compr. Aisc360. E1		
Mry	0	kip-ft	Φ _b =	0.9	Fact. Flex. Aisc360. F1		
Vr	69.562	kips	Φ _v =	1	Fact. Corte Aisc360. G1 - G2.1a		
Apoyos X			Lb	3.5643564	in	long. entre apoyos later.	
Apoyos X			Lb max	84.796	in	long. max entre apoyos	
			Carga max	6.1884	kips	Carga que resiste la ala	
CALCULOS							
Carga Axial							
Calculos		Comentarios		Norma			
kL/ry=	2.10		Cumple, Seccion no esbelta	Aisc360. E2			
kL/rx=	48.00		Cumple, Seccion no esbelta	Aisc360. E2			
Fey=	65108	ksi	Tension de pandeo elastico - Y	Aisc360. Ec.E3-4			
Fex=	124.23	ksi	Tension de pandeo elastico - X	Aisc360. Ec.E3-4			
Fcry=	49.98	ksi	Tension critica - Y	Aisc360. E3			
Fcrx=	42	ksi	Tension critica - X	Aisc360. E3			
Φ _c P _{ny} =	935.70	kips	Sobre el eje debil - Y	CUMPLE	Aisc360. Ec.E3-1		
Φ _c P _{nx} =	790.89	kips	Sobre el eje debil - X	CUMPLE	Aisc360. Ec.E3-1		
Momentos							
Calculos		Comentarios		Norma			
Lp=	72.06	in	Limite Lp	Aisc360. Ec F2-5			
ho=	17.69	in	Distancia ente los centros de las alas	-			
r _{ts} =	2.05		c=1, para secciones simetricas I	Aisc360. Ec F2-7			
c=	1			Aisc360. Ec F2-8a			
Lr=	243.93	in	Limite Lr	Aisc360. Ec F2-6			
Mp=	608.33	kip-ft	Momento Elastico	Aisc360. Ec F2-1			
Cb=	1		Valor conservativo Cb=1	Aisc360. Com F1			
Mn=	608.33	kip-ft	Lateral-Tors. Buckling (Lp < Lb ≤ Lr)	Aisc360. Ec F2-2			
F _{cr} =	94453.72			Aisc360. Ec F2-4			
Mn=	608.33	kip-ft	Lateral-Tors. Buckling (Lb > Lr)	Aisc360. Ec F2-3			
Φ _b M _n =	547.50	kip-ft	< Lp - No LTB	CUMPLE			
Cortante							
Calculos		Comentarios		Norma			
A _w =	9.16	in. ²	Area transversal del alma	Aisc360. G2.1			
h=	16.88	in	Distancia entre almas				
kv=	5.00		Coficiente de pandeo de la cortante				
Cv=	1.00		Coficiente de cortante del alma				
Φ _v V _n =	274.73	kip		CUMPLE			
Esfuerzos Combinados							
Pr	0.00	kips	Fuerza axial requerida				
Mrx	530.48	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - X				
Mry	0.00	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - Y				
Pc	790.89	kips	Fuerza axial de diseño				
Mcx	547.50	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - X				
Mcy	1.00	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - Y				
Pr/Pc	0.00						
F. comb.	0.97		≤ 1	CUMPLE	Aisc360. H1-1		

W18x71		
A =	20.80	in. ²
d =	18.500	in.
tw =	0.495	in.
bf =	7.640	in.
tf =	0.810	in.
T =	15-1/2	in.
k =	1.2100	in.
k1 =	0.8750	in.
gage =	3-1/2	in.
rt =	1.980	in.
d/Af =	2.99	
Ix =	1170.00	in. ⁴
Sx =	127.00	in. ³
rx =	7.50	in.
Iy =	60.30	in. ⁴
Sy =	15.80	in. ³
ry =	1.700	in.
Zx =	146.00	in. ³
Zy =	24.70	in. ³
J =	3.49	in. ⁴
Cw =	4700	in. ⁶
a =	59.05	in.
Wno =	33.70	in. ²
Sw =	52.10	in. ⁴
Qf =	25.50	in. ³
Qw =	72.20	in. ³

Secciones Compactas Aisc341. Tabla D1.1		
Alma		
λ _{fb} =	4.72	Compacto
λ _{hd} =	7.22	
Ala		
Ca=	0.00	
λ _{web} =	34.10	Compacto
λ _{hd} =	59.00	

a: Clear distance betw een transverse stiffeners





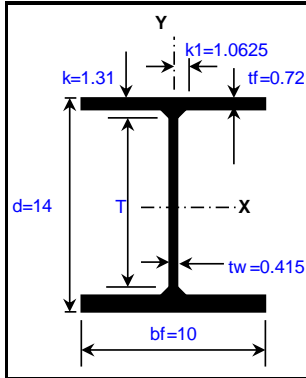
Diseño de Columnas Resistentes a Momento

1. Columna a Momento W14X68

Para este caso se realizó la validación de la hoja de cálculo para el diseño de las columnas resistentes a momento con el programa ETABS. A continuación se presenta los resultados obtenidos de la Hoja de cálculo, con la que se obtuvo una relación demanda-capacidad de 0.459%. Posteriormente se encuentra el informe del programa ETABS, con el cual se obtiene la misma relación. Lo que verifica los valores de la hoja de cálculo elaborada.



COLUMNA SMF

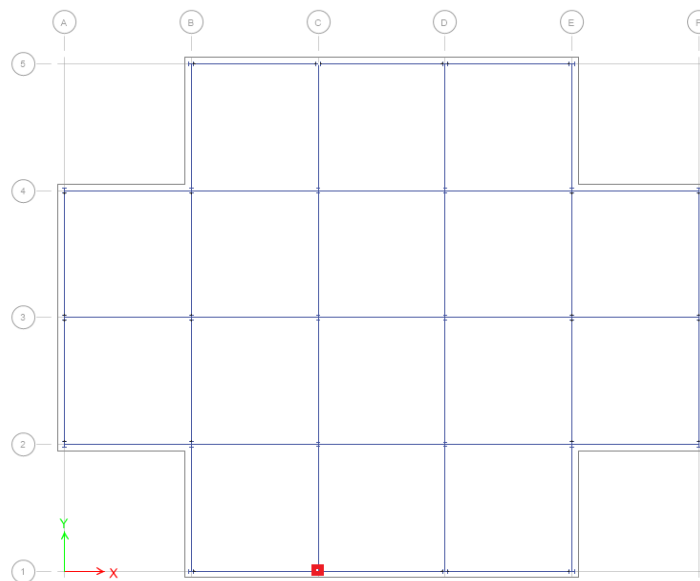
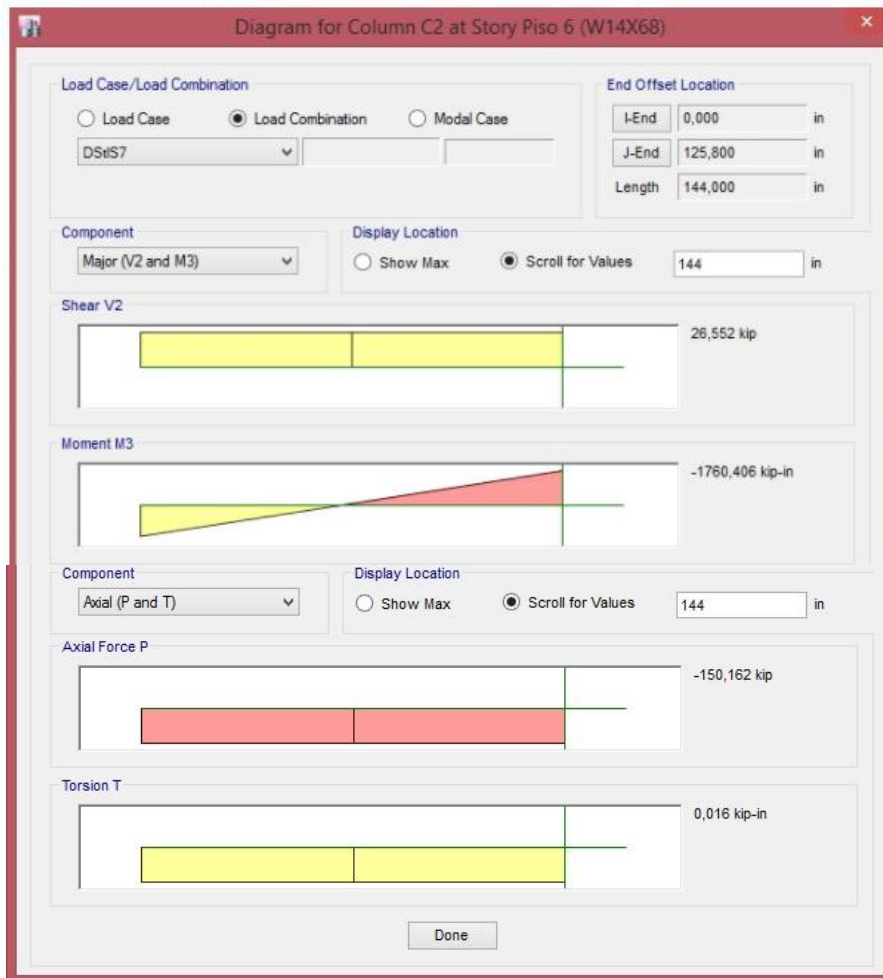


DATOS					
DIMENSIONES			FACTORES		
Lb =	144	in	$\Phi_c =$	0.9	Fact. Compr. Aisc360. E1
PROPIEDADES DEL ACERO			$\Phi_b =$	0.9	Fact. Flex. Aisc360. F1
Fy =	50.00	ksi	$\Phi_v =$	1	Fact. Corte Aisc360. G1- G2.1a
Es =	29000.00	ksi	a =		Aisc360. G2-1
G =	11200.00	ksi	k =	0.65	Long. Efec. AISC360, TablaC-A-7.1
CARGAS - ETABS			Kz =	1	Aisc360. E4
Pr =	150.16	kips	Mmax =	1760.41	kip-in
Mrx =	1760.41	kip-in	0.25M =	623.97	kip-in
Mry =	33.51	kip-in	0.50M =	331.90	kip-in
Vr =	0.00	kips	0.75M =	1287.78	kip-in

W14x68		
A =	20.00	in.^2
d =	14.000	in.
tw =	0.415	in.
bf =	10.000	in.
tf =	0.720	in.
T =	10-7/8	in.
k =	1.3100	in.
k1 =	1.0625	in.
gage =	5-1/2	in.
rt =	2.710	in.
d/Af =	1.94	
lx =	722.00	in.^4
Sx =	103.00	in.^3
rx =	6.01	in.
ly =	121.00	in.^4
Sy =	24.20	in.^3
ry =	2.460	in.
Zx =	115.00	in.^3
Zy =	36.90	in.^3
J =	3.01	in.^4
Cw =	5370	in.^6
a =	67.97	in.
Wno =	33.40	in.^2
Sw =	60.40	in.^4
Qf =	23.10	in.^3
Qw =	56.40	in.^3

Secciones Compactas Aisc341. Tabla D1.1		
Alma		
$\lambda_{flg} =$	6.94	Compacto
$\lambda_{hd} =$	7.22	
Ala		
Ca =	0.17	Compacto
$\lambda_{web} =$	30.27	
$\lambda_{hd} =$	51.24	

CALCULOS					
Carga Axial					
Calculos		Comentarios		Norma	
$\Phi_c Pnt =$	900.00	kips	C.A. Nominal a Tension	Aisc360. Ec.E2-1	
kL/r =	38.05	15.57	Cumplen, Secciones no esbeltas	Aisc360. E2	
Fe =	127.92	127.92	Tension de pandeo elastico	Aisc360. Ec.E4-4	
Fcr =	42.45	42.45	Tension critica	Aisc360. E3	
$\Phi_c Pnc =$	764.17	764.17	C.A. Nominal a Compresion	Aisc360. Ec.E4-1	
Momentos					
Calculos		Comentarios		Norma	
X		Y			
Lp =	104.27	254.74	in	Limite Lp	Aisc360. Ec F2-5
ho =	13.28	13.28	in	Distancia ente los centros de las alas	Aisc360. Ec F2-7
r _{ts} =	2.80	9.02			
c =	1	1		c=1, para secciones simetricas I	Aisc360. Ec F2-8a
Lr =	377.5	2170.4	in	Limite Lr	Aisc360. Ec F2-6
Mp =	5750.0	1845.0	kip-in	Momento Elastico	Aisc360. Ec F2-1
Cb =	1.92	1.92		Valor conservativo Cb=1	Aisc360. Com F1
Mn =	5750.0	1845.0	kip-in	Lateral-Tors. Buckling (Lp < Lb ≤ Lr)	Aisc360. Ec F2-2
F _{cr} =	250.1	2347.9			Aisc360. Ec F2-4
Mn =	5750.0	1845.0	kip-in	Lateral-Tors. Buckling (Lb > Lr)	Aisc360. Ec F2-3
$\Phi_b M_n =$	5175.0	1660.5	kip-in	Lp < Lb ≤ Lr - S1LTB	
Cortante					
Calculos		Comentarios		Norma	
Aw =	5.81	in.^2	Area transversal del alma		
h =	12.56	in	Distancia entre almas		
kv =	5.00		Coficiente de pandeo de la cortante	Aisc360. G2.1	
Cv =	1.00		Coficiente de cortante del alma	Aisc360. G2.1	
$\Phi_v V_n =$	174.30	kip		CUMPLE	
Esfuerzos Combinados					
Calculos		Comentarios			
Pr	150.16	kips	Fuerza axial requerida		
Mrx	1760.41	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - X		
Mry	33.51	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - Y		
Pc	764.17	kips	Fuerza axial de diseño		CUMPLE
Mcx	5175.00	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - X		CUMPLE
Mcy	1660.50	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - Y		CUMPLE
Pr/Pc	0.20				
F. comb.	0.459		≤ 1	(Aisc360. H1-1)	CUMPLE





ETABS 2016 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details							
Level	Element	Unique Name	Location (in)	Combo	Element Type	Section	Classification
Piso 6	C2	292	125,8	DStIS7	Special Moment Frame	W14X68	Seismic HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio		
L (in)	LLRF	Stress Ratio Limit
144,0000	0,32	1

Analysis and Design Parameters			
Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors				
$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0,15	0,011	1	0,8	0,8

Seismic Parameters									
Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{DS}	R	Ω_0	C _d
No	No	Yes	D	1	1	1	8	3	5,5

Design Code Parameters							
Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}	
0,9	0,9	0,9	0,75	0,9	1	1	

Section Properties						
A (in ²)	J (in ⁴)	I ₃₃ (in ⁴)	I ₂₂ (in ⁴)	A _{v3} (in ²)	A _{v2} (in ²)	
20	3,01	722	121	14,4	5,81	

Design Properties						
S ₃₃ (in ³)	S ₂₂ (in ³)	Z ₃₃ (in ³)	Z ₂₂ (in ³)	r ₃₃ (in)	r ₂₂ (in)	C _w (in ⁶)
103,14	24,2	115	36,9	6,0083	2,4597	5290,75

Material Properties			
E (kip/in ²)	f _y (kip/in ²)	R _y	α
29000	50	1,1	NA

Stress Check forces and Moments						
Location (in)	P _u (kip)	M _{u33} (kip-in)	M _{u22} (kip-in)	V _{u2} (kip)	V _{u3} (kip)	T _u (kip-in)
125,8	-150,162	-1760,406	-33,51	0	0	0,016

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)						
	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0,874	1	1	1	1	0,241
Minor Bending	0	1	1	1	1	0,358

Parameters for Lateral Torsion Buckling



L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
1	1	1,92

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

$$D/C \text{ Ratio} = (P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$$

$$0,459 = 0,098 + 0,34 + 0,02$$

Axial Force and Capacities

P_u Force (kip)	ϕP_{nc} Capacity (kip)	ϕP_{nt} Capacity (kip)
150,162	762,891	900

Moments and Capacities

	M_u Moment (kip-in)	ϕM_n (kip-in)	ϕM_n No LTB (kip-in)	$\phi M_n C_b=1$ (kip-in)
Major Bending	1760,406	5175	5175	4862,75
Minor Bending	33,51	1660,5		

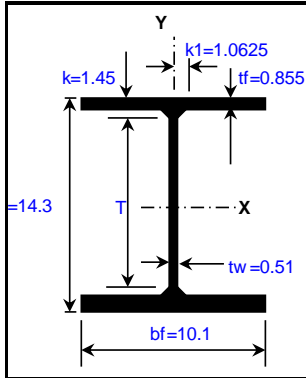
Shear Design

	V_u Force (kip)	ϕV_n Capacity (kip)	Stress Ratio
Major Shear	0	174,3	0,152
Minor Shear	0	388,8	0,002

2. Column a Momento W14X82



COLUMNA SMF

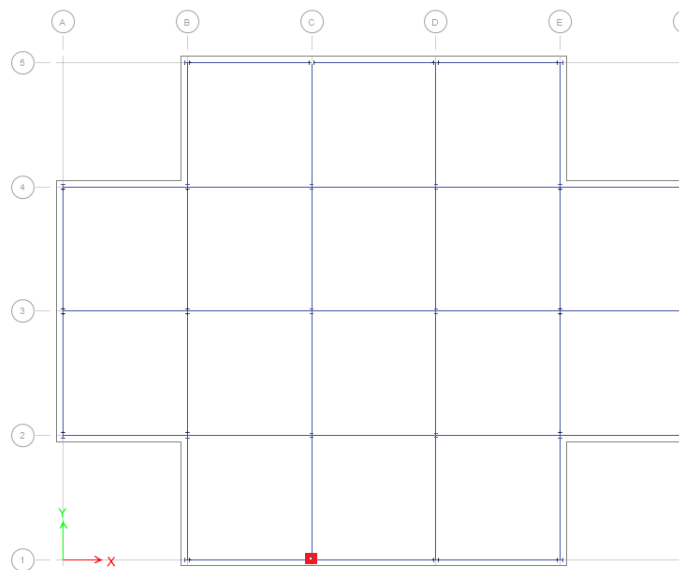


DATOS					
DIMENSIONES			FACTORES		
Lb =	144	in	$\Phi_c =$	0.9	Fact. Compr. Aisc360. E1
PROPIEDADES DEL ACERO			$\Phi_b =$	0.9	Fact. Flex. Aisc360. F1
Fy =	50.00	ksi	$\Phi_v =$	1	Fact. Corte Aisc360. G1- G2.1a
Es =	29000.00	ksi	a =		Aisc360. G2-1
G =	11200.00	ksi	k =	0.65	Long. Efec. AISC360, Tabla C-A-7.1
CARGAS - ETABS			Kz =	1	Aisc360. E4
Pr =	258.18	kips	Mmax =	2252.90	kip-in
Mrx =	2252.90	kip-in	0.25M =	1033.65	kip-in
Mry =	13.60	kip-in	0.50M =	185.61	kip-in
Vr =	0.00	kips	0.75M =	1404.86	kip-in

W14x82		
A =	24.00	in. ²
d =	14.300	in.
tw =	0.510	in.
bf =	10.100	in.
tf =	0.855	in.
T =	10-7/8	in.
k =	1.4500	in.
k1 =	1.0625	in.
gage =	5-1/2	in.
rt =	2.740	in.
d/Af =	1.65	
lx =	881.00	in. ⁴
Sx =	123.00	in. ³
rx =	6.05	in.
ly =	148.00	in. ⁴
Sy =	29.30	in. ³
ry =	2.480	in.
Zx =	139.00	in. ³
Zy =	44.80	in. ³
J =	5.07	in. ⁴
Cw =	6700	in. ⁶
a =	58.50	in.
Wno =	34.10	in. ²
Sw =	73.80	in. ⁴
Qf =	27.70	in. ³
Qw =	68.40	in. ³

CALCULOS					
Carga Axial					
Calculos		Comentarios		Norma	
$\Phi_c Pnt =$	1080.00	kips	C.A. Nominal a Tensión	Aisc360. Ec.E2-1	
kL/r =	37.74	15.47	Cumplen, Secciones no esbeltas	Aisc360. E2	
Fe =	145.06	145.06	Tension de pandeo elastico	Aisc360. Ec.E4-4	
Fcr =	43.28	43.28	Tension critica	Aisc360. E3	
$\Phi_c Pnc =$	934.91	934.91	C.A. Nominal a Compresion	Aisc360. Ec.E4-1	
Momentos					
Calculos		Comentarios		Norma	
X Y					
Lp =	105.12	256.44	in	Limite Lp	Aisc360. Ec F2-5
ho =	13.45	13.45	in	Distancia ente los centros de las alas	
r _{ts} =	2.85	9.11			Aisc360. Ec F2-7
c =	1	1		c=1, para secciones simetricas I	Aisc360. Ec F2-8a
Lr =	434.5	2519.3	in	Limite Lr	Aisc360. Ec F2-6
Mp =	6950.0	2240.0	kip-in	Momento Elastico	Aisc360. Ec F2-1
Cb =	2.06	2.06		Valor conservativo Cb=1	Aisc360. Com F1
Mn =	6950.0	2240.0	kip-in	Lateral-Tors. Buckling (Lp < Lb ≤ Lr)	Aisc360. Ec F2-2
F _{cr} =	291.9	2633.3			Aisc360. Ec F2-4
Mn =	6950.0	2240.0	kip-in	Lateral-Tors. Buckling (Lb > Lr)	Aisc360. Ec F2-3
$\Phi_b M_n =$	6255.0	2016.0	kip-in	Lp < Lb ≤ Lr - S1LTB	
Cortante					
Calculos		Comentarios		Norma	
Aw =	7.29		in. ²	Area transversal del alma	
h =	12.59		in	Distancia entre almas	
kv =	5.00			Coficiente de pandeo de la cortante	Aisc360. G2.1
Cv =	1.00			Coficiente de cortante del alma	Aisc360. G2.1
$\Phi_v V_n =$	218.79		kip		CUMPLE
Esfuerzos Combinados					
Calculos		Comentarios			
Pr	258.18	kips	Fuerza axial requerida		
Mrx	2252.90	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - X		
Mry	13.60	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - Y		
Pc	934.91	kips	Fuerza axial de diseño	CUMPLE	
Mcx	6255.00	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - X	CUMPLE	
Mcy	2016.00	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - Y	CUMPLE	
Pr/Pc	0.28				
F. comb.	0.602		≤ 1	(Aisc360. H1-1)	CUMPLE

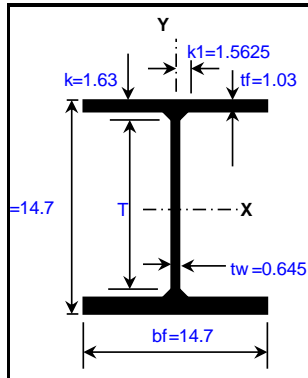
Secciones Compactas Aisc341. Tabla D1.1		
Alma		
$\lambda_{flg} =$	5.91	Compacto
$\lambda_{hd} =$	7.22	Compacto
Ala		
Ca =	0.24	
$\lambda_{web} =$	24.69	Compacto
$\lambda_{hd} =$	49.90	



3. Column a Momento W14X132



COLUMNA SMF

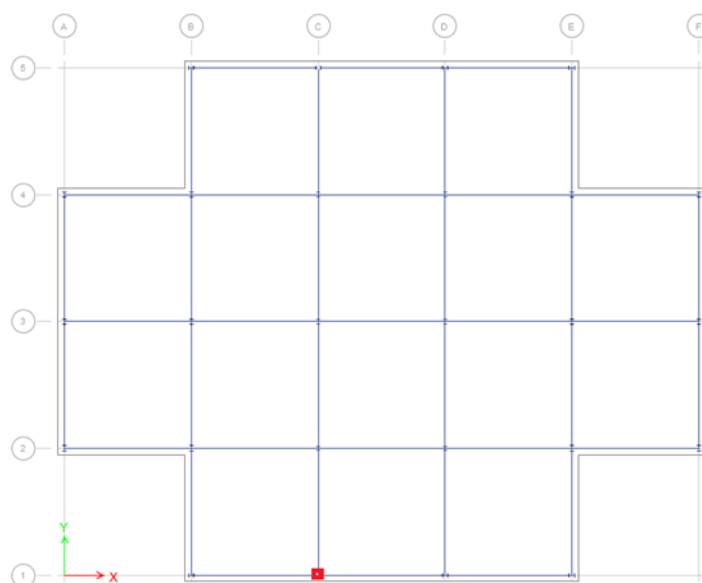


DATOS					
DIMENSIONES			FACTORES		
Lb =	144	in	$\Phi_c =$	0.9	Fact. Compr. Aisc360. E1
PROPIEDADES DEL ACERO			$\Phi_b =$	0.9	Fact. Flex. Aisc360. F1
Fy =	50.00	ksi	$\Phi_v =$	1	Fact. Corte Aisc360. G1- G2.1a
Es =	29000.00	ksi	a =		Aisc360. G2-1
G =	11200.00	ksi	k =	0.65	Long. Efec. AISC360, Tabla C-A-7.1
CARGAS - ETABS			Kz =	1	Aisc360. E4
Pr =	597.95	kips	Mmax =	4529.44	kip-in
Mrx =	4529.44	kip-in	0.25M =	3288.95	kip-in
Mry =	28.87	kip-in	0.50M =	2048.44	kip-in
Vr =	0.00	kips	0.75M =	807.95	kip-in

W14x132		
A =	38.80	in. ²
d =	14.700	in.
tw =	0.645	in.
bf =	14.700	in.
tf =	1.030	in.
T =	10	in.
k =	1.6300	in.
k1 =	1.5625	in.
gage =	5-1/2	in.
rt =	4.050	in.
d/Af =	0.97	
lx =	1530.00	in. ⁴
Sx =	209.00	in. ³
rx =	6.28	in.
ly =	548.00	in. ⁴
Sy =	74.50	in. ³
ry =	3.760	in.
Zx =	234.00	in. ³
Zy =	113.00	in. ³
J =	12.30	in. ⁴
Cw =	25500	in. ⁶
a =	73.27	in.
Wno =	50.20	in. ²
Sw =	190.00	in. ⁴
Qf =	49.40	in. ³
Qw =	116.00	in. ³

Secciones Compactas Aisc360. Tabla B4.1a		
Alma		
$\lambda_{fig} =$	7.14	Compacto
$\lambda_{hd} =$	13.49	
Ala		
$\lambda_{web} =$	19.60	Compacto
$\lambda_{hd} =$	35.88	

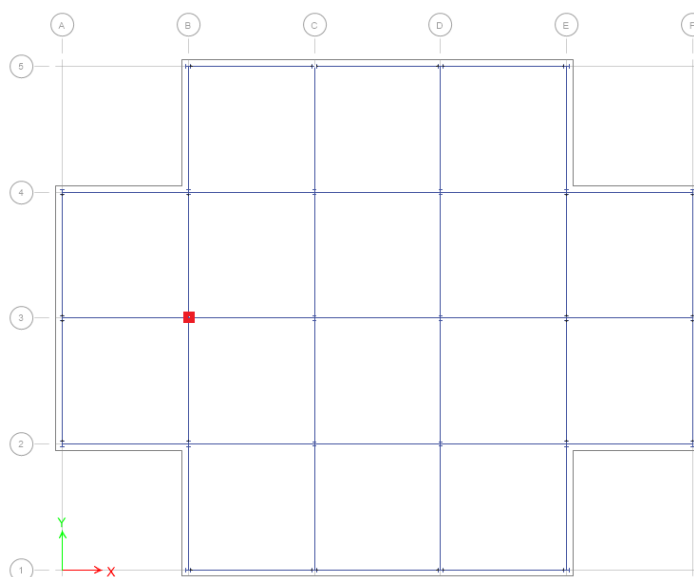
CALCULOS					
Carga Axial					
Calculos		Comentarios		Norma	
$\Phi_c Pnt =$	1746.00	kips	C.A. Nominal a Tensión	Aisc360. Ec.E2-1	
kL/r =	24.89	14.90	Cumplen, Secciones no esbeltas	Aisc360. E2	
Fe =	235.68	235.68	Tension de pandeo elastico	Aisc360. Ec.E4-4	
Fcr =	45.75	45.75	Tension critica	Aisc360. E3	
$\Phi_c Pnc =$	1597.64	1597.64	kips	C.A. Nominal a Compresion	Aisc360. Ec.E4-1
Momentos					
Calculos		Comentarios		Norma	
X Y					
Lp =	159.37	266.19	in	Limite Lp	Aisc360. Ec F2-5
ho =	13.67	13.67	in	Distancia ente los centros de las alas	
r _{ts} =	4.23	9.16			Aisc360. Ec F2-7
c =	1	1		c=1, para secciones simetricas I	Aisc360. Ec F2-8a
Lr =	736.9	2462.8	in	Limite Lr	Aisc360. Ec F2-6
Mp =	11700.0	5650.0	kip-in	Momento Elastico	Aisc360. Ec F2-1
Cb =	1.78	1.78		Valor conservativo Cb=1	Aisc360. Com F1
Mn =	11700.0	5650.0	kip-in	Lateral-Tors. Buckling (Lp < Lb ≤ Lr)	Aisc360. Ec F2-2
F _{cr} =	518.0	2287.3			Aisc360. Ec F2-4
Mn =	11700.0	5650.0	kip-in	Lateral-Tors. Buckling (Lb > Lr)	Aisc360. Ec F2-3
$\Phi_b Mn =$	10530.0	5085.0	kip-in	< Lp - No LTB	
Cortante					
Calculos		Comentarios		Norma	
Aw =	9.48		in. ²	Area transversal del alma	
h =	12.64		in	Distancia entre almas	
kv =	5.00			Coeficiente de pandeo de la cortante	Aisc360. G2.1
Cv =	1.00			Coeficiente de cortante del alma	Aisc360. G2.1
$\Phi_v Vn =$	284.45		kip		CUMPLE
Esfuerzos Combinados					
Calculos		Comentarios			
Pr	597.95	kips	Fuerza axial requerida		
Mrx	4529.44	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - X		
Mry	28.87	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - Y		
Pc	1597.64	kips	Fuerza axial de diseño	CUMPLE	
Mcx	10530.00	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - X	CUMPLE	
Mcy	5085.00	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - Y	CUMPLE	
Pr/Pc	0.37				
F. comb.	0.762		≤ 1	(Aisc360. H1-1)	CUMPLE





4. Columna a Momento W14X176

COLUMNA SMF									
					DATOS				
					DIMENSIONES			FACTORES	
Lb =	144	in	$\Phi_c =$	0.9	Fact. Compr.	Aisc360. E1			
PROPIEDADES DEL ACERO					$\Phi_b =$	0.9	Fact. Flex.	Aisc360. F1	
Fy =	50.00	ksi	$\Phi_v =$	1	Fact. Corte	Aisc360. G1-G2.ta			
Es =	29000.00	ksi	a =		in	Aisc360. G2-1			
G =	11200.00	ksi	k =	0.65	Long. Efec.	AISC360, TablaC-A-7.1			
CARGAS - ETABS					Kz =	1	Aisc360. E4		
Pr =	906.41	kips	Mmax =	229.88	kip-in	Valores de Momentos requeridos para el calculo del factor de modificacion del pandeo lateral torsionante			
Mrx =	229.88	kip-in	0.25M =	163.72	kip-in				
Mry =	2066.74	kip-in	0.50M =	97.55	kip-in				
Vr =	0.00	kips	0.75M =	31.39	kip-in				
W14x176									
A =	51.80	in. ²							
d =	15.200	in.							
tw =	0.830	in.							
bf =	15.700	in.							
tf =	1.310	in.							
T =	10	in.							
k =	1.9100	in.							
k1 =	1.6250	in.							
gage =	(3) 5-1/2 (3)	in.							
rt =	4.320	in.							
d/Af =	0.74								
lx =	2140.00	in. ⁴							
Sx =	281.00	in. ³							
rx =	6.43	in.							
ly =	838.00	in. ⁴							
Sy =	107.00	in. ³							
ry =	4.020	in.							
Zx =	320.00	in. ³							
Zy =	163.00	in. ³							
J =	26.50	in. ⁴							
Cw =	40500	in. ⁶							
a =	62.91	in.							
Wno =	54.40	in. ²							
Sw =	279.00	in. ⁴							
Qf =	67.50	in. ³							
Qw =	159.00	in. ³							
Secciones Compactas Aisc360. Tabla B4.1a									
Alma									
$\lambda_{fg} =$	5.99		Compacto						
$\lambda_{hd} =$	13.49		Compacto						
Ala									
$\lambda_{web} =$	15.16		Compacto						
$\lambda_{hd} =$	35.88		Compacto						
CALCULOS									
Carga Axial									
Calculos			Comentarios			Norma			
$\Phi_c Pnt =$	2331.00	kips	C.A. Nominal a Tension			Aisc360. Ec.E2-1			
kL/r =	23.28	14.56	Cumplen, Secciones no esbeltas			Aisc360. E2			
Fe =	287.38	287.38	Tension de pandeo elastico			Aisc360. Ec.E4-4			
Fcr =	46.49	46.49	Tension critica			Aisc360. E3			
$\Phi_c Pnc =$	2167.29	2167.29	C.A. Nominal a Compresion			Aisc360. Ec.E4-1			
Momentos									
Calculos			Comentarios			Norma			
X			Y						
Lp =	170.39	272.54	in	Limite Lp			Aisc360. Ec F2-5		
ho =	13.89	13.89	in	Distancia ente los centros de las alas			-		
r _{ts} =	4.55	9.33		c=1, para secciones simetricas I			Aisc360. Ec F2-7		
c =	1	1		Limite Lr			Aisc360. Ec F2-6		
Lr =	955.4	2989.9	in	Momento Elastico			Aisc360. Ec F2-1		
Mp =	16000.0	8150.0	kip-in	Valor conservativo Cb=1			Aisc360. Com F1		
Cb =	1.85	1.85		Lateral-Tors. Buckling (Lp < Lb ≤ Lr)			Aisc360. Ec F2-2		
Mn =	16000.0	8150.0	kip-in	Lateral-Tors. Buckling (Lb > Lr)			Aisc360. Ec F2-4		
F _{cr} =	656.0	2568.6		< Lp - No LTB			Aisc360. Ec F2-3		
Mn =	16000.0	8150.0	kip-in						
$\Phi_b M_n =$	14400.0	7335.0	kip-in						
Cortante									
Calculos			Comentarios			Norma			
Aw =	12.62	in. ²	Area transversal del alma						
h =	12.58	in	Distancia entre almas						
kv =	5.00		Coeficiente de pandeo de la cortante			Aisc360. G2.1			
Cv =	1.00		Coeficiente de cortante del alma			Aisc360. G2.1			
$\Phi_v V_n =$	378.48	kip				CUMPLE			
Esfuerzos Combinados									
Calculos			Comentarios						
Pr	906.41	kips	Fuerza axial requerida						
Mrx	229.88	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - X						
Mry	2066.74	kip-ft	Resistencia a flexion requerida - Y						
Pc	2167.29	kips	Fuerza axial de diseño			CUMPLE			
Mcx	14400.00	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - X			CUMPLE			
Mcy	7335.00	kip-ft	Resistencia a flexion de diseño - Y			CUMPLE			
Pr/Pc	0.42								
F. comb.	0.683		≤ 1			(Aisc360. H1-1)		CUMPLE	



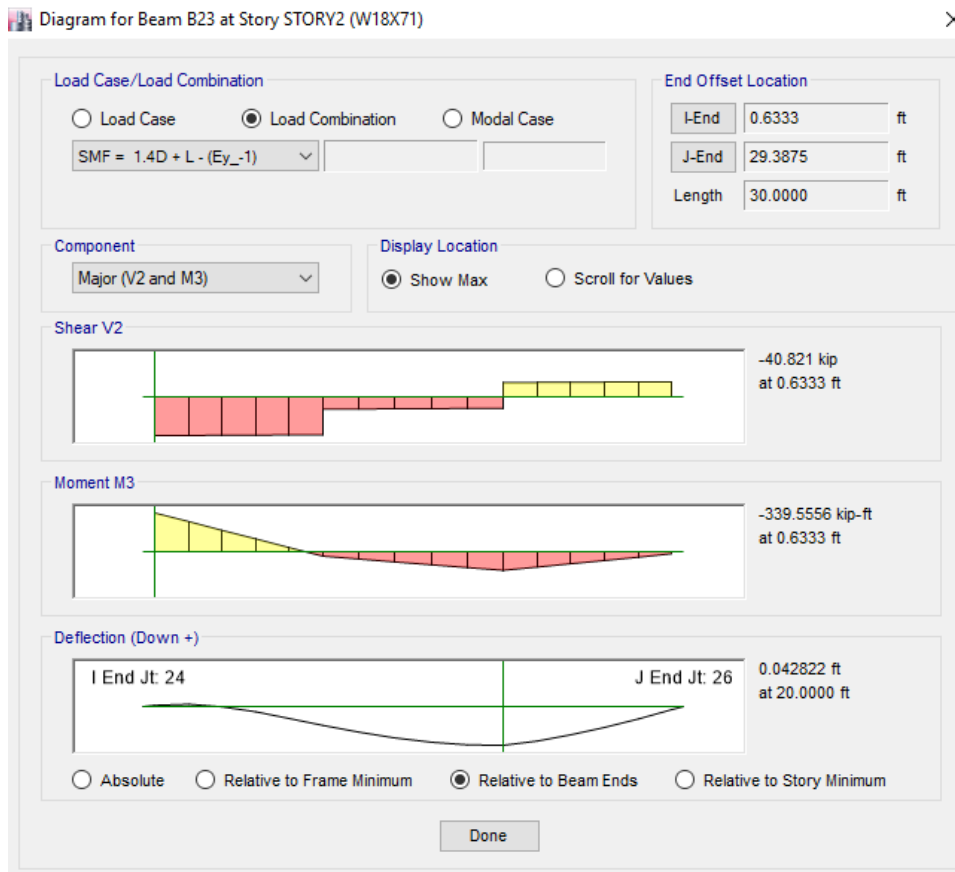
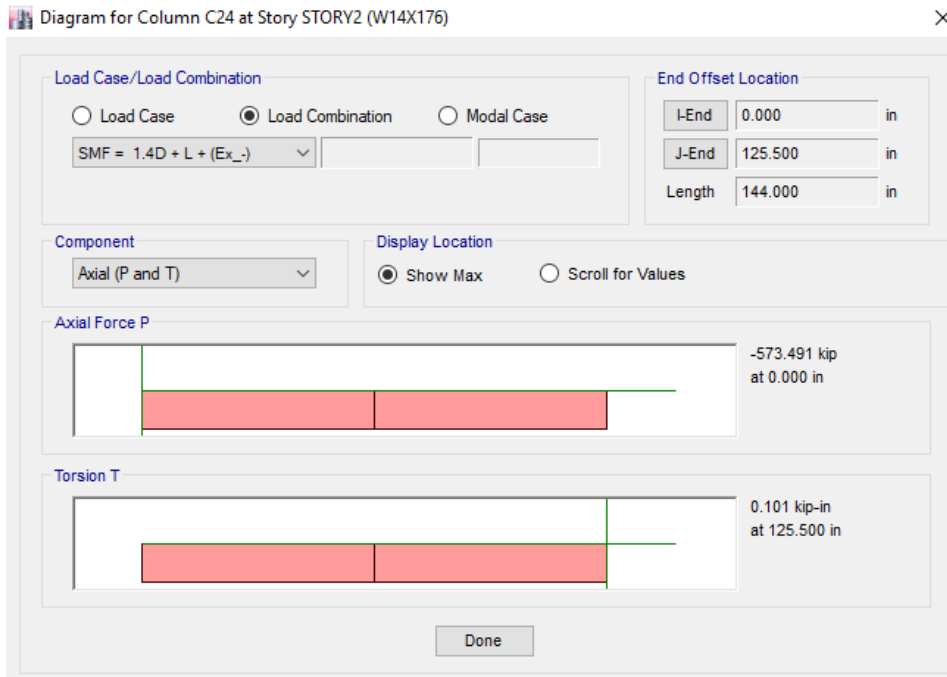


Comprobación Columna fuerte – Viga débil

1. Columna W14x176 – Viga W18x71

COLUMNA FUERTE - VIGA DEBIL								
Columnas	Vigas	Columna Fuerte - Viga Debil						
Pu= 573.491 kips # 2 Fy= 50 ksi Es= 29000 ksi Ryc= 1.1	Muv= 339.555 kip-ft # 2 Fy= 50 ksi Es= 29000 ksi Ryb= 1.1	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 50%;">Calculos</th> <th style="width: 50%;">Norma</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> $\frac{\sum Mp_c}{\sum Mp_b} = \frac{24914}{18006} = 1.38$ </td> <td>Aisc341. Ec E3-1</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center; color: red;">Cumple</td> </tr> </tbody> </table>	Calculos	Norma	$\frac{\sum Mp_c}{\sum Mp_b} = \frac{24914}{18006} = 1.38$	Aisc341. Ec E3-1	Cumple	
Calculos	Norma							
$\frac{\sum Mp_c}{\sum Mp_b} = \frac{24914}{18006} = 1.38$	Aisc341. Ec E3-1							
Cumple								
W14x176	W18x71							
A = 51.80 in.^2 d = 15.200 in. tw = 0.830 in. bf = 15.700 in. tf = 1.310 in. kx = 2140.00 in.^4 Sx = 281.00 in.^3 rx = 6.430 in. ly = 838.00 in.^4 Sy = 107.00 in.^3 ry = 4.020 in. Zx = 320.00 in.^3 Zy = 163.00 in.^3	A = 20.80 in.^2 d = 18.500 in. tw = 0.495 in. bf = 7.640 in. tf = 0.810 in. kx = 1170.00 in.^4 Sx = 127.00 in.^3 rx = 7.500 in. ly = 60.30 in.^4 Sy = 15.80 in.^3 ry = 1.700 in. Zx = 146.00 in.^3 Zy = 24.70 in.^3							







2. Columna W14x132 – Viga W18x65

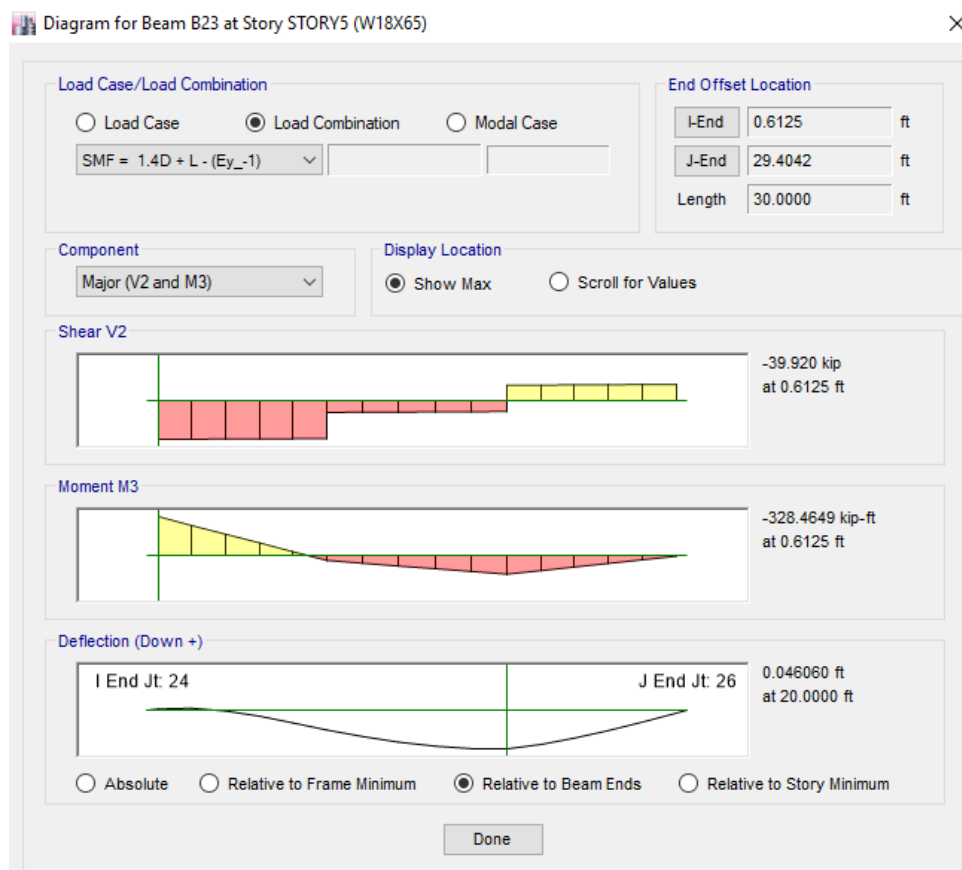
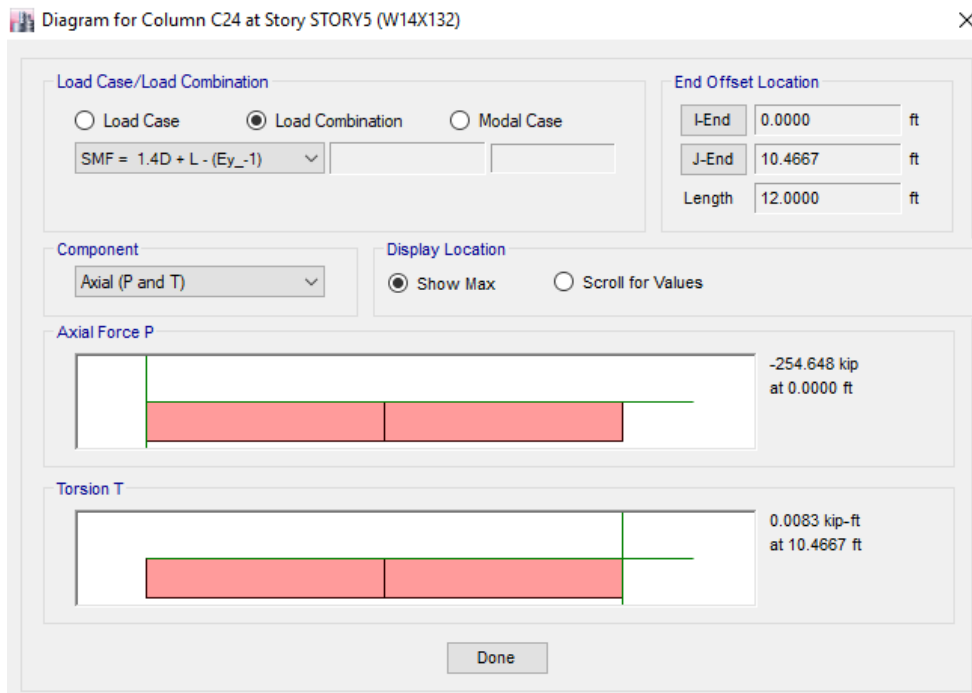
COLUMNA FUERTE - VIGA DEBIL

Columnas	
Pu=	254.648 kips
#	2
Fy=	50 ksi
Es=	29000 ksi
Ryc=	1.1
W14x132	
A =	38.80 in.^2
d =	14.700 in.
tw =	0.645 in.
bf =	14.700 in.
tf =	1.030 in.
Ix =	1530.00 in.^4
Sx =	209.00 in.^3
rx =	6.280 in.
Iy =	548.00 in.^4
Sy =	74.50 in.^3
ry =	3.760 in.
Zx =	234.00 in.^3
Zy =	113.00 in.^3

Vigas	
Muv=	328.464 kip-ft
#	2
Fy=	50 ksi
Es=	29000 ksi
Ryb=	1.1
W18x65	
A =	19.10 in.^2
d =	18.400 in.
tw =	0.450 in.
bf =	7.590 in.
tf =	0.750 in.
Ix =	1070.00 in.^4
Sx =	117.00 in.^3
rx =	7.490 in.
Iy =	54.80 in.^4
Sy =	14.40 in.^3
ry =	1.690 in.
Zx =	133.00 in.^3
Zy =	22.50 in.^3

Columna Fuerte - Viga Debil	
Calculos	Norma
$\frac{\sum Mp_c}{\sum Mp_b} = \frac{20328}{16421} = 1.24$	Aisc341. Ec E3-1
Cumple	







3. Columna W14x132 – Viga W18x71

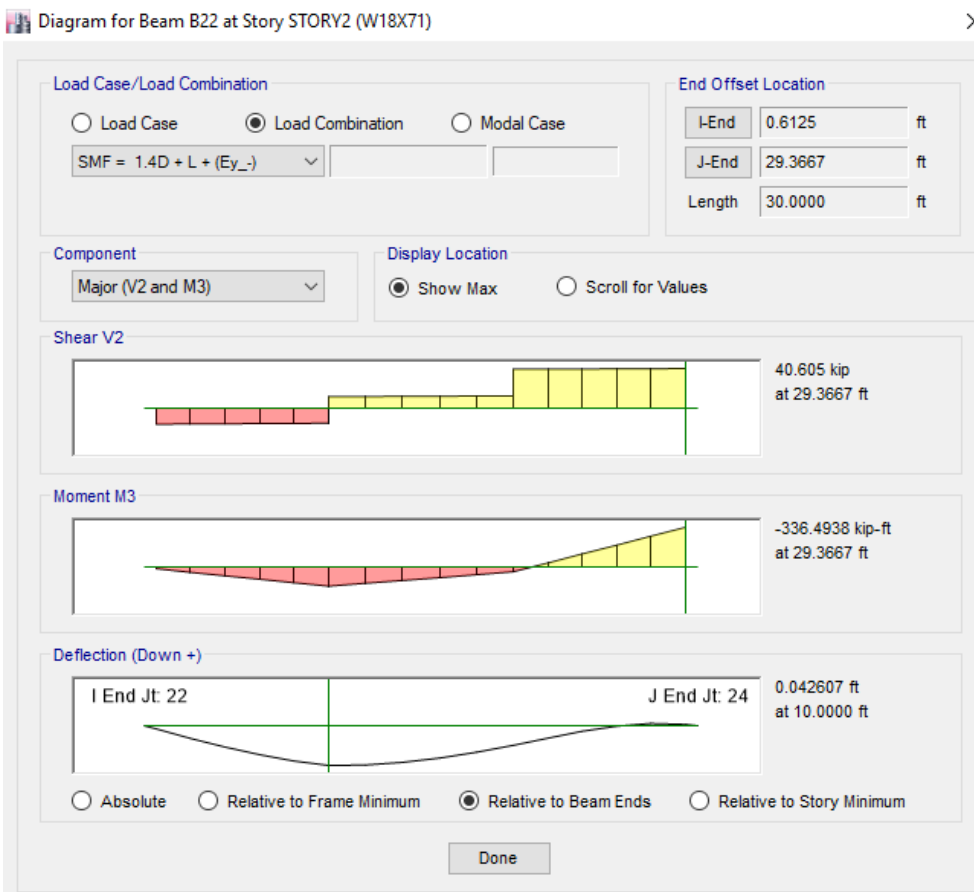
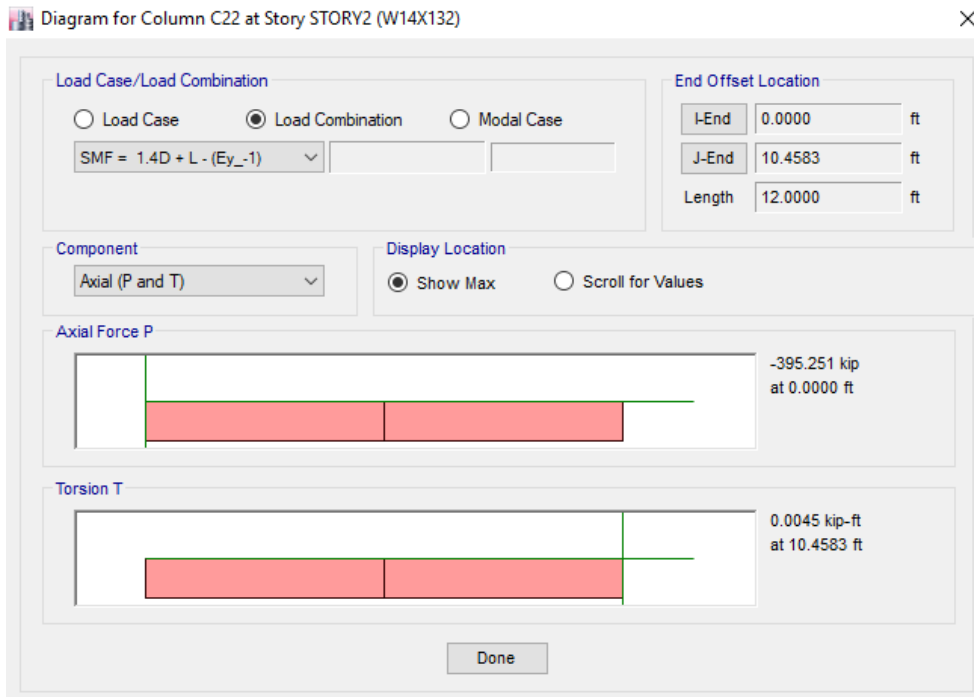
COLUMNA FUERTE - VIGA DEBIL

Columnas	
Pu=	395.251 kips
#	2
Fy=	50 ksi
Es=	29000 ksi
Ryc=	1.1
W14x132	
A =	38.80 in. ²
d =	14.700 in.
tw =	0.645 in.
bf =	14.700 in.
tf =	1.030 in.
Ix =	1530.00 in. ⁴
Sx =	209.00 in. ³
rx =	6.280 in.
Iy =	548.00 in. ⁴
Sy =	74.50 in. ³
ry =	3.760 in.
Zx =	234.00 in. ³
Zy =	113.00 in. ³

Vigas	
Muv=	336.493 kip-ft
#	1
Fy=	50 ksi
Es=	29000 ksi
Ryb=	1.1
W18x71	
A =	20.80 in. ²
d =	18.500 in.
tw =	0.495 in.
bf =	7.640 in.
tf =	0.810 in.
Ix =	1170.00 in. ⁴
Sx =	127.00 in. ³
rx =	7.500 in.
Iy =	60.30 in. ⁴
Sy =	15.80 in. ³
ry =	1.700 in.
Zx =	146.00 in. ³
Zy =	24.70 in. ³

Columna Fuerte - Viga Debil	
Calculos	Norma
$\frac{\sum Mp_c}{\sum Mp_b} = \frac{18633}{9169} = 2.03$	Aisc341. Ec E3-1
Cumple	







4. Columna W14x82 – Viga W18x65

COLUMNA FUERTE - VIGA DEBIL

Columnas	
Pu=	168.931 kips
#	2
Fy=	50 ksi
Es=	29000 ksi
Ryc=	1.1
W14x82	
A =	24.00 in.^2
d =	14.300 in.
tw =	0.510 in.
bf =	10.100 in.
tf =	0.855 in.
Ix =	881.00 in.^4
Sx =	123.00 in.^3
rx =	6.050 in.
Iy =	148.00 in.^4
Sy =	29.30 in.^3
ry =	2.480 in.
Zx =	139.00 in.^3
Zy =	44.80 in.^3

Vigas	
Muv=	323.577 kip-ft
#	1
Fy=	50 ksi
Es=	29000 ksi
Ryb=	1.1
W18x65	
A =	19.10 in.^2
d =	18.400 in.
tw =	0.450 in.
bf =	7.590 in.
tf =	0.750 in.
Ix =	1070.00 in.^4
Sx =	117.00 in.^3
rx =	7.490 in.
Iy =	54.80 in.^4
Sy =	14.40 in.^3
ry =	1.690 in.
Zx =	133.00 in.^3
Zy =	22.50 in.^3

Columna Fuerte - Viga Debil	
Calculos	Norma
$\frac{\sum Mp_c}{\sum Mp_b} = \frac{11943}{8370} = 1.43$	Aisc341. Ec E3-1
Cumple	





Diagram for Column C22 at Story STORY5 (W14X82)

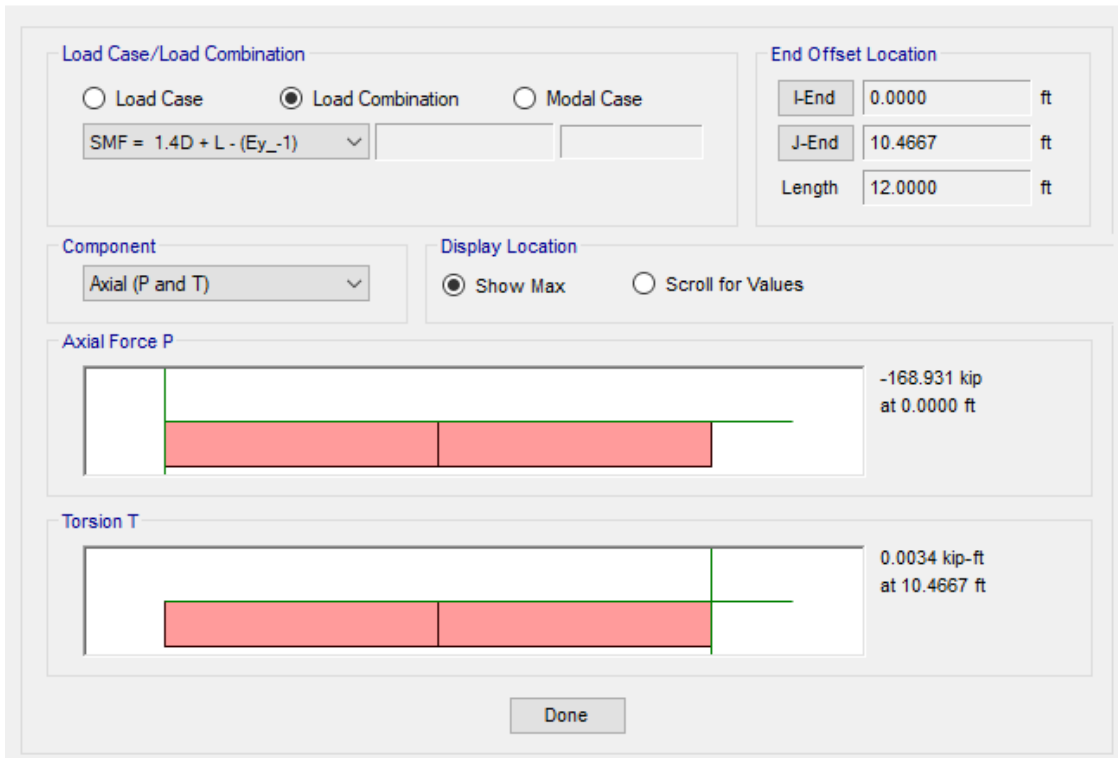


Diagram for Beam B22 at Story STORY5 (W18X65)



Anexo 3: Comprobación de la Constante de Amortiguamiento

En este anexo se analiza uno de los pórticos de la estructura con el disipador de fluido viscoso lineal y no lineal, a fin de observar su comportamiento y obtener las curvas histeréticas correspondientes, así como el análisis de la dependencia de la fuerza de amortiguamiento respecto a la velocidad.

A partir de la constante de amortiguamiento obtenida en la sección 4.2.1 se procede a obtener las constantes de amortiguamientos no lineales. Para ello se consideró la constante de amortiguamiento lineal C_L de 8. Para el cálculo de las constantes de amortiguamiento no lineales se hace referencia a un movimiento sinusoidal, el criterio asumido es razonable debido a que el movimiento ingresado a la estructura puede ser fácilmente asimilado como un movimiento armónico [21].

Se consideró un pórtico con las mismas secciones que el pórtico 2, sección A-B. La masa y las características dinámicas (Figura 39) fueron tomadas de manera que el pórtico tenga el mismo período que toda la estructura en la dirección x ($T=3.255$).

Tabla 68 Datos del pórtico analizado

masa	8,6063 Kips-s ² /in
ω_1	1,930
CL	8

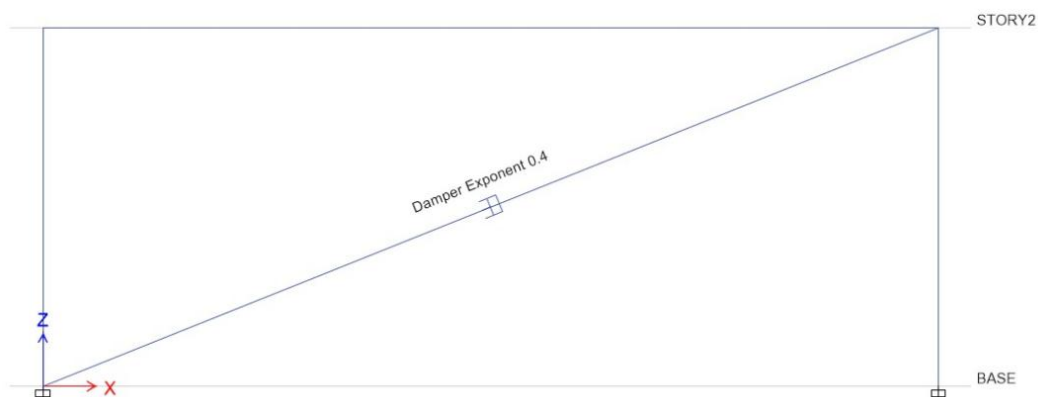


Figura 39 Pórtico analizado

En base a estos datos y con ayuda de las ecuaciones dadas por Silvestre [21] se tiene que:

$$C_{NL} = C_L * (X * v_{max})^{1-\alpha} \quad (109)$$



$$X = \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} * \frac{\Gamma\left(\frac{\alpha + 3}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{\alpha + 2}{2}\right)} \right)^{\frac{1}{1-\alpha}} \quad (110)$$

En donde v_{max} es la velocidad máxima obtenida para el máximo desplazamiento para una excitación sinusoidal (donde la velocidad máxima está en función del máximo desplazamiento, dada por $v_{max} = \omega_1 * x_{max}$) para el amortiguador lineal, α es el coeficiente de amortiguamiento y X es un coeficiente dependiente del exponente de amortiguamiento y está dado por la ecuación (110). Sin embargo, el valor de X puede encontrarse tabulado en función de α tal y como se muestra en la Tabla 69.

Tabla 69 Valores del coeficiente z en función del exponente de velocidad para movimiento sinusoidal

α	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
X	0,7854	0,7904	0,795	0,7994	0,8036	0,8075	0,8112	0,8147	0,8181	0,8213	0

La función sinusoidal utilizada está dada por $sen(\omega_1 * t)$, al someter a la estructura a este movimiento se obtuvo un $v_{max} = 642in/s$. Con estos datos se obtuvieron los valores de las constantes de amortiguamiento no lineales C_{NL} (Tabla 70) al aplicar la ecuación (109).

Tabla 70 Coeficientes de Amortiguamiento no Lineal

α	CNL
1	8.00
0.1	2178.36
0.2	1173.31
0.3	631.39
0.4	339.34
0.5	182.15

Estos coeficientes de amortiguamiento se introducen en el software ETABS, obteniéndose las curvas histeréticas mostradas en la Figura 40.

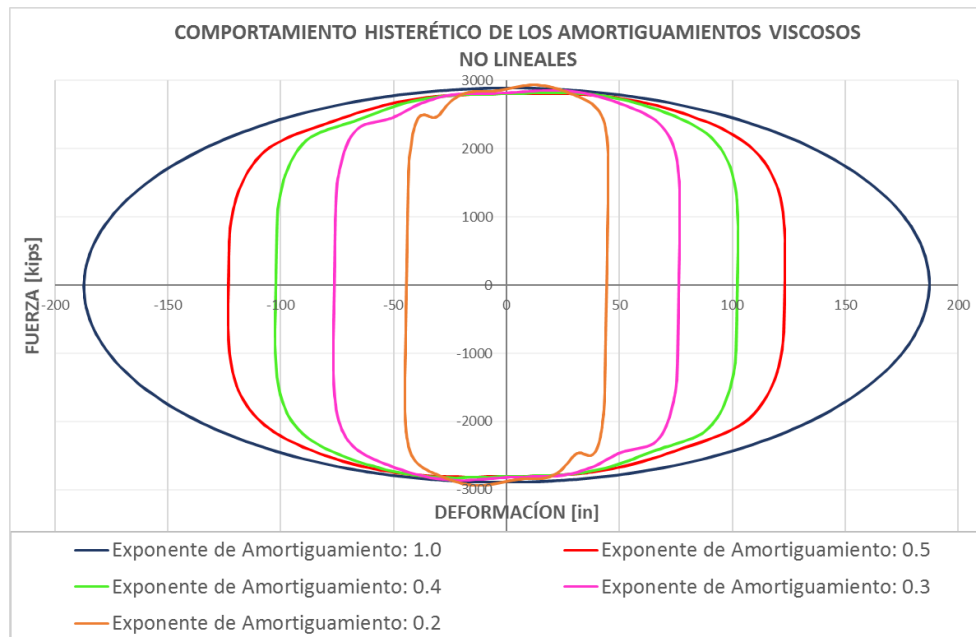


Figura 40 Curva histerética de los disipadores viscosos

Claramente se puede observar que los amortiguadores viscosos no lineales disipan la misma cantidad de energía teniendo desplazamientos menores.

En base a las curvas histeréticas se procede a obtener la razón de amortiguamiento. La información que presenta una curva histerética para un dispositivo de amortiguamiento viscoso se muestra en la Figura 41 y Figura 42 para disipadores de fluido viscoso lineal y no lineal respectivamente [14]:

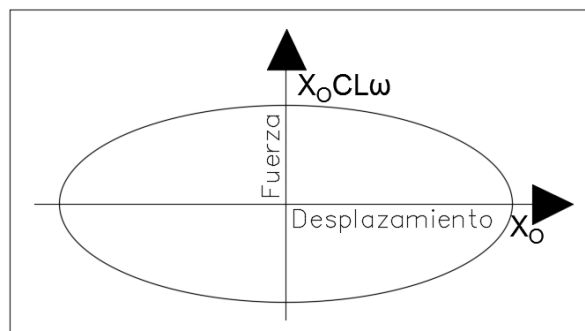


Figura 41 Curva histerética de disipador viscoso lineal

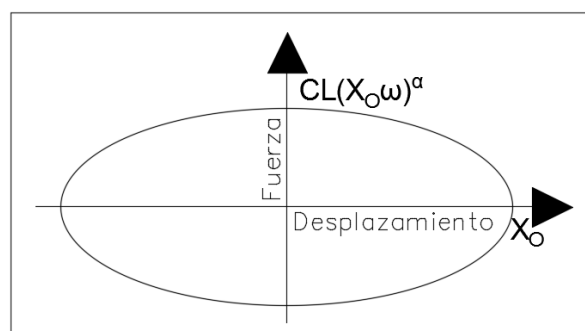


Figura 42 Curva histerética de disipador viscoso no lineal



En base a Figura 40 se elabora la Tabla 71, que indica los valores máximos de fuerza y desplazamiento de las curvas histeréticas.

Tabla 71 Valores máximos de las curvas histeréticas

α	$(X_0 C_{NL} \omega)^\alpha$	X_0
1	2890.85	187.224
0.2	2936.54	45.032
0.3	2860.46	76.746
0.4	2822.36	102.491
0.5	2810.15	123.376

En base a estos datos se obtiene el coeficiente de amortiguamiento viscoso no lineal mostrados en la Tabla 72. La razón de amortiguamiento (ξ), indicada en la columna 3, se ha obtenido al combinar la ecuación (35) y la ecuación (108), obteniéndose:

$$C_{NL} = \bar{\xi} * \omega_1 * m_{tot} * \left(\frac{N+1}{n}\right) * (X * v_{max})^{1-\alpha} \quad (111)$$

En donde N es el número de pisos y n es el número de disipadores por piso. Al considerarse solo un piso y solo un disipador, se tiene la ecuación (112), de donde se despeja la razón de amortiguamiento ($\bar{\xi}$). Obteniéndose lo mostrado en la Tabla 72.

$$C_{NL} = 2 * \bar{\xi} * \omega_1 * m_{tot} * (X * v_{max})^{1-\alpha} \quad (112)$$

Tabla 72 Razón de Amortiguamiento

α	C_{NL}	ξ	$\xi / (\cos(\theta))^2$
1	8.00	0.24	0.28
0.2	1202.28	0.25	0.29
0.3	638.60	0.24	0.28
0.4	340.48	0.24	0.28
0.5	182.10	0.24	0.28

Debido a que el valor de CL se obtuvo para una razón de amortiguamiento de 28.8, la misma que se obtuvo en la Tabla 27, los coeficientes de amortiguamiento no lineales deben proporcionar la misma razón de amortiguamiento, tal y como se muestra en la columna cuatro de la Tabla 72. Con lo que se comprueba que los valores ingresados son los correctos.

Relación fuerza velocidad en disipadores viscosos lineales y no lineales

Para este fin se procede a realizar las gráficas fuerza vs velocidad, las mismas que están dadas por la siguiente ecuación:

$$F(t) = C_{NL}(\dot{x})^\alpha \quad (113)$$

En donde C_{NL} es la constante de amortiguamiento no lineal, \dot{x} representa la velocidad entre los extremos del disipador y α es el exponente de velocidad (para $\alpha = 1$, se tiene $C_{NL}=C_L$).

En base a lo mencionado anteriormente y recordando que el análisis se realiza para una velocidad máxima $v_{max} = 642$ in/s, se obtiene la Figura 43. En donde fácilmente se puede distinguir el punto de intersección P entre las curvas de relación fuerza- velocidad lineal y no lineal de un amortiguador viscoso. Con la finalidad de comprobar los resultados obtenidos directamente de la gráfica, se calcula las coordenadas del punto P, dadas por $(X * v_{max}, C_L * X * v_{max})$ [21]. Considerando $\alpha = 0.4$, las coordenadas de P son (515.52, 4127.72), tal y como se muestra en la Figura 43. Por lo que los resultados obtenidos directamente del gráfico son correctos.

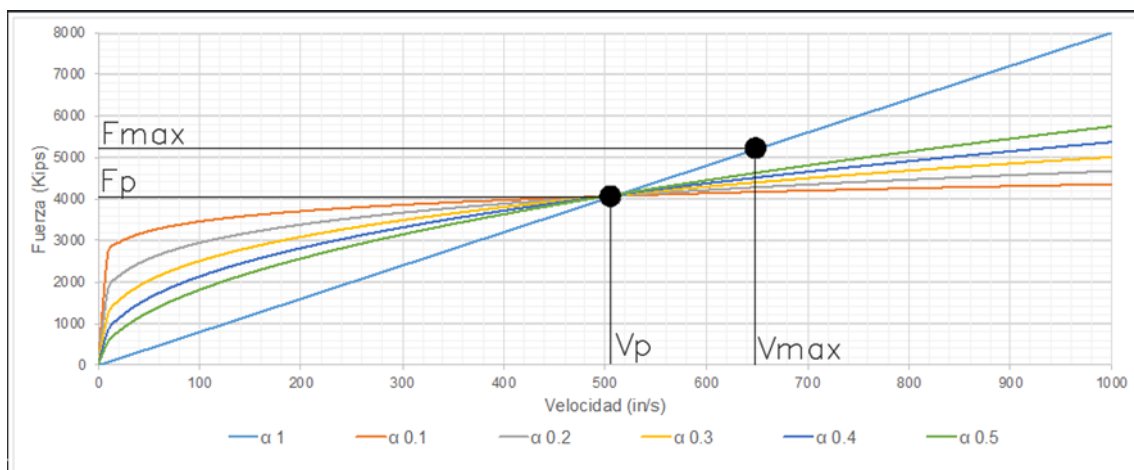


Figura 43 Curva Fuerza vs. Velocidad



Anexo 4: Conexiones Sísmicas Precalificadas

En este anexo se señala la importancia que tienen las conexiones en los marcos resistentes a momento, además se presentan los tipos de conexiones que se encuentran en la norma AISC 358.

El éxito de un SMF está en sus conexiones. Por ejemplo, cuando las conexiones son soldaduras entre los patines de las vigas y los patines de las columnas, y se han producido esfuerzos residuales, éstos se suman a cualquier esfuerzo de tracción aplicado, y la tensión real en el miembro será mayor que el esfuerzo aplicado, haciendo susceptible la fractura frágil. Estos esfuerzos residuales, así como la deformación en las soldaduras dependen del ángulo que la fuerza aplicada hace con la soldadura, siendo el ángulo de 90° el que proporciona el comportamiento menos dúctil [34]. Un análisis similar se debe realizar con conexiones empernadas y cualquier otro tipo de conexión, ya que la conexión garantizará el comportamiento dúctil del pórtico.

Como se indica en el capítulo III, se espera que los marcos resistentes a momento (SMF) resistan deformaciones inelásticas significativas durante el sismo de diseño, por lo que se requiere que sus conexiones sean capaces de proporcionar la ductilidad necesaria. Para estudios se han realizado ensayos en un número limitado de especímenes probándolos a una escala real, determinando así su comportamiento. La norma AISC 358 [35] contiene una serie de conexiones que están precalificadas para cumplir con los requisitos de las disposiciones sísmicas, siempre y cuando se diseñe con los requisitos de esta norma. Estas conexiones están estandarizadas y no es necesario realizar pruebas costosas para determinar su comportamiento. Sin embargo, se debe tener en cuenta que cada conexión precalificada tiene límites únicos de aplicabilidad asociadas con el tipo de miembro, profundidad y peso. Por lo tanto, no todas las conexiones se pueden emplear en las mismas aplicaciones. De la Figura 44 a la Figura 52 se presentan las conexiones que proporciona la norma AISC 358 [35].

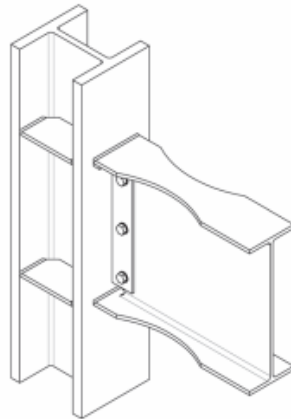


Figura 44 Conexión de viga de sección reducida

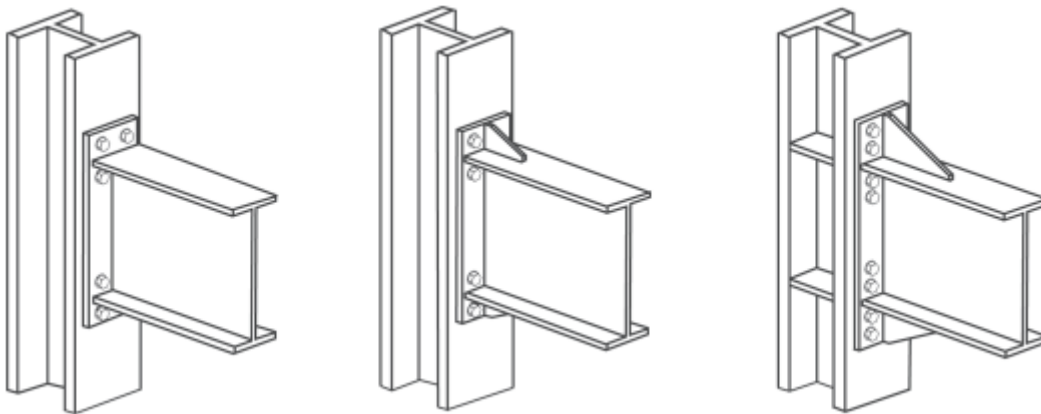


Figura 45 Tipos de conexiones de placa final extendida

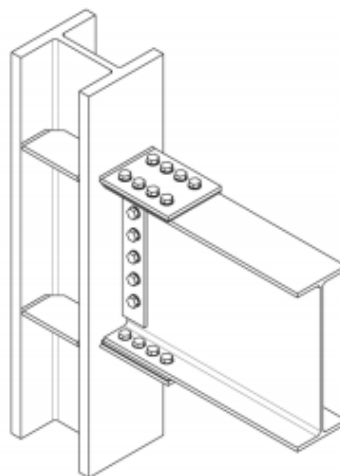


Figura 46 Conexión de placa de brida atornillada

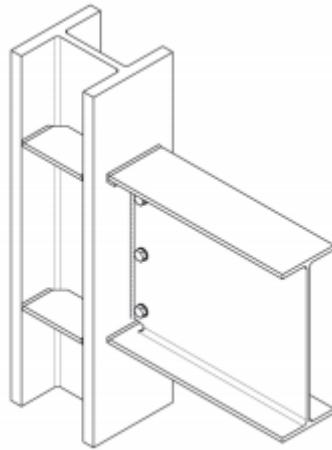


Figura 47 Conexión patines soldados sin refuerzos - alma soldada

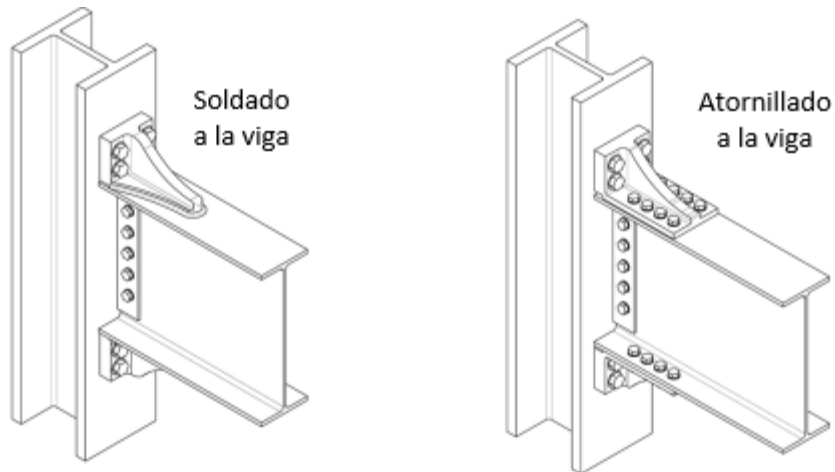


Figura 48 Conexión patentada de soporte Kaiser

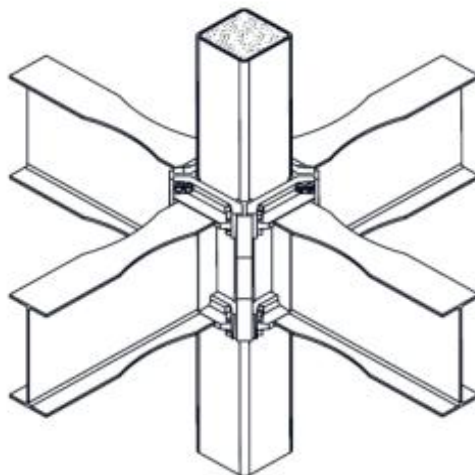


Figura 49 Conexión de la propiedad de ConXLTM

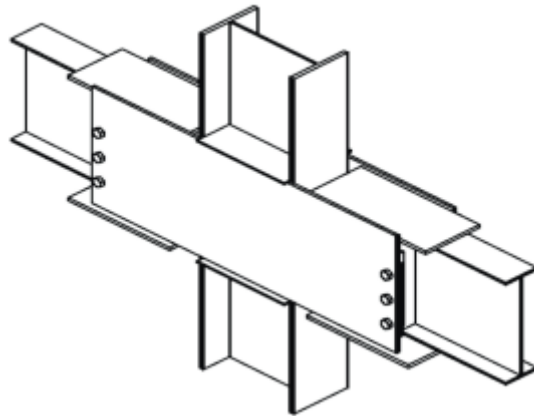


Figura 50 Conexión de la propiedad de SidePlate™®

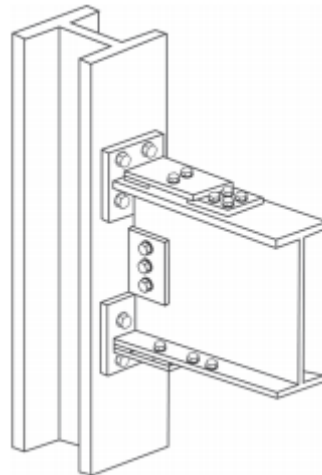


Figura 51 Conexión de la propiedad de Simpson Strong-Tie

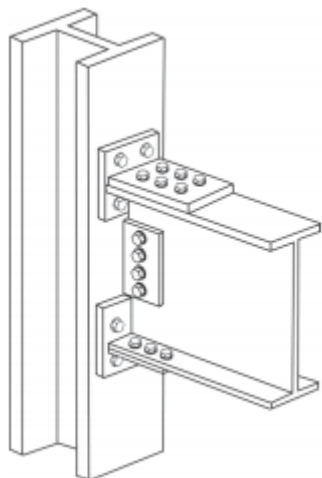


Figura 52 Doble conexión en T

Anexo 5: Ingreso De Datos En El Software ETABS

En este anexo se presenta la metodología de ingreso de las propiedades de un amortiguador de fluido viscoso lineal y no lineal en una estructura.

Ingreso de datos para un amortiguador viscoso lineal

El ingreso de los datos se realiza en la barra de menú opción **Define-Seccion Properties - Link/Support Properties**, en donde aparece el cuadro de la Figura 53. A continuación se selecciona la opción **Add New Propertie** (Figura 54).

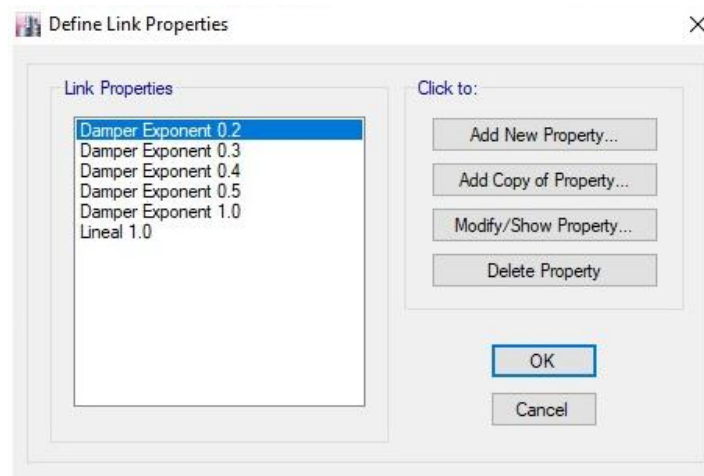


Figura 53 Definición de las propiedades de los disipadores

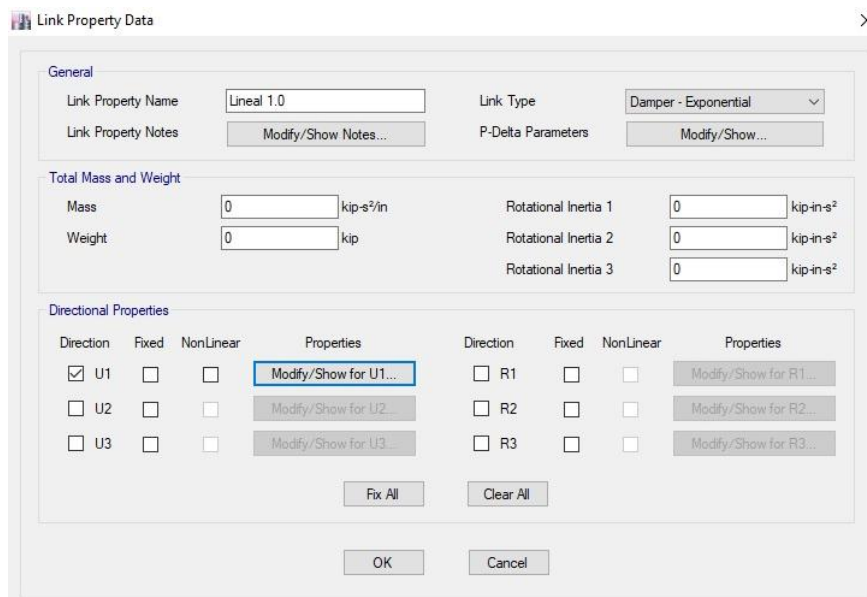


Figura 54 Propiedades de los disipadores lineales

Elegido un disipador lineal (damper exponential) en **link Type** se procede a ingresar las propiedades del disipador (Figura 55). Se debe tener en cuenta que los disipadores no alteran la rigidez de la estructura, por lo que en la opción **Effective Stiffness** se ingresa 0.

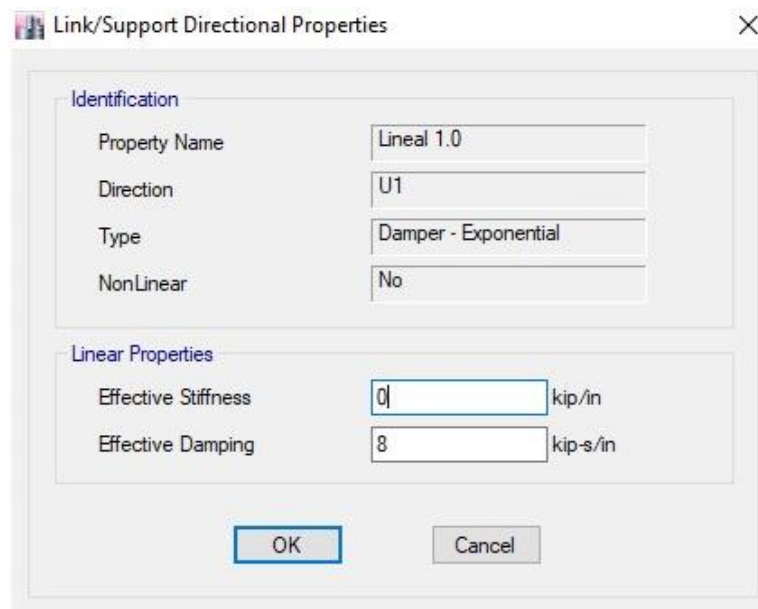


Figura 55 Amortiguamiento efectivo lineal

Ingreso de datos para un amortiguador viscoso no lineal

En este caso se activa la opción no lineal en el cuadro de Link Property Data (Figura 56). Como ejemplo se colocaron los datos para un amortiguador con un exponente de amortiguamiento de 0.4 tal como se muestra en la Figura 57. Como se puede observar para disipadores viscosos fluidos no lineales se requiere ingresar una rigidez, ésta es la correspondiente a las riostras que conectan el disipador con el pórtico. Sin embargo, ésta no afecta la rigidez de la estructura. Esta rigidez requiere valores mayores a 2000 k-in, debido a que si se colocan rigideces bajas el software no considerará el efecto del dispositivo sobre la estructura. En aplicaciones típicas una rigidez lateral en el rango de 2000 a 3000 k-in puede obtenerse sin dificultad [6].

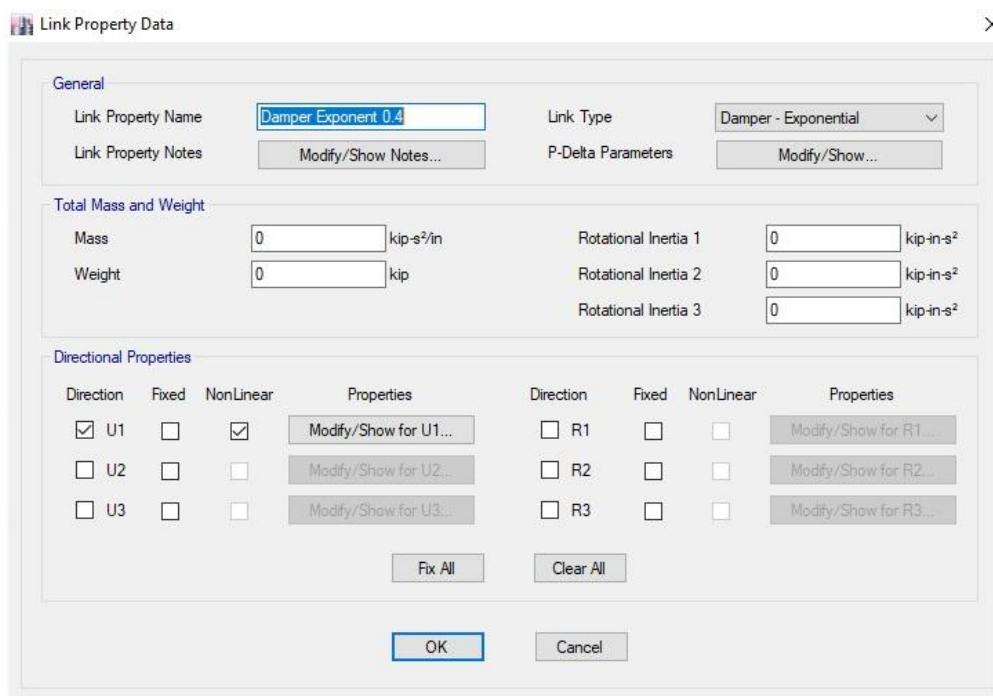
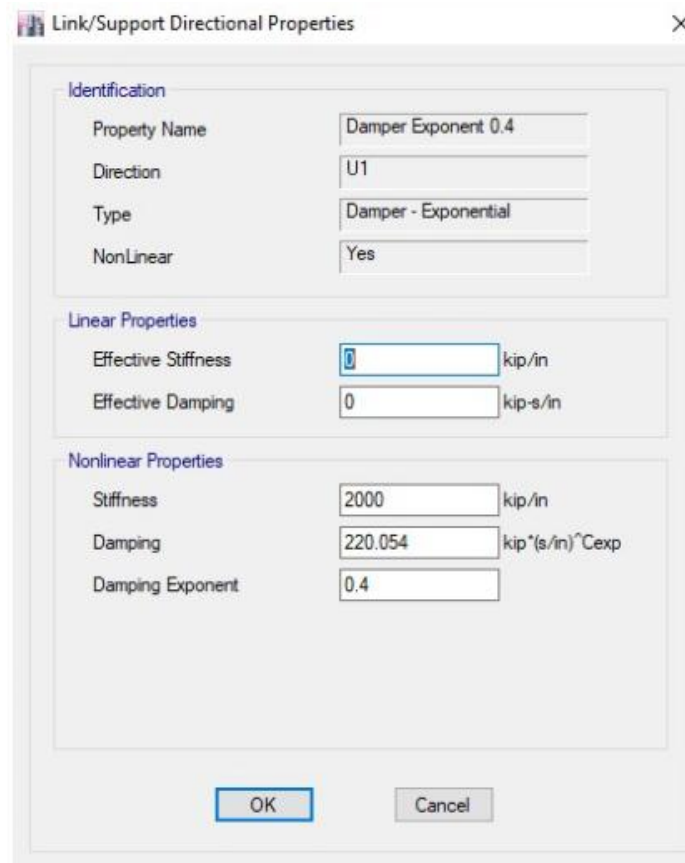


Figura 56 Propiedades de los disipadores no lineales



Section	Property Name	Value	Units
Identification	Property Name	Damper Exponent 0.4	
	Direction	U1	
	Type	Damper - Exponential	
	NonLinear	Yes	
Linear Properties	Effective Stiffness	0	kip/in
	Effective Damping	0	kip-s/in
Nonlinear Properties	Stiffness	2000	kip/in
	Damping	220.054	kip*(s/in) ^{Cexp}
	Damping Exponent	0.4	

Figura 57 Amortiguamiento no lineal

Anexo 6: Análisis no Lineal de los Disipadores de Fluidos Viscosos.

En este anexo se realiza tres análisis Tiempo-Historia, utilizando el software ETABS, con el fin de obtener los resultados de respuesta dinámica de la estructura. Para ello se escogió tres sismos de configuraciones similares al espectro de la norma, los cuales fueron escalados. Posteriormente se ingresaron los acelerogramas escalados al software ETABS y se realizaron las combinaciones de carga, para el análisis del comportamiento de los elementos estructurales.

Sismos

Para este análisis se debe utilizar al menos tres registros sísmicos, según la sección 16.1.3 de la ASCE 7 [28]. Los acelerogramas utilizados son:

- Northridge – CC
- Duzce – Bolu
- Manjil – Abbar

Estos registros sísmicos son obtenidos de eventos de gran magnitud. Los registros sísmicos de Northridge y Duzce tienen un tamaño de paso de 0.01 segundos, mientras que el registro sísmico de Manjil tiene un tamaño de paso de 0.02 segundos. En la Figura 58 se muestra el registro sísmico de Duzce en la dirección Y, ingresado en el software Etabs.

El escalado de los espectros se lo realiza para el espectro de diseño considerando un factor de reducción (R) igual a 1. Se debe tomar en cuenta que para el escalado de los sismos no se consideró la componente vertical, es por ello que se utiliza únicamente las componentes horizontales X y Y. En la Figura 59 y Figura 60 se indica el escalado de los espectros tanto en la dirección X y Y respectivamente. En líneas verticales entrecortadas se muestra los dos primeros periodos modales que aportan con más del 90% de la participación inercial de masa.

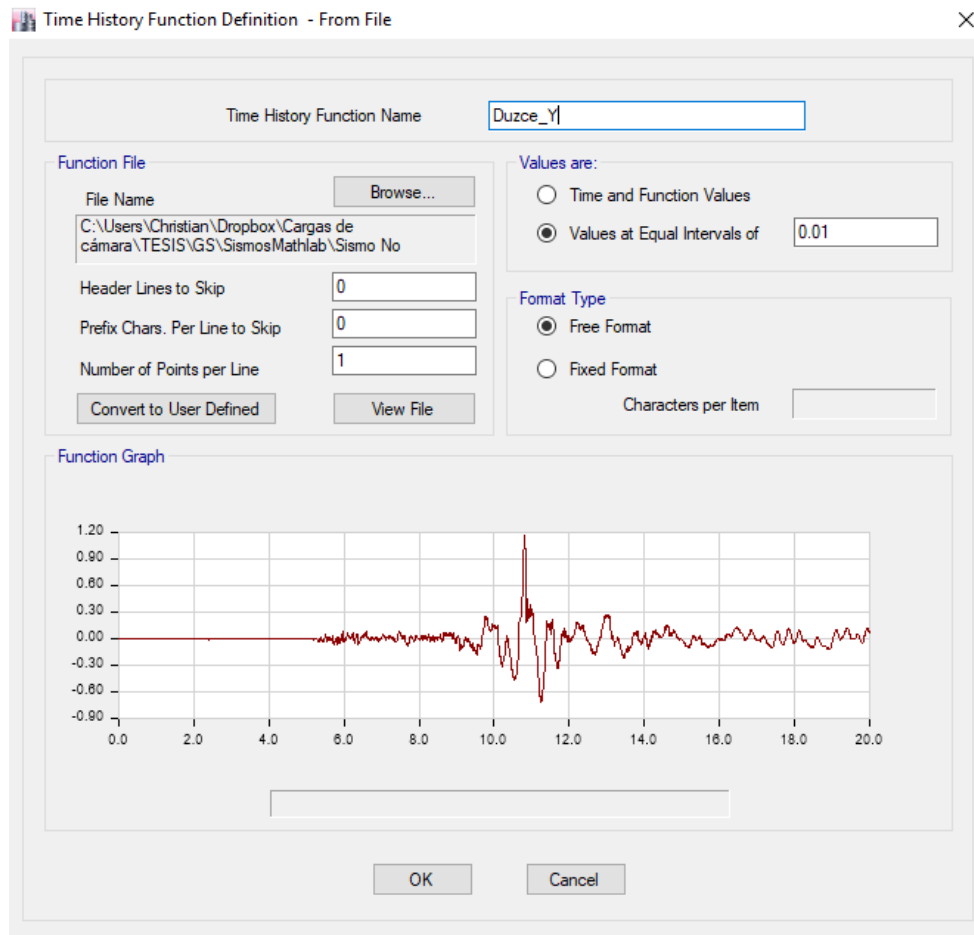


Figura 58 Sismo Duzce en la dirección Y en Etabs

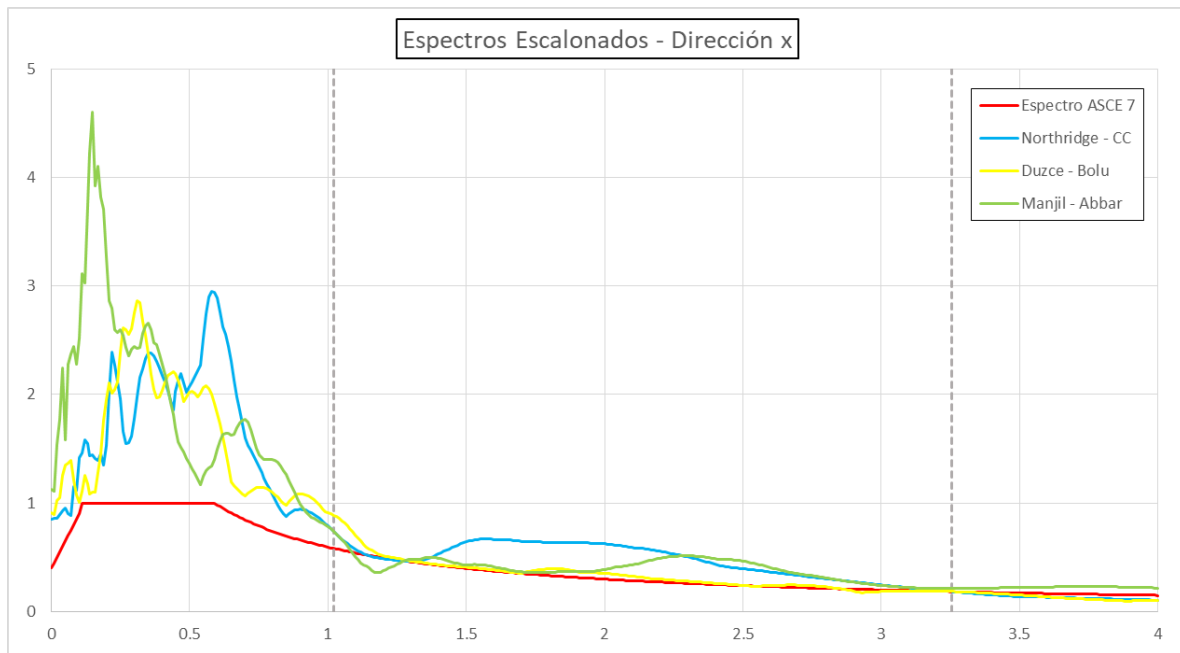


Figura 59 Escalado de espectros en la dirección X

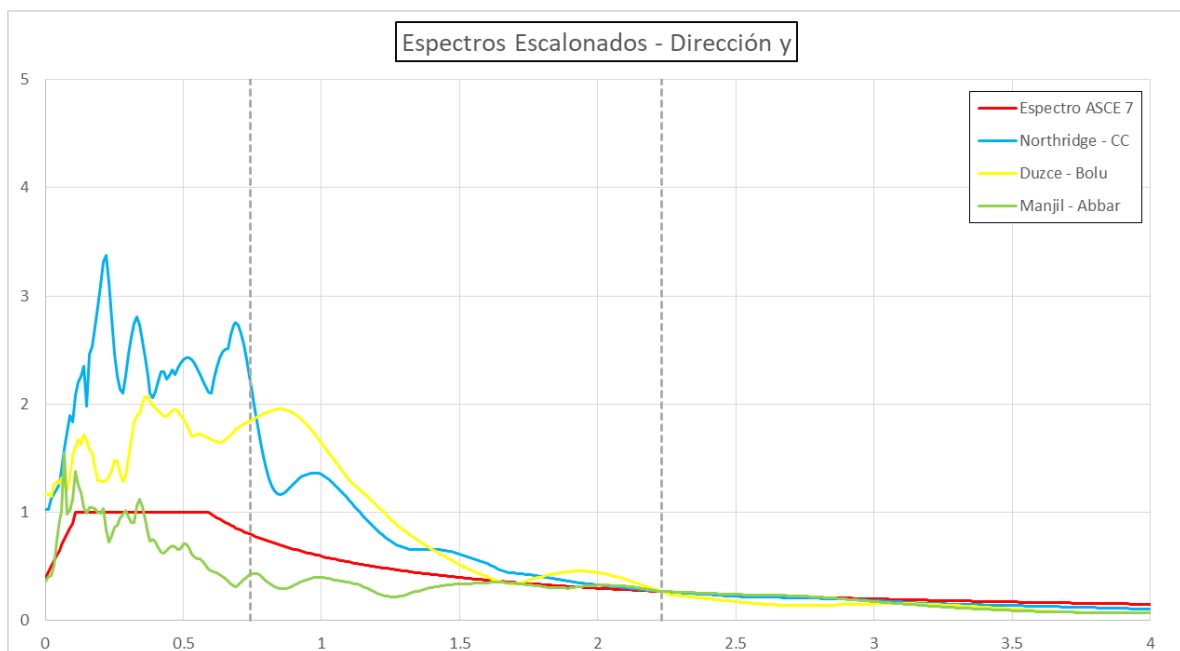


Figura 60 Escalado de espectros en la dirección Y

Una vez escalados los espectros se obtuvo los factores de escalamiento, con los cuales se modificaron los registros sísmicos como se muestra en la Figura 61 y Figura 62 para el sismo de Northridge, en la Figura 63 y Figura 64 para el sismo de Duzce, y en la Figura 65 y Figura 66 para el sismo de Manjil.

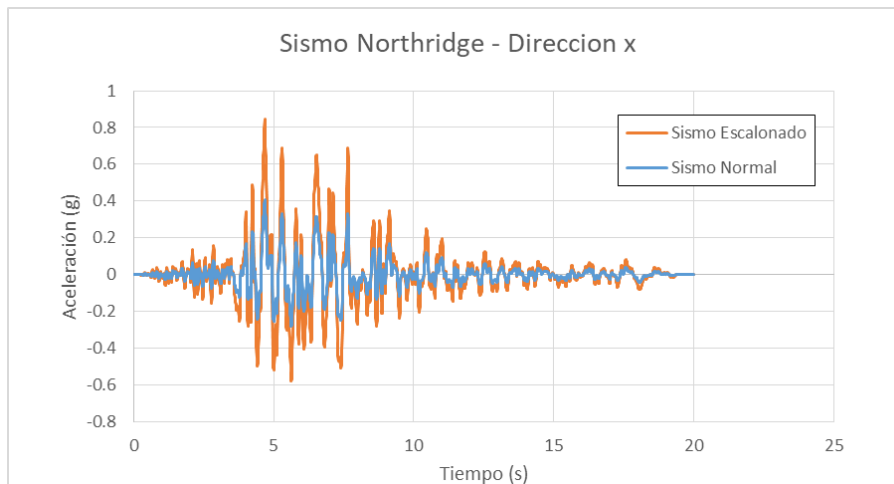


Figura 61 Sismo Northridge - Dirección X

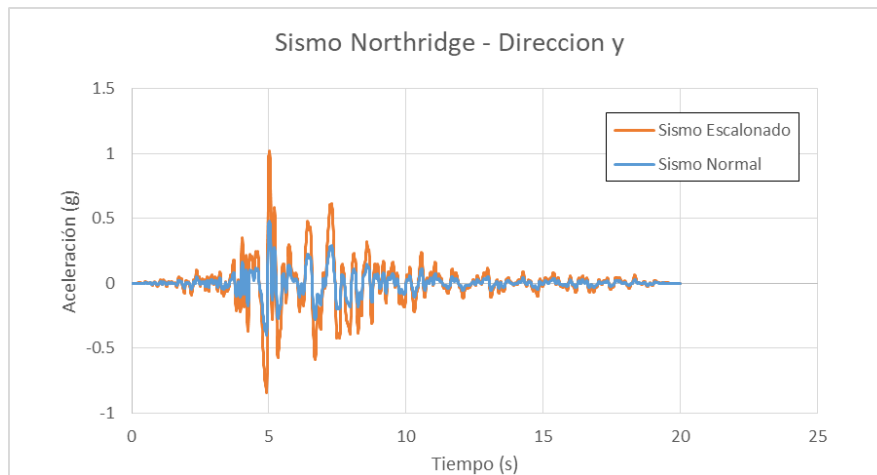


Figura 62 Sismo Northridge - Dirección Y

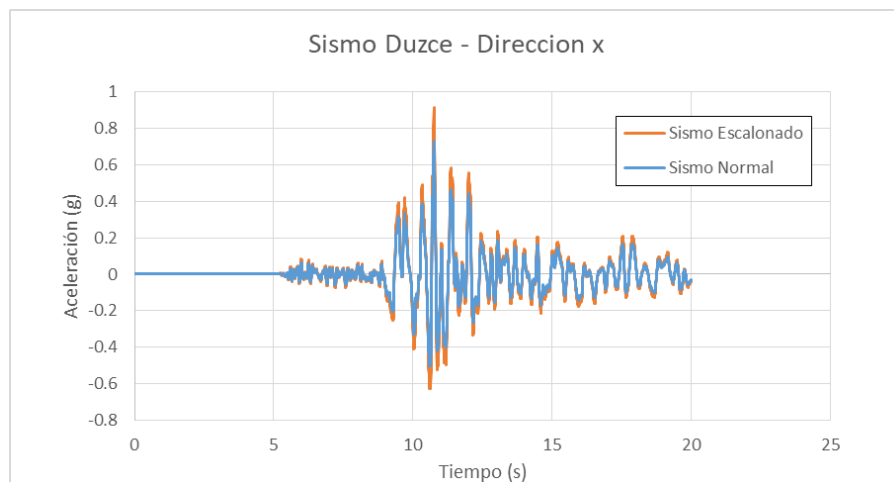


Figura 63 Sismo Duzce - Dirección X

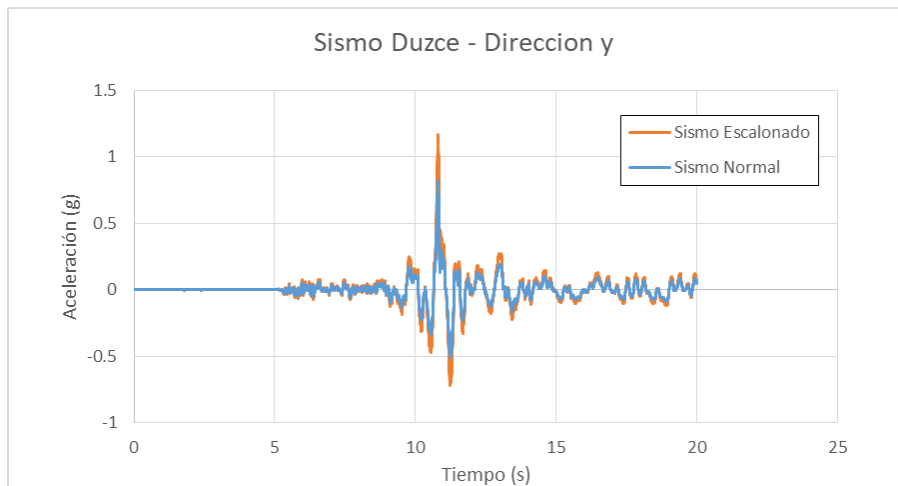


Figura 64 Sismo Duzce - Dirección Y

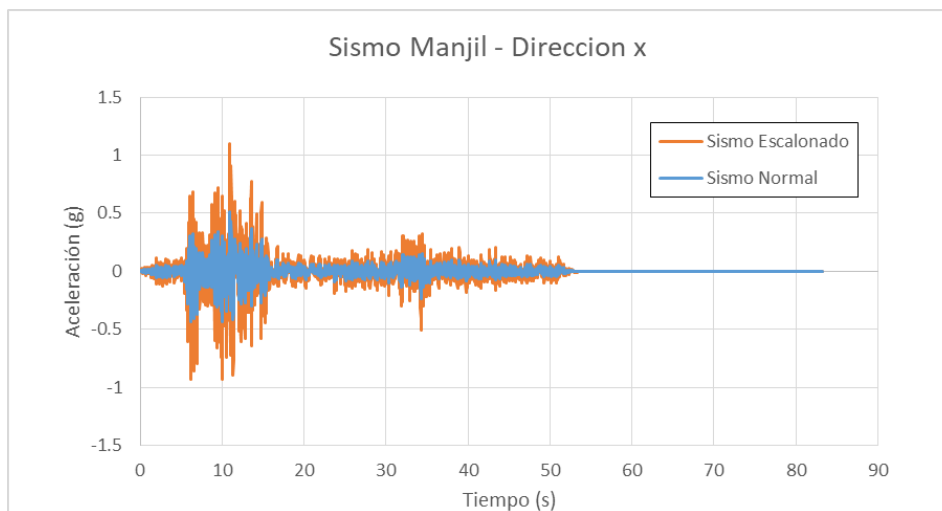


Figura 65 Sismo Manjil - Dirección X

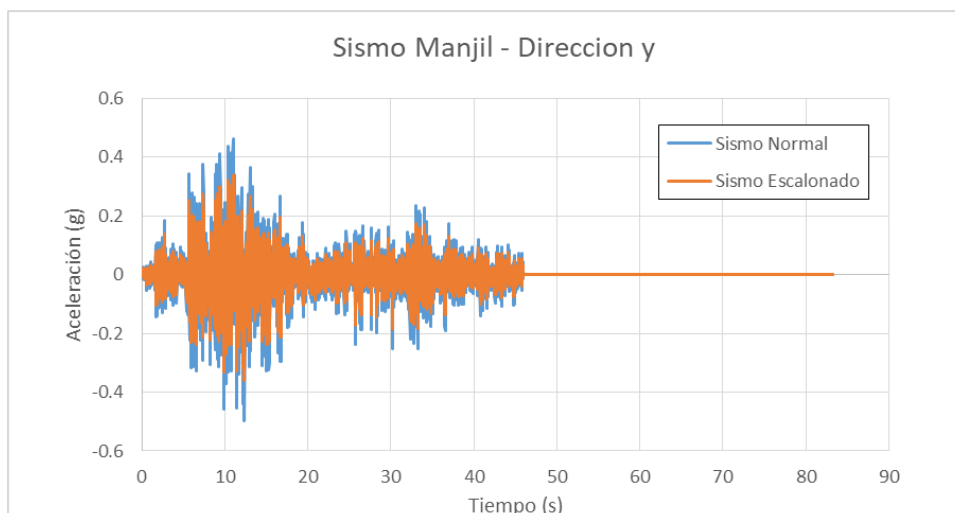


Figura 66 Sismo Manjil - Dirección Y



Cargas consideradas

Según la sección 16.2.3 de la ASCE 7 [28], se consideran las cargas sísmicas y las cargas gravitacionales simultáneamente, es decir la combinación de la carga muerta con no menos del 25% de la carga viva requerida. Por lo que se utilizan las combinaciones de cargas mostradas en la Tabla 73

Tabla 73 Combinaciones de Cargas no Lineales

Combinación de Cargas	Carga Muerte	Carga Viva	Sismos	
			Estación	Dirección
1	1	0.25	Northridge	Componente X
2	1	0.25	Northridge	Componente Y
3	1	0.25	Duzce	Componente X
4	1	0.25	Duzce	Componente Y
5	1	0.25	Manjil	Componente X
6	1	0.25	Manjil	Componente Y

Respuestas dinámicas del Sistema

Con las combinaciones mostradas en la Tabla 73 se obtienen los desplazamientos y las razones de derivas para el sismo de Northridge, Duzce y Majil como se indica a continuación. Los resultados mostrados se obtuvieron de la raíz de la suma de los cuadrados (SRSS) de las combinaciones en las direcciones X y Y de cada sismo.

- NORTHRIDGE

Tabla 74 Desplazamientos Northridge



DESPLAZAMIENTOS [in]		
Nivel	X	Y
Techo	7.07	10.07
Piso 5	6.30	9.14
Piso 4	5.10	7.77
Piso 3	3.66	5.83
Piso 2	2.22	3.67
Piso 1	0.85	1.44

Tabla 75 Razón de derivas Northridge

RAZÓN DE DERIVAS				
Nivel	X		Y	
	SRSS	%	SRSS	%
Techo	0.0055	0.42	0.0069	0.51
Piso 5	0.0087	0.65	0.0100	0.75
Piso 4	0.0108	0.81	0.0130	0.97
Piso 3	0.0107	0.81	0.0135	1.01
Piso 2	0.0100	0.75	0.0145	1.09
Piso 1	0.0059	0.44	0.0101	0.76

- DUZCE

Tabla 76 Desplazamientos Duzce

DESPLAZAMIENTOS [in]		
Nivel	X	Y
Techo	10.50	11.72
Piso 5	9.51	10.71
Piso 4	7.84	8.77
Piso 3	5.85	6.20
Piso 2	3.85	3.83
Piso 1	1.57	1.52

Tabla 77 Razón de Derivas Duzce



Nivel	RAZÓN DE DERIVAS			
	X		Y	
	SRSS	%	SRSS	%
Techo	0.0103	0.77	0.0115	0.86
Piso 5	0.0163	1.22	0.0164	1.23
Piso 4	0.0190	1.42	0.0204	1.53
Piso 3	0.0173	1.30	0.0187	1.40
Piso 2	0.0168	1.26	0.0168	1.26
Piso 1	0.0109	0.82	0.0105	0.79

- MANJIL

Tabla 78 Desplazamiento Manjil

Nivel	DESPLAZAMIENTOS [in]	
	X	Y
Techo	17.22	7.45
Piso 5	15.29	6.67
Piso 4	12.50	5.54
Piso 3	9.02	4.03
Piso 2	5.40	2.45
Piso 1	1.96	0.92

Tabla 79 Razón de Derivas Manjil

Nivel	RAZÓN DE DERIVAS			
	X		Y	
	SRSS	%	SRSS	%
Techo	0.0137	1.03	0.0059	0.44
Piso 5	0.0213	1.60	0.0080	0.60
Piso 4	0.0248	1.86	0.0106	0.80
Piso 3	0.0259	1.94	0.0112	0.84
Piso 2	0.0243	1.83	0.0107	0.80
Piso 1	0.0136	1.02	0.0064	0.48

De los resultados obtenidos en esta sección se puede observar que las mayores respuestas dinámicas de la estructura en la dirección X se deben al



sismo de Manjil, mientras que para la dirección en Y se deben al sismo de Duzce. La razón de deriva permanece en el rango establecido por la norma en todos los casos analizados, ya que son menores al 2%.

Demanda/Capacidad

A fin de comprobar la demanda-capacidad tanto para vigas y columnas diseñadas a momento se aplicó las combinaciones de cargas mostradas en la Tabla 73, con lo que se obtuvieron los resultados mostrados en la Tabla 80 para las vigas y la Tabla 81 para las columnas.

Tabla 80 Demanda/Capacidad de vigas

VIGAS					
Secciones	Nivel	Demanda/Capacidad			
		Lineal		No Lineal	
1 W14X26	Techo	0.978	Duzce Y	0.736	
2 W16X40	Piso 4	0.93	Manjil X	1.581	
3 W16x50	Piso 5	0.92	Manjil X	1.623	
4 W18x60	Piso 6	0.97	Duce Y	1.109	
5 W18x65	Piso 5	0.98	Duce Y	1.422	
6 W18X71	Piso 3	0.97	Duce Y	1.380	

Tabla 81 Demanda/Capacidad de columnas

COLUMNAS					
Secciones	Nivel	Demanda/Capacidad			
		Lineal		No Lineal	
1 W14X68	Piso 6	0.459	Manjil X	0.909	
2 W14X82	Piso 5	0.602	Manjil X	0.971	
3 W14X132	Piso 2	0.762	Manjil X	1.214	
4 W14X176	Piso 2	0.683	Duzce Y	1.020	

Debido a que las secciones presentan valores de demanda capacidad muy altos, se establecen las nuevas secciones de los elementos estructurales mostradas en la Figura 67, Figura 68 y Figura 69, a fin de cumplir con los requerimientos de demanda capacidad, y columna fuerte-viga débil en los



marcos resistentes a momento. Los valores calculados de la demanda capacidad se muestran en la Tabla 82, Tabla 83 y Tabla 84, en donde se observa que ya se satisface los requerimientos de la norma AISC 360 y AISC 341.

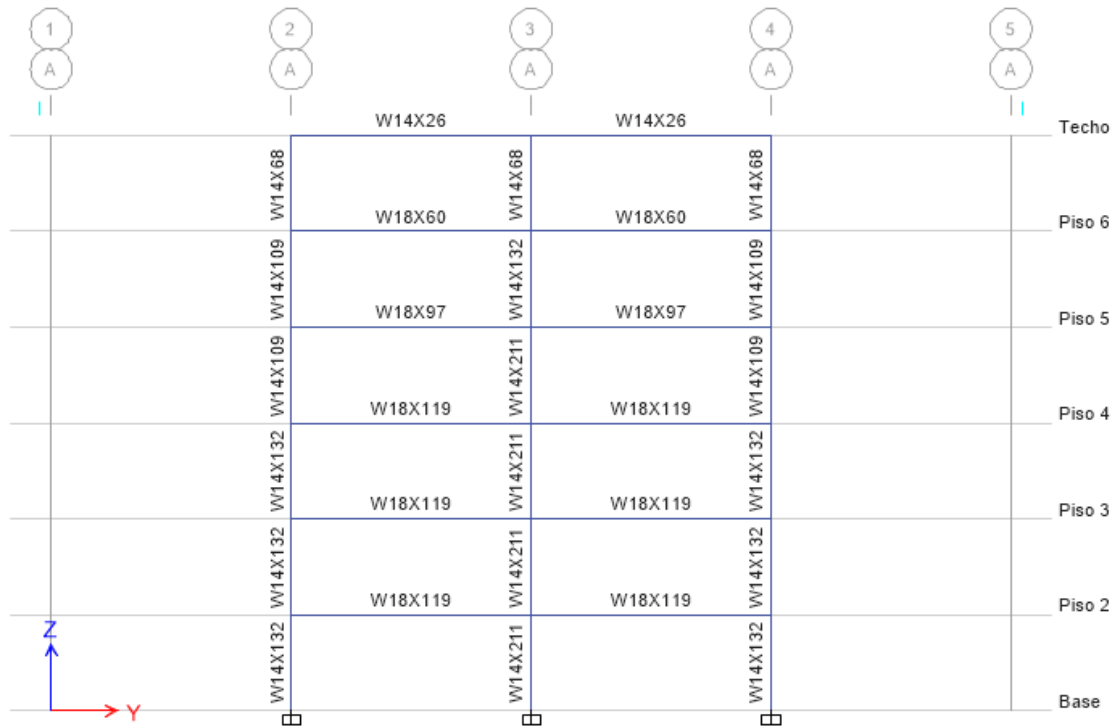


Figura 67 Elevación A y F - Análisis no lineal



Figura 68 Elevación B y E - Análisis no lineal

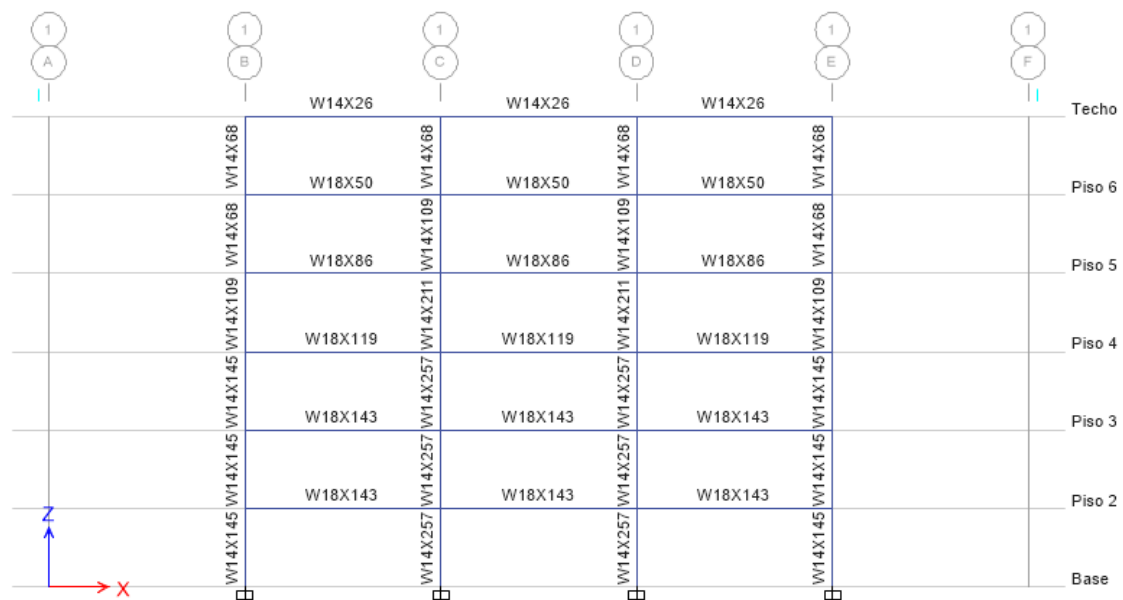


Figura 69 Elevación 1 y 5 - Análisis no lineal



Tabla 82 Demanda/Capacidad Elevación A

ELEVACIÓN A				
Viga	Piso	Sección	Sismo	D/C
B23	4	W18X119	DUZCE Y	0.976
B23	5	W18X97	DUZCE Y	0.967
B22	6	W18X60	DUZCE Y	0.923
B22	Techo	W14x26	DUZCE Y	0.732
Columna	Piso	Sección	Sismo	D/C
C22	2	W14X132	NORTHRIDGE Y	0.966
C24	2	W14X211	NORTHRIDGE Y	0.978
C24	5	W14X211	DUZCE Y	0.678
C26	6	W14X109	DUZCE Y	0.421

Tabla 83 Demanda/Capacidad Elevación B

ELEVACIÓN B				
Viga	Piso	Sección	Sismo	D/C
B26	4	W18X175	DUZCE Y	1.008
B26	5	W18X143	DUZCE Y	1.009
B26	6	W18X86	DUZCE Y	0.991
B25	Techo	W14X26	DUZCE Y	0.809
Columna	Piso	Sección	Sismo	D/C
C5	2	W14X193	NORTHRIDGE Y	1.044
C5	6	W14X132	DUZCE Y	0.611
C9	2	W14X311	NORTHRIDGE Y	0.92
C9	6	W14X311	DUZCE Y	0.561

Tabla 84 Demanda/Capacidad Elevación 1

ELEVACIÓN 1				
Viga	Piso	Sección	Sismo	D/C
B3	3	W18X143	DUZCE X	0.947
B2	4	W18X119	DUZCE X	0.95
B2	5	W18X86	DUZCE X	0.938
B3	6	W18X50	DUZCE X	0.88
B1	Techo	W14X26	DUZCE X	0.646
Columna	Piso	Sección	Sismo	D/C
C2	2	W14X257	DUZCE X	1.061
C2	5	W14X211	DUZCE X	0.751
C2	6	W14X109	DUZCE X	0.751
C3	2	W14X257	DUZCE X	1.061
C1	2	W14X145	DUZCE X	1.062
C1	6	W14X68	DUZCE X	0.727



De las respuestas de la edificación al introducir los tres sismos se han obtenido los siguientes resultados mostrados en la Tabla 85, Tabla 86 y Tabla 87.

Tabla 85 Resultados análisis Tiempo-Historia No Lineal - Sismo Northridge

Sismo Northridge	Dirección X	Dirección Y
Desplazamiento máx. de techo [in]	6.99	10.65
Deriva máx. (X piso 6 - Y piso 4) [in]	1.50	2.34
Razón de deriva máx (X piso 6 - Y piso 4) [%]	1.04	1.63
Deriva máx. de techo [in]	1.21	1.78
Razón de deriva de techo [%]	0.84	1.23

Tabla 86 Resultados análisis Tiempo-Historia No Lineal - Sismo Manjil

Sismo Manjil	Dirección X	Dirección Y
Desplazamiento máx. de techo [in]	13.89	7.03
Deriva máx. (X y Y piso 3) [in]	2.72	1.51
Razón de deriva máx. (X y Y piso 3) [%]	1.89	1.05
Deriva máx. de techo [in]	2.15	0.98
Razón de deriva de techo [%]	1.49	0.68

Tabla 87 Resultados análisis Tiempo-Historia No Lineal - Sismo Duzce

Sismo Duzce	Dirección X	Dirección Y
Desplazamiento máx. de techo [in]	11.99	12.95
Deriva máx. (X piso 6 - Y piso 5) [in]	2.69	2.76
Razón de deriva máx. (X piso 6 - Y piso 5) [%]	1.87	1.92
Deriva máx. de techo [in]	2.12	2.23
Razón de deriva de techo [%]	1.47	1.55

En base a estos resultados se puede concluir lo siguiente:

- El edificio cumple con las razones de deriva de 2% establecidas en la norma ASCE 7.
- Los desplazamientos máximos en el techo se obtienen del sismo de Manjil en la dirección X y del sismo Duzce en la dirección Y
- Las razones de deriva máximas de entrepiso se obtienen del sismo de Manjil en el piso 3 en la dirección X y del sismo Duzce en el piso 5 en la dirección Y.

También se obtuvieron los gráficos de desplazamiento tiempo-historia y las curvas histeréticas, de los tres sismos en las direcciones X y Y, para el disipador localizado en el techo como se muestra de la Figura 70 a la Figura 81.

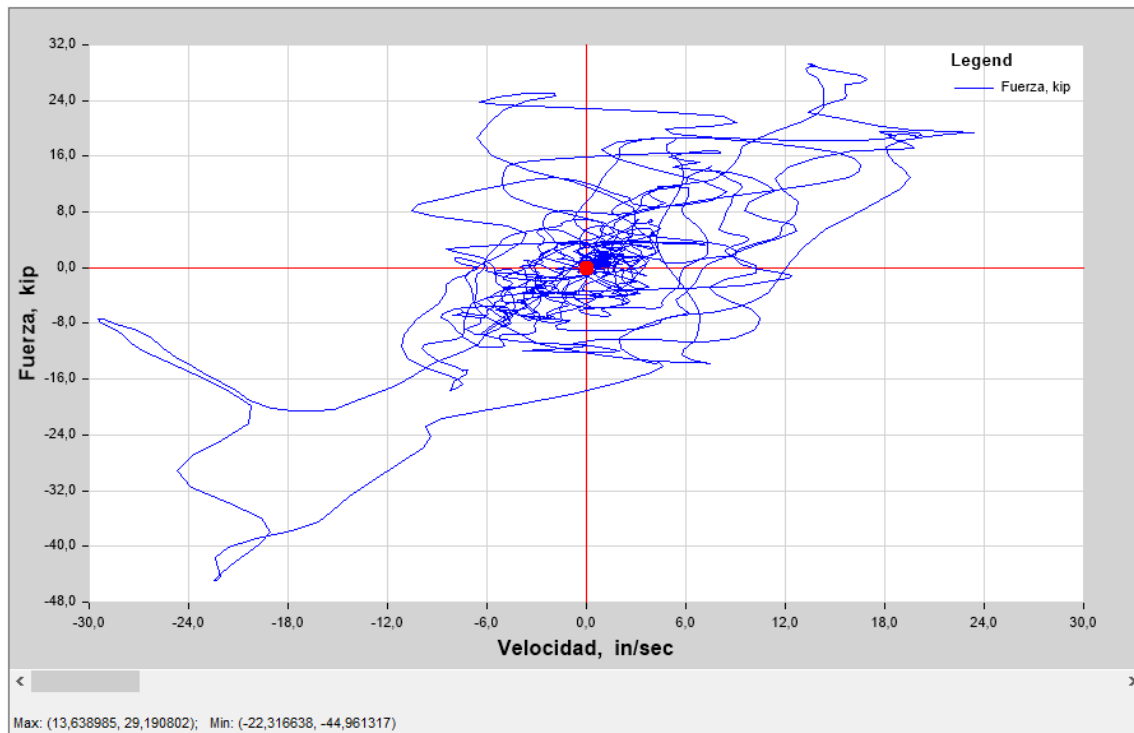


Figura 70 Curva Histerética del dissipador del último piso en la elevación 2 - Sismo Northridge X

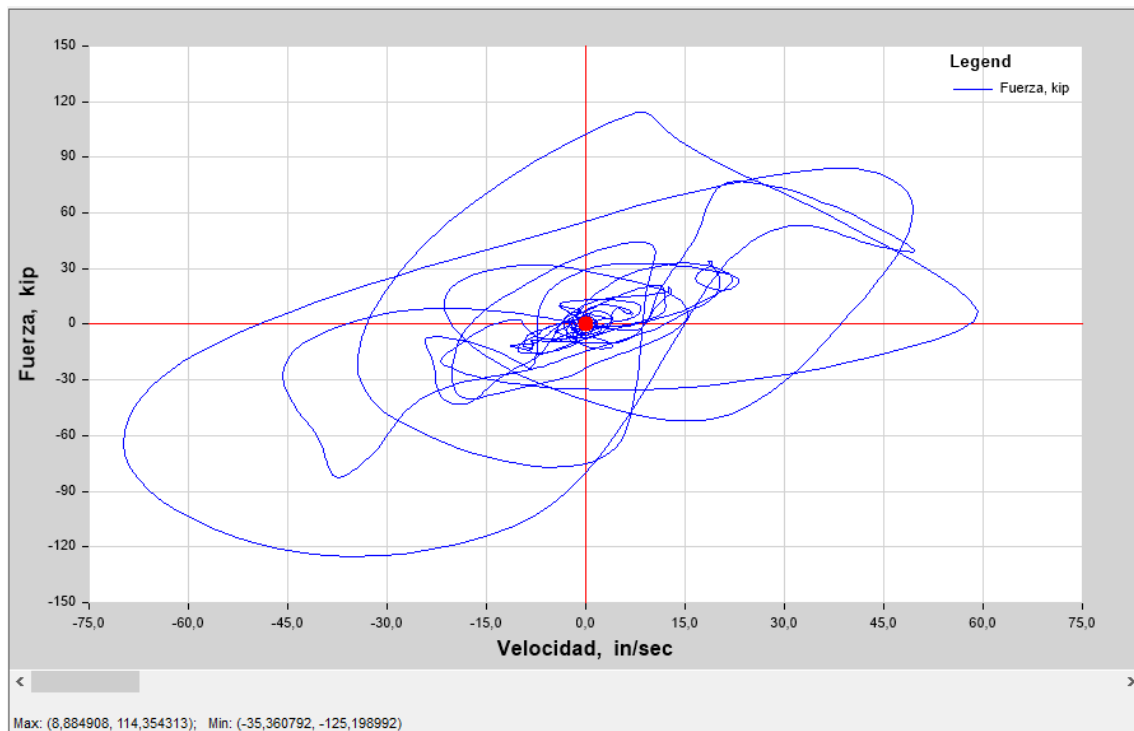


Figura 71 Curva Histerética del dissipador del último piso en la elevación B - Sismo Northridge Y

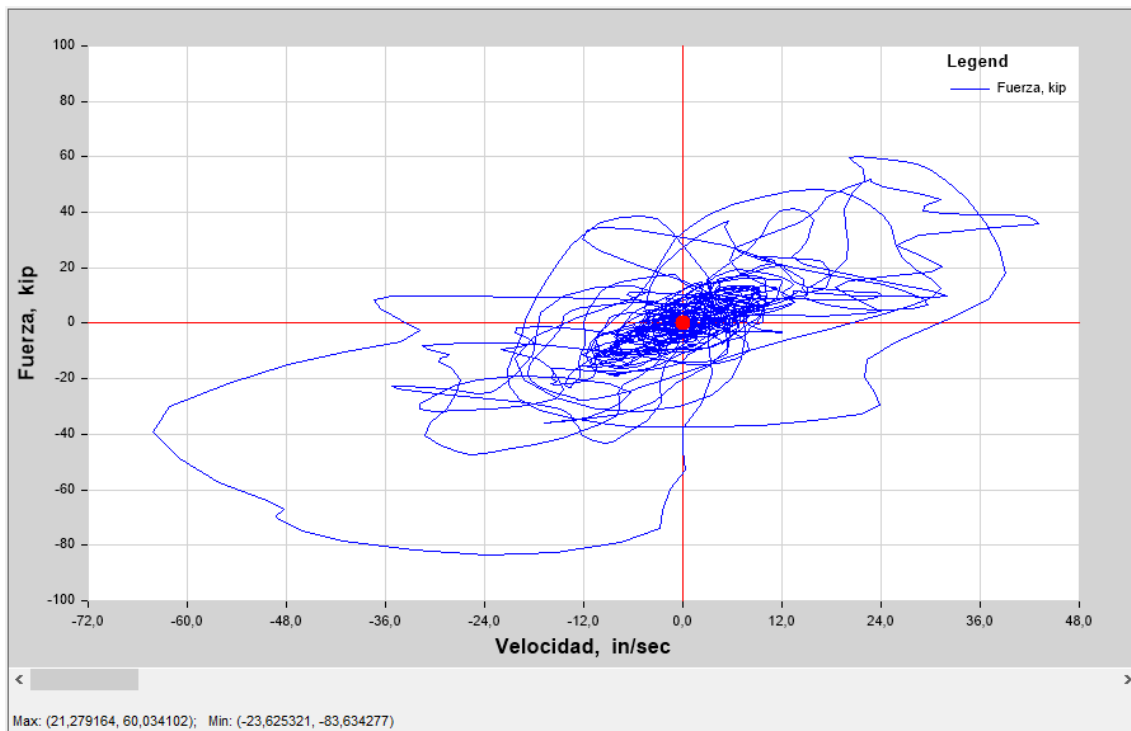


Figura 72 Curva Histerética del disipador del último piso en la elevación 2 - Sismo Manjil X

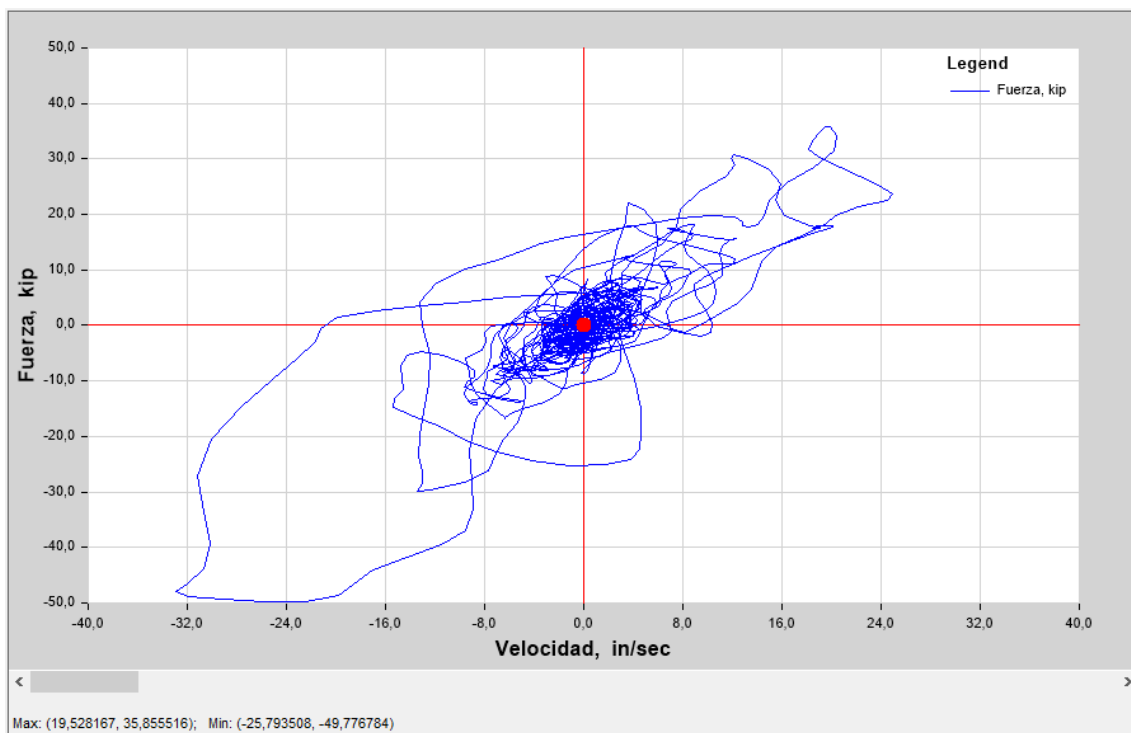


Figura 73 Curva Histerética del disipador del último piso en la elevación B - Sismo Manjil Y

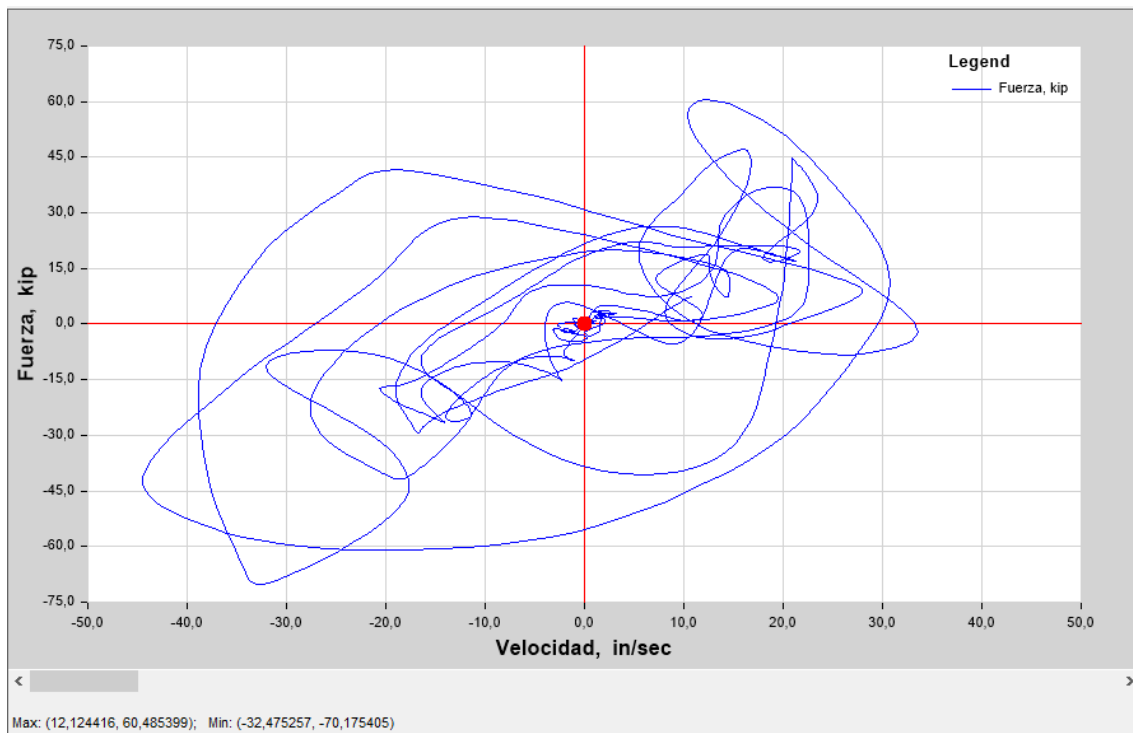


Figura 74 Curva Histerética del disipador del último piso en la elevación 2 - Sismo Duzce X

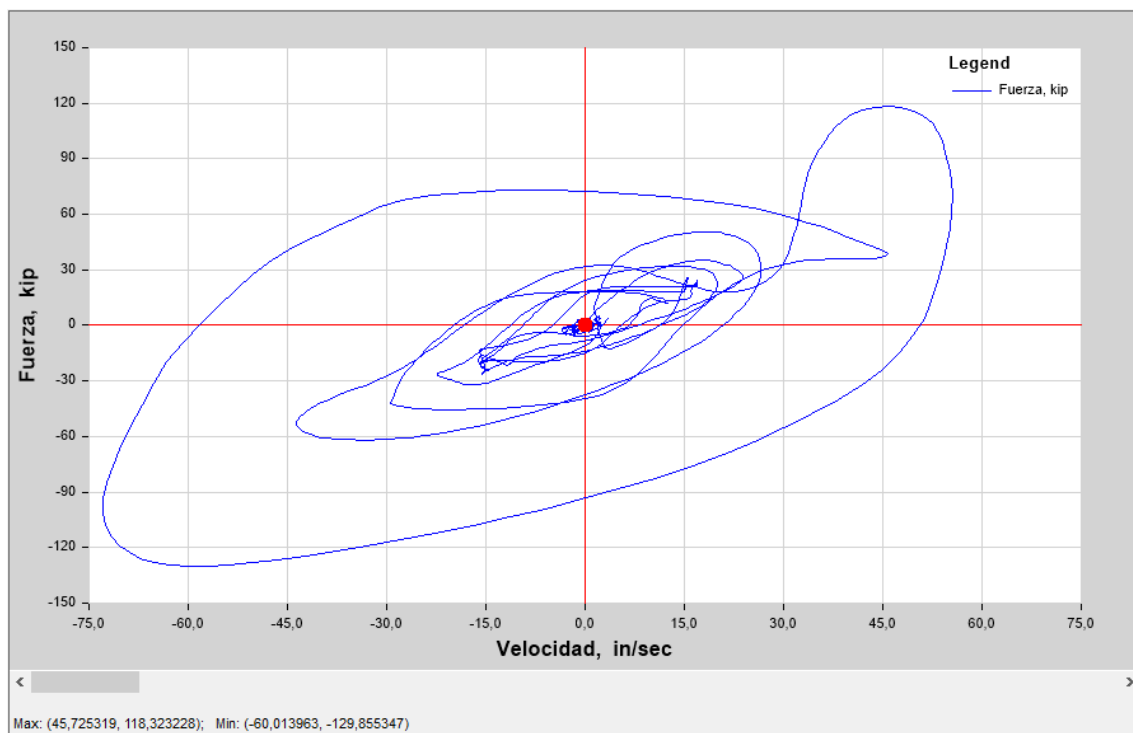


Figura 75 Curva Histerética del disipador del último piso en la elevación B - Sismo Duzce Y

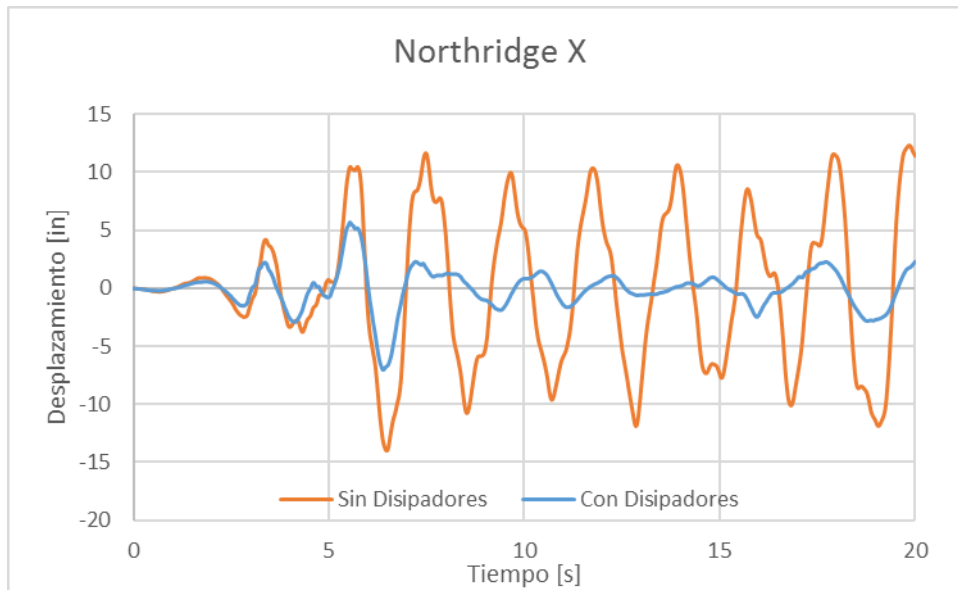


Figura 76 Desplazamiento Tiempo Historia de Techo - Northridge X

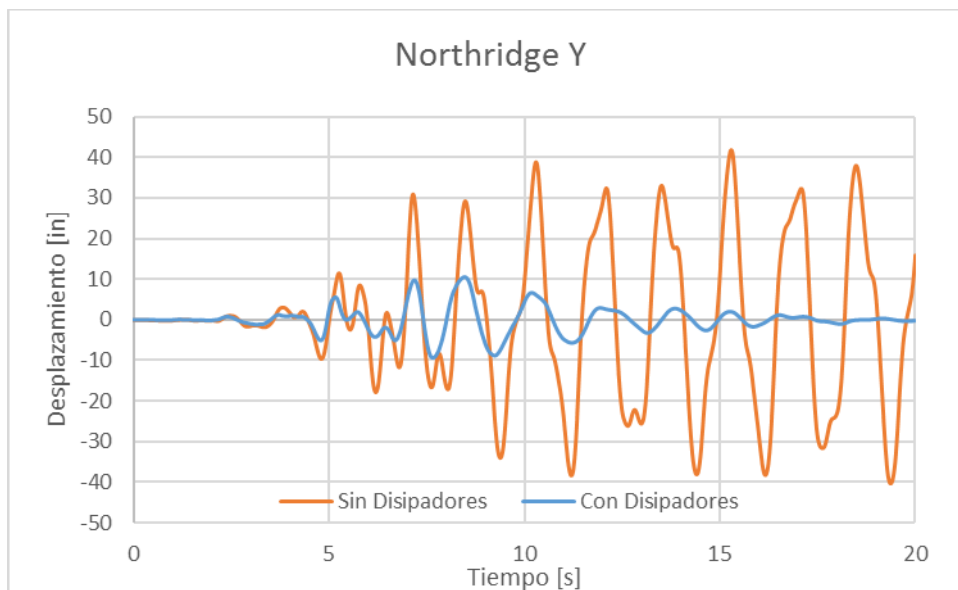


Figura 77 Desplazamiento Tiempo Historia de Techo - Northridge Y

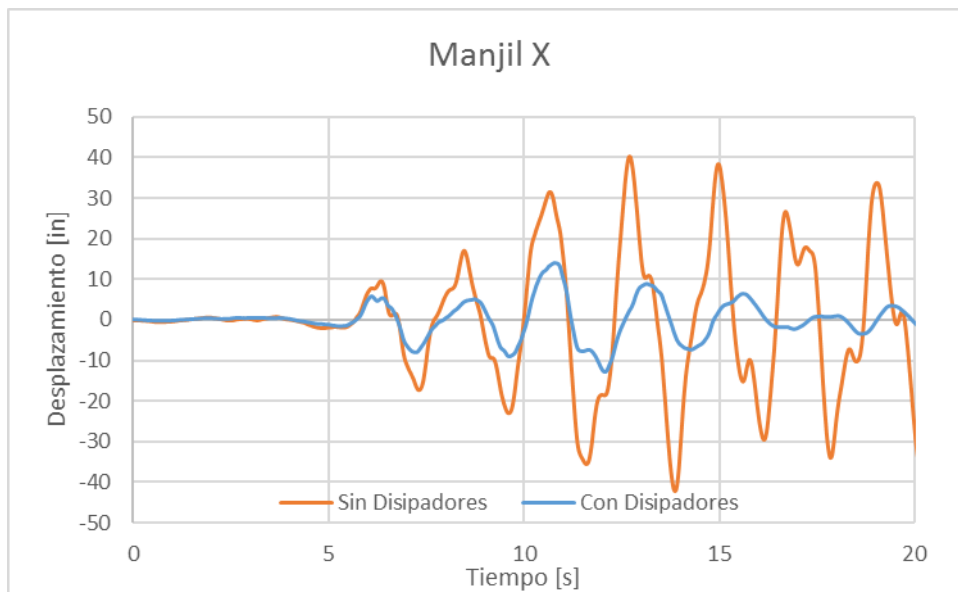


Figura 78 Desplazamiento Tiempo Historia de Techo - Manjil X

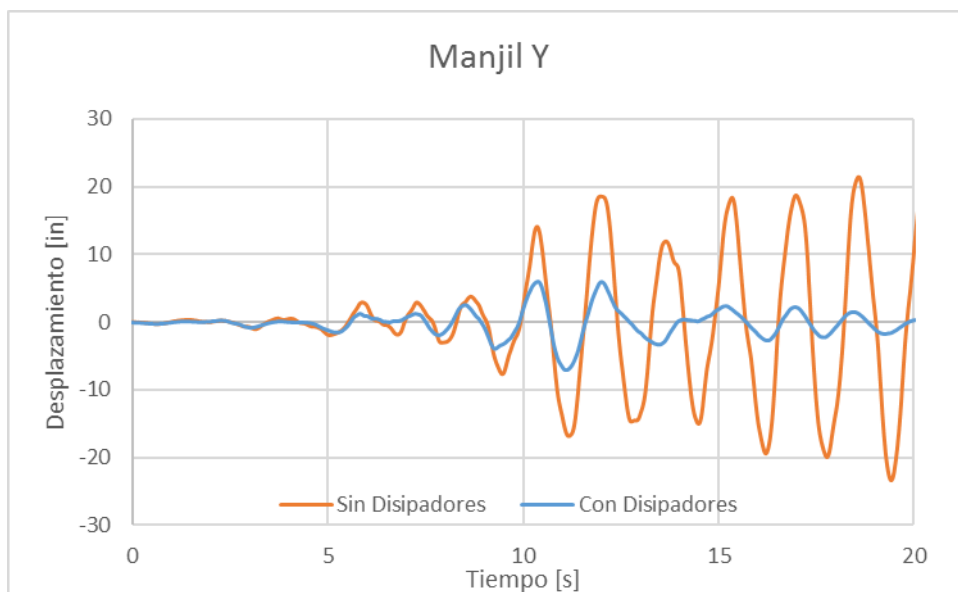


Figura 79 Desplazamiento Tiempo Historia de Techo - Manjil Y

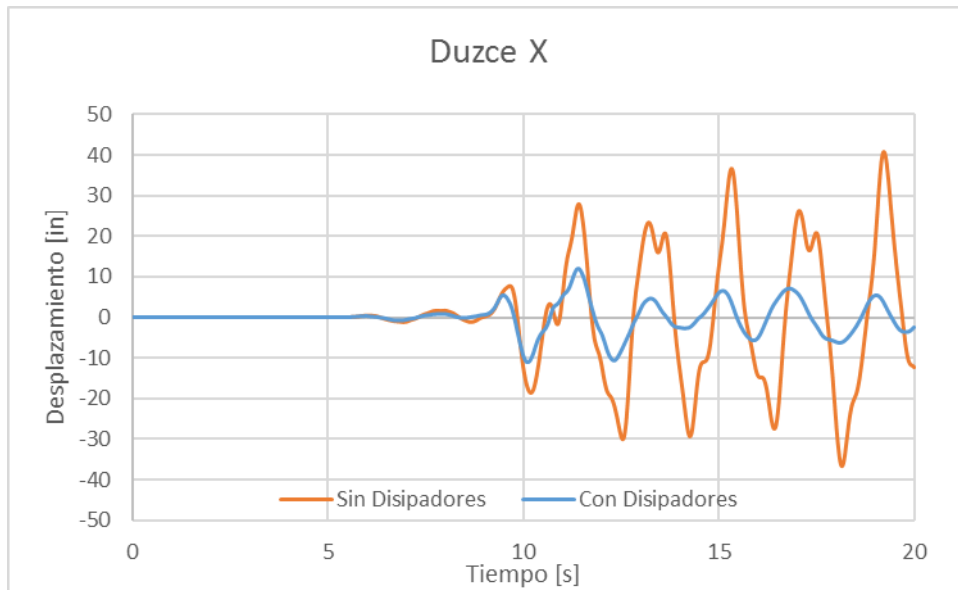


Figura 80 Desplazamiento Tiempo Historia de Techo - Duzce X

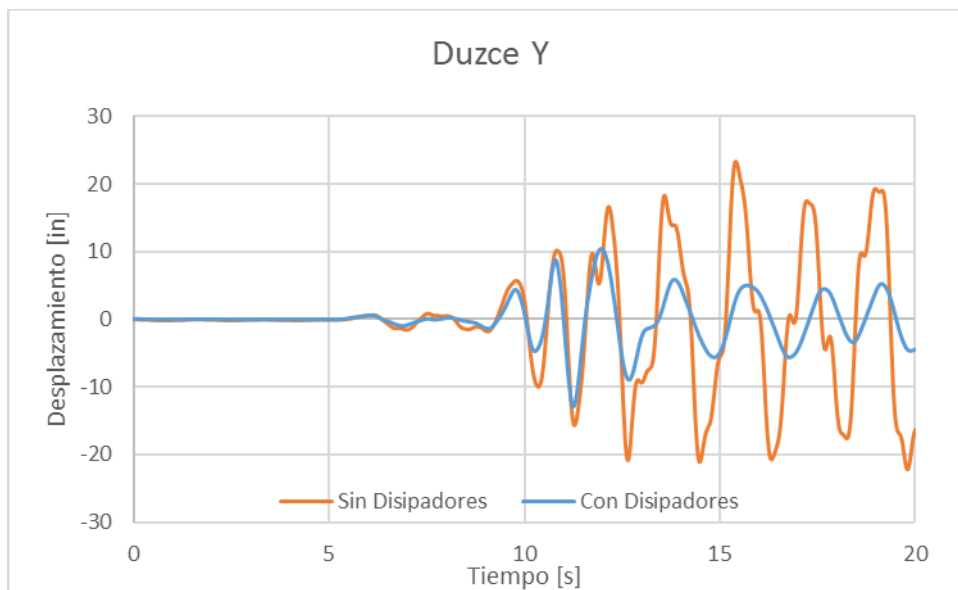


Figura 81 Desplazamiento Tiempo Historia de Techo - Duzce Y



De estos resultados se tiene:

- En los gráficos de las curvas histeréticas de uno de los disipadores del último piso tanto para la dirección X y Y (Figura 70 a la Figura 75), se puede observar que para el sismo de Northridge el rango de fuerza esta entre -48 a 32 Kips en la dirección X y de -130 a 120 Kips en la dirección Y. Para el sismo de Manjil está entre -90 a 60 Kips en la dirección X y de -50 a 35 Kips en la dirección Y. Para el sismo de Duzce está entre -75 a 60 Kips en la dirección X y de -140 a 120 Kips en la dirección Y.
- El máximo desplazamiento en la dirección X se produce por el sismo de Manjil, siendo este de 13.89 pulgadas a los 10.76 segundos.
- El máximo desplazamiento en la dirección Y se produce por el sismo de Duzce, siendo este de 12.947 pulgadas a los 11.26 segundos.
- Al observar las gráficas tiempo – historia (Figura 76 a la Figura 81) claramente se puede observar que existe una disminución considerable de los desplazamientos al incorporar disipadores de fluido viscoso a la edificación. Estos resultados se encuentran tabulados en la Tabla 88.

Tabla 88 Desplazamientos máximos de techo considerando y sin considerar disipadores

Sismo	Desplazamiento Máx. X [in]				Desplazamiento Máx. Y [in]			
	Con disipadores		Sin Disipadores		Con disipadores		Sin Disipadores	
Northridge	5.69	(14.45cm)	12.32	(31.29cm)	10.64	(27.04cm)	41.97	(106.61cm)
Duzce	11.99	(30.46cm)	40.70	(103.39cm)	10.33	(26.26cm)	23.36	(59.34cm)
Manjil	13.89	(35.28cm)	40.32	(102.42cm)	6.03	(15.32cm)	24.57	(62.42cm)