

MINISTERIO DE EDUCACION Y CIENCIA DE LA FEDERACION RUSA

Institución Autónoma de Estudios Superiores del Estado Federal

“Universidad Federal del Norte (Ártico) M.V. Lomonosov”

Cátedra de Mecánica Estructural y Resistencia de Materiales

Apellido, Nombre y Patronímico del Estudiante:

Orihuela Dávila Junior Didi

Instituto: ESI

Kurso: 2

Grupo: 251512

Código y Nombre de la Dirección de Formación:

08.04.01 Construcción

TRABAJO CALIFICADO DE GRADUACIÓN

(TESIS DE MAESTRIA)

Resistencia Sísmica de un Edificio de gran Altura con Estructuras Metálicas

Aprobado por la Orden N° 995 el “14” abril 2017

Asesor Consultor de tesis A.Y. Konovalov

Controlador V.S. Morosov

Revisor M.A. Melhnizki

Director de Cátedra A.Y. Konovalov

Arkhangelsk 2017

AGRADECIMIENTO

El presente trabajo es la culminación de una etapa más en mi vida, la cual no hubiese sido posible sin la fuerza que solamente puede provenir del único y sabio Dios. A mis amados y abnegados padres Pablo y Corina, que son los principales artífices de cualquier logro que pueda obtener en esta vida. A mis hermanos Alex y Romario por ese constante aliento a pesar de la distancia. A mi bebé Diana que fue el motivo por el cual emprendí estos estudios. A mi novia y futura esposa Liana que llegó a mi vida para llenarme de calor y hoy ser motivación para seguir adelante. Sin olvidarme de mi asesor Anatoli Yurevich que fue apoyo e inspiración para mi formación profesional.

RESUMEN

Tesis de maestría - Orihuela Dávila Junior Didi.

Tema de tesis: “Resistencia sísmica de un edificio de gran altura con estructuras metálicas”.

Asesor del trabajo - candidato en ciencias técnicas, profesor Konovalov Anatoli Yurevich.

La presente tesis contiene 163 páginas de volumen de información explicativa, 51 figuras, 40 tablas y 19 gráficos con resultados de cálculo.

El objetivo principal de esta investigación es minimizar la deformación por desplazamiento, el periodo fundamental, el momento y cortante de una edificación que inicialmente posee un sistema estructural aporticado, modificando el sistema estructural y añadiendo sistemas o dispositivos que permitan mejorar la respuesta sísmica de la estructura, para luego analizar y obtener parámetros indicadores de mejora de comportamiento de edificios altos frente a cargas sísmicas y de viento.

INDICE

INTRODUCCION	5
CAPITULO I. Reseña de construcciones de edificios altos, finalidad y objetivo de la investigación	6
I.1 Breve reseña de modelos existentes de edificios altos	6
I.2 Problemática de diseño y construcción de edificios altos	11
I.3 Alternativas de solución a los problemas de edificios altos	14
CAPITULO II. Fundamentos de la mecánica estructural	19
II.1 Comentarios de la norma americana de diseño estructural AISC-LRFD	19
II.2 Modelo matemático y características dinámicas de sistemas estructurales	22
II.3 Ecuación fundamental del equilibrio dinámico	24
II.4 Análisis modal de sistemas estructurales	27
II.5 Análisis sísmico	31
II.5.1 Definición de carga sísmica	32
II.5.2 El análisis espectral de la respuesta sísmica	33
III.5.3 Comentarios de la norma de diseño sismorresistente NTE E.030	35
CAPITULO III. Modelación de edificios de gran altura y medidas estructurales para el control de sus parámetros dinámicos	44
III.1 Modelo estructural matemático de un edificio alto	44
III.2 Investigación de opciones de amortiguación	59
III.3 Conclusiones y Recomendaciones	140
BIBLIOGRAFIA	
ANEXOS	

INTRODUCCION

En la presente tesis se realiza la modelación, y análisis sísmico de un edificio de gran altura compuesta por estructuras metálicas, y que cuenta con las siguientes dimensiones: 36.00 metros de longitud, 36.00 metros de ancho, 150 metros de altura máxima (entre el nivel del suelo y la cubierta del último nivel del edificio). La estructura es de acero A36 y la tipología inicial seleccionada será un sistema aporticado; sin embargo, luego se irá modificando hasta encontrar un sistema estructural que resulte conveniente para lograr un adecuado comportamiento frente a las solicitaciones de cargas.

La presente investigación se ha dividido en 3 partes.

En el capítulo I se realiza una breve reseña sobre los edificios altos existentes en la actualidad, también su evolución a lo largo de la vida del ser humano, luego se describe cuáles son las problemáticas estructurales que presentan los edificios altos para luego plantear diversas alternativas de solución.

En el capítulo II se describen fundamentos de la mecánica estructural, el modelo matemático y las características dinámicas de los sistemas estructurales, los tipos de análisis dentro de la mecánica estructural, el análisis modal, el análisis estático, el análisis dinámico, y a su vez se dará una breve explicación sobre las bases y fundamentos del análisis sísmico.

En el Capítulo III se realiza la modelación y análisis estructural de un edificio alto, indicando las solicitaciones de carga a los que está sometido, luego se procede a realizar las verificaciones del control de rigidez de acuerdo al RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones), para luego investigar opciones de amortiguación para la estructura, inicialmente a través de diversos sistemas estructurales, luego añadiendo sistemas que permitan mejorar la capacidad de respuesta sísmica de los edificios. Para finalizar, se presentan las conclusiones y recomendaciones donde se discuten los diferentes resultados obtenidos a través de esta investigación y se dan las recomendaciones de uso y aplicación de este trabajo.

CAPITULO I. Reseña de construcciones de edificios altos, finalidad y objetivo de la investigación

I.1 Breve reseña de modelos existentes de edificios altos

Los Edificios Altos en la actualidad son el resultado de la evolución de diversas construcciones de altura hechas en todo el mundo, y aparecen como la alternativa y solución óptima para el uso de suelo y aprovechamiento del espacio.

La definición de un “Edificio Alto” resulta tener mucha subjetividad, debido a que depende del lugar, tiempo y espacio del cual estemos hablando y se ubique; la construcción de este tipo de obras se encuentra aparejada al crecimiento demográfico, al desarrollo tecnológico y económico de la sociedad.

Los edificios de gran altura fueron una creación estructural que revolucionó el panorama urbano de los últimos cien años, siendo hoy día un símbolo de modernidad en todo el mundo. El elemento principal que permitió el desarrollo de los edificios de gran altura fue el ascensor, si bien otros avances técnicos posibilitaron el progresivo aumento de altura. Entre ellos destacan el acero, el concreto armado, el vidrio, y la bomba hidráulica. Antes del siglo XIX los edificios de más de seis plantas eran raros, ya que su excesiva altura los hacía poco prácticos. Además, los materiales y técnicas necesarios para construir un edificio de gran altura son notablemente diferentes de los empleados en edificios convencionales.

Los primeros edificios de gran altura aparecieron a finales del siglo XIX en ciudades con altos índices de población como Nueva York, Londres o Chicago. Sin embargo, los constructores de Londres y Chicago se encontraron con normas que limitaban su altura, y en la Europa continental hubo dudas acerca de su seguridad frente a incendios o a su estética, por lo que en los primeros años del siglo XX Nueva York fue la ciudad pionera en este tipo de construcciones.

El primer edificio considerado como rascacielos fue el Home Insurance Building, diseñado por el estadounidense William Le Baron Jenney. Fue construido entre 1884 y 1885 en Chicago y constaba de diez plantas.

Figura 1: primer edificio de gran altura Home Insurance Building, construido entre 1884 y 1885 en Chicago, EEUU



Fuente: Wikipedia

Otro posible candidato a primer edificio de gran altura sería el World Building, de 20 plantas y construido en Nueva York en 1890.

Figura 2: World Building, construido en 1890, Nueva York, EEUU



Fuente: Wikipedia

En Europa el primer edificio de gran altura fue el Witte Huis construido en Róterdam, Países Bajos, en 1898 en estilo Art Nouveau con 43 metros y 10 pisos

Figura 3: Witte Huis, construido en 1898, Róterdam



Fuente: Wikipedia

Tras la Segunda Guerra Mundial la Unión Soviética planificó la construcción de ocho grandes torres; las torres de Stalin, siete de las cuales fueron llevadas a cabo. La Universidad de Moscú era el mayor de todos, siendo el edificio más alto de Europa en los años 50. La torre principal mide 240 m y posee 36 pisos.

Figura 4: Universidad de Moscú, construido durante los años 50, Rusia



Fuente: Wikipedia

Posteriormente se fueron construyendo diversos edificios de mayor envergadura, considerados como rascacielos, uno de estos edificios de gran altura son las Torres Petronas ubicados en Malasia, su construcción fue iniciada en 1992 y fue terminada en 1998, cuenta con 88 pisos y su altura alcanza los 452 metros.

Figura 5: Torres Petronas, Malasia



Fuente: Wikipedia

La Torre de Shanghái ubicada en China, con una altura de 632 metros, siendo el 2° edificio más alto del mundo, su construcción fue iniciada en 2008 y fue terminada en 2016 y cuenta con 128 pisos.

Figura 6: Torre de Shanghái, China



Fuente: Wikipedia

Sin embargo, el edificio más alto del mundo es el Burj Khalifa, con 828 metros de altura y cuenta con de 163 pisos, su construcción fue iniciada el año 2004 y se concluyó el año 2010, está ubicado en Dubái, la ciudad más poblada de Emiratos Árabes Unidos.

Figura 7: Burj Khalifa, Emiratos Árabes Unidos



Fuente: Wikipedia

I.2 Problemática de diseño y construcción de edificios altos

Normalmente, en el diseño de edificios altos, las cargas por viento son las que controlan el diseño de la mayoría de los elementos estructurales que soportan cargas laterales. Sin embargo, en países con alta actividad sísmica, es necesario revisar y, en algunos casos, diseñar elementos especiales para satisfacer la demanda de esfuerzos por solicitaciones sísmicas.

La naturaleza de las solicitaciones sísmicas se materializa a través de fuerzas inerciales debidas a la masa inherente del edificio y las aceleraciones que se transmiten a través de la vibración de suelo y la estructura. Esto hace que en los edificios altos, junto con aumentar la altura, también se aumenta la masa que participa de este fenómeno, lo que a su vez aumenta las fuerzas inerciales.

Las fuerzas inerciales que se generan producto del sismo afectan a los elementos estructurales verticales como columnas y muros, y estos pueden colapsar debido a efectos secundarios que se suman a los esfuerzos que normalmente soportan. Estos

efectos secundarios tienen que ver con el efecto $p-\Delta$ sobre la estructura, a mayor fuerza vertical, mayores desplazamientos, por lo tanto mayor será el efecto $p-\Delta$.

Otro aspecto importante a considerar es que los edificios altos por lo general poseen periodos fundamentales mayores a los de edificios normales. Esto hace que las aceleraciones que poseen un fenómeno sísmico tenga dos efectos: si es de corta duración, las aceleraciones no van a afectar mayormente al edificio; pero si este es prolongado, puede existir una amplificación del efecto mientras más cercano esté al periodo natural de la estructura.

También influye la interacción suelo-estructura ya que va a depender de cómo se hicieron las fundaciones y del tipo de suelo que existe bajo éstas, para determinar la influencia del movimiento sobre la estructura. Si el terreno o lugar donde se pretende desplantar el edificio es un suelo que tiene características mecánicas muy pobres, como baja resistencia, se complicará el diseño y la construcción de la cimentación, y este detalle conlleva entonces al incremento considerable del costo.

Respecto a la estructura, esta debe poseer además de resistencia y estabilidad, la rigidez para mantenerse dentro de ciertos niveles y límites permisibles de deformaciones y desplazamientos, que son derivados de las acciones producidas por un sismo o por el viento.

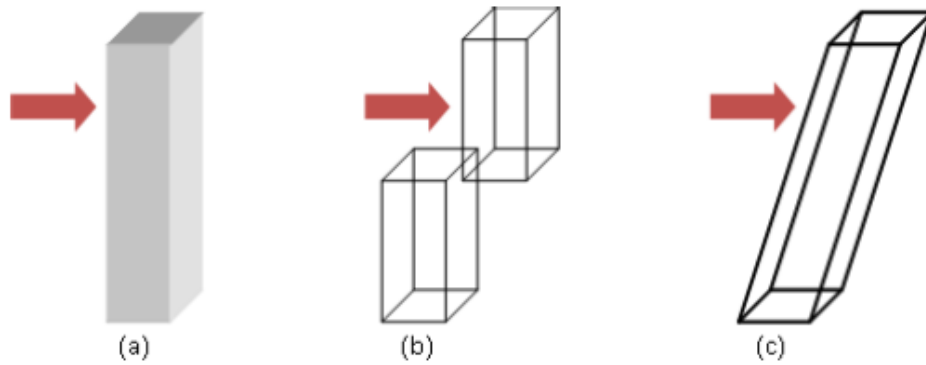
Para finalizar, una viga empotrada en el suelo es la forma más fácil de representar un edificio alto. Aquí la viga debe resistir una serie de esfuerzos laterales debido al viento que choca contra ella o al movimiento sísmico de suelo. Estos tienden a doblar y empujar la estructura transformándose principalmente en dos tipos de esfuerzos sobre la estructura: el corte y la flexión. Por lo tanto, una estructura debe tener elementos resistentes que toleren estos dos tipos de esfuerzos.

Para el caso del corte la estructura no debe quebrarse por corte, ni estirarse más allá de los límites elásticos de sus elementos.

De forma parecida en el caso de la flexión, la estructura no debe volcarse por el efecto combinado de fuerzas laterales y gravitacionales (Efecto $p-\Delta$). No deben quebrarse los elementos resistentes debido a los esfuerzos axiales que surgen, y el

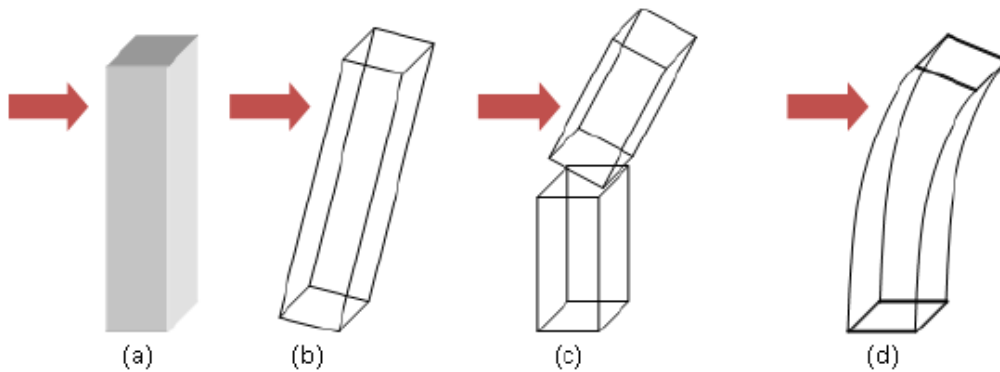
estiramiento no debe superar los límites de recuperación elástica de los materiales. En el caso de zonas sísmicas el edificio no debe perder la capacidad de transmitir los esfuerzos verticales.

Figura 8: (a) resistencia al corte de un edificio, (b) rotura de estructura por corte, (c) estiramiento por corte



Fuente: Google imágenes

Figura 9: (a) resistencia a la flexión de un edificio, (b) volcamiento del edificio, (c) rotura de elementos por tensión o compresión, (d) estiramiento excesivo



Fuente: Google imágenes

I.3 Alternativas de solución a los problemas de edificios altos

Los edificios altos, como cualquier estructura, van a estar sujetos a un planteamiento previo, es decir, que solución estructural usar para poder resistir los esfuerzos. Dependiendo de la cantidad de pisos o altura que se desee alcanzar van a existir diversas soluciones estructurales.

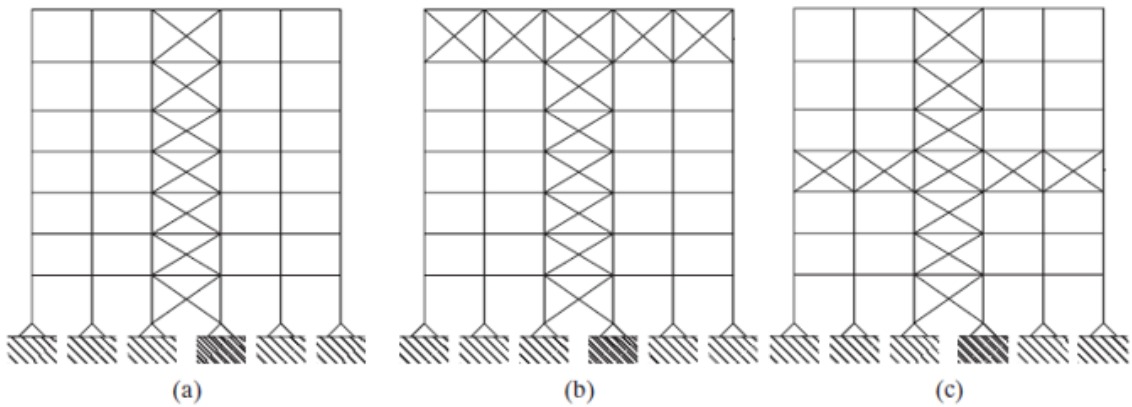
Principalmente en una estructura alta se debe buscar una serie de elementos claves que faciliten el flujo de esfuerzos, agilicen la construcción, minimicen los costos, etc. Para lograr esto, el edificio alto debe ser preferentemente simétrico tanto en planta como en elevación. Esto sirve para evitar efectos inducidos debido a excentricidades de la rigidez en ciertas zonas, con el objeto de evitar las aperturas en losas o muros de manera desordenada y además de buscar la continuidad de ciertos elementos principales.

Los sistemas estructurales que resisten los esfuerzos laterales deben poseer controles en sus desplazamientos relativos entrepisos así como de esfuerzos en sus elementos para evitar fallas frágiles.

Existen diversos tipos de soluciones estructurales de acero utilizadas en distintos tipos de edificios. Algunas de ellas son:

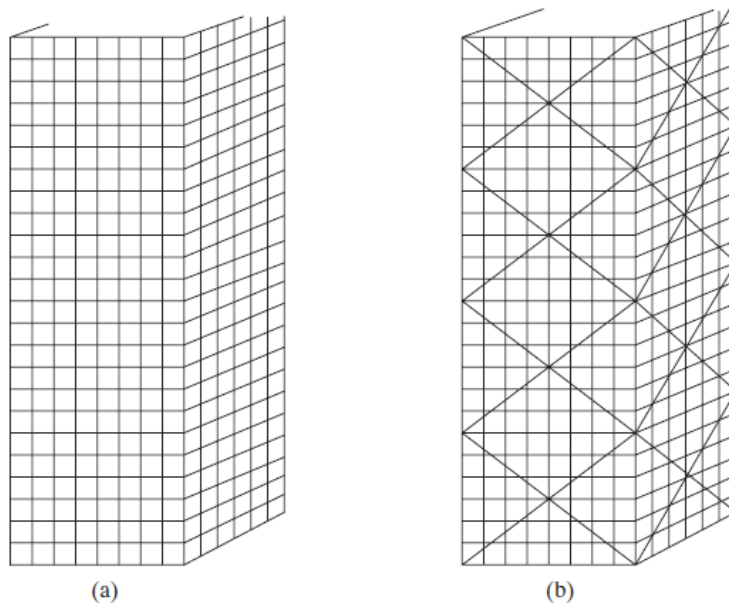
- Pórticos rígidos.
- Pórticos contraventeados.
- Sistemas arriostrados con armadura de sombrero.
- Sistemas arriostrados con cinturones.
- Sistema de estructuración tubular.
- Sistema de estructuración tubular arriostrado.

Figura 10: (a) pórticos contraventeados, (b) sistemas arriostrados con armadura de sombrero, (c) sistemas arriostrados con cinturones



Fuente: McCormac 2010

Figura 11: (a) sistema de estructuración tubular, (b) sistema de estructuración tubular arriostrado



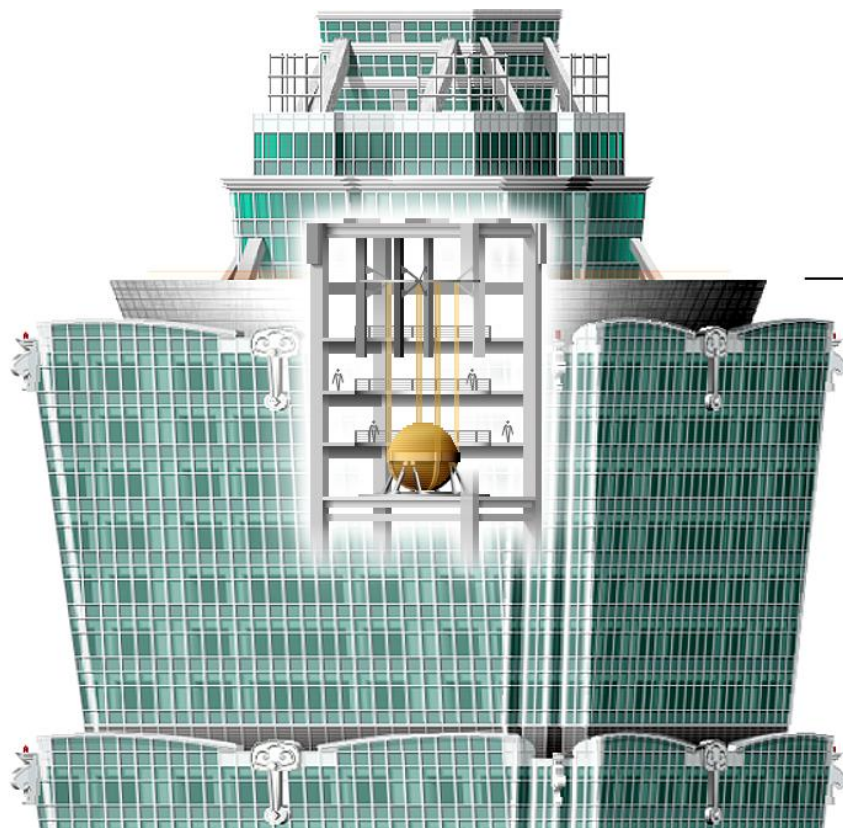
Fuente: McCormac 2010

Por otro lado, existen otros sistemas que permiten mejorar la respuesta sísmica de la estructura, tales como: sistema de amortiguador de masa sintonizada, sistema de

aisladores sísmicos basales y sistema de separaciones de pisos mediante aisladores sísmicos.

Los amortiguadores de masa sintonizada son dispositivos mecánicos compuestos de una o más masas que se conectan a la estructura principal a través de resortes y diversos mecanismos de amortiguamiento, normalmente están situadas en la parte alta de los edificios, que trabajan en resonancia con la estructura. De manera que actúa en absorción de vibraciones mediante el balanceo de un contrapeso colgante.

Figura 12: amortiguador de masa sintonizada

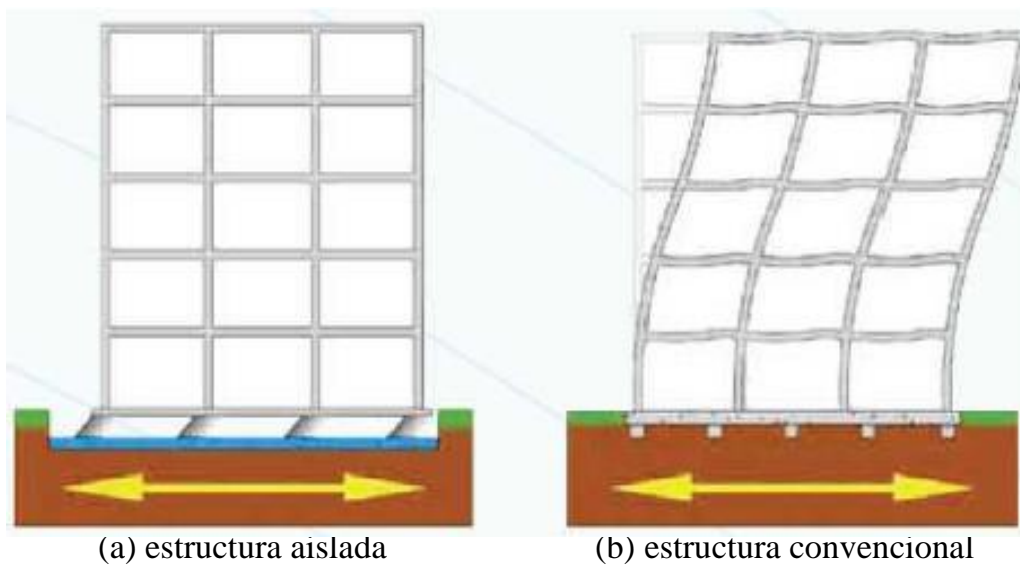


Fuente: Google imágenes

Otra alternativa de solución a los problemas que se presentan en edificios altos son los aisladores sísmicos basales, los cuales consiguen desacoplar la estructura del terreno colocándose estratégicamente en partes específicas de la estructura, los cuales, en un evento sísmico, proveen a la estructura la suficiente flexibilidad para diferenciar la mayor cantidad posible el periodo natural de la estructura con el

periodo natural del sismo, evitando que se produzca resonancia, lo cual podría provocar daños severos o el colapso de la estructura. Es decir, la idea es separar una estructura de los movimientos del suelo mediante la introducción de elementos flexibles entre la estructura y su cimentación. Los aisladores reducen notablemente la rigidez del sistema estructural, haciendo que el periodo fundamental de la estructura aislada sea mucho mayor que el de la misma estructura con base fija.

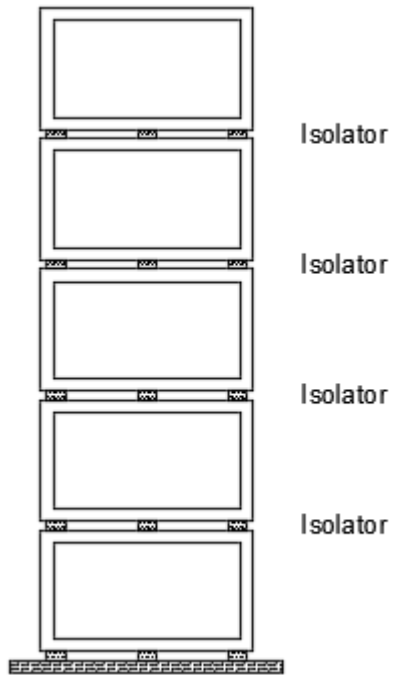
Figura 13: estructura aislada y estructura convencional durante un sismo



Fuente: Google imágenes

Para finalizar, se encuentra el sistema de separaciones de pisos mediante aisladores sísmicos, el cual consiste en separar la estructura, mediante aisladores sísmicos, en cierto número de tramos, independizando de esta manera la respuesta del edificio frente a las solicitaciones de carga sísmica.

Figura 14: separaciones de pisos mediante aisladores



Fuente: Propia

CAPITULO II. Fundamentos de la mecánica estructural

II.1 Comentarios de la norma americana de diseño estructural AISC–LRFD

La Especificación AISC proporciona dos métodos aceptables para diseñar miembros de acero estructural y sus conectores. Éstos son el Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD: Load and Resistance Factor Design) y el Diseño por esfuerzos permisibles (ASD: Allowable Strength Design). Ambos procedimientos se basan en los principios del diseño de estados límite, el cual proporciona las fronteras de la utilidad estructural.

El término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su función prescrita. Existen dos tipos de estados límite: los de resistencia y los de servicio.

Los estados límite de resistencia definen la capacidad de sustentar una carga, incluyendo la fluencia excesiva, la fractura, el pandeo, la fatiga y el movimiento bruto de cuerpo rígido. Los estados límite de servicio definen el comportamiento, incluyendo la deflexión, el agrietamiento, los deslizamientos, la vibración y el deterioro. Todos los estados límite deben evitarse.

Hay dos diferencias notorias entre el método LRFD y el ASD. La primera tiene que ver con el método que se usa para calcular las cargas de diseño. La segunda diferencia tiene que ver con el uso de los factores de resistencia (ϕ en el método LRFD) y los factores de seguridad (Ω en el método ASD).

Con ambos procedimientos LRFD y ASD, los valores esperados de las cargas individuales (carga muerta, carga viva, viento, nieve, etc.), se estiman exactamente de la misma manera que lo que requiere la especificación aplicable. A estas cargas se les denomina cargas de servicio o de trabajo.

II.1.1 Combinaciones de carga

Las diversas combinaciones de estas cargas, que posiblemente ocurran al mismo tiempo, se agrupan y los mayores valores obtenidos de esta manera se usan para el análisis y diseño de las estructuras. El mayor grupo de cargas (en el método ASD) o la mayor combinación lineal de cargas en un grupo (en el método LRFD) se usan entonces para el análisis y el diseño.

II.1.1.1 Combinaciones de carga para el método LRFD

Con el método LRFD, se forman grupos posibles de cargas de servicio, y cada carga de servicio se multiplica por un factor de carga, normalmente mayor de 1.0. La magnitud del factor de carga refleja la incertidumbre de esa carga específica. La combinación lineal resultante de las cargas de servicio en un grupo, cada uno multiplicado por su respectivo factor de carga, se llama carga factorizada. Los mayores valores determinados de esta manera se usan para calcular los momentos, los cortantes y otras fuerzas en la estructura. Estos valores de control no deben ser mayores que las resistencias nominales de los miembros multiplicadas por sus factores ϕ o de reducción. Entonces, los factores de seguridad han sido incorporados en los factores de carga, y podemos decir:

$$\phi R_n \geq R_u \quad (1)$$

Donde:

ϕ : factor de reducción

R_n : resistencia nominal de un miembro

R_u : fuerza factorizada calculada en el miembro

La resistencia requerida de un miembro para el método LRFD se determina a partir de las combinaciones de cargas dadas en el reglamento de construcciones aplicable. La Parte 2 del Manual de AISC proporciona los siguientes factores de carga para edificios, que se basan en el ASCE 7 y que son los valores que se usan en este texto:

1. $U = 1.4D$
2. $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $U = 1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.5W)$
4. $U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $U = 1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
6. $U = 0.9D + 1.0W$
7. $U = 0.9D + 1.0E$

II.1.1.2 Combinaciones de carga para el método ASD

Con el método ASD, las cargas de servicio generalmente no se multiplican por factores de carga o de seguridad. Más bien, se acumulan, tal como estén, para diversas combinaciones factibles, y los mayores valores obtenidos de esta manera se usan para calcular las fuerzas en los miembros. Estas fuerzas totales no deben ser mayores que las resistencias nominales de los miembros, divididas por factores de seguridad apropiados. En forma de ecuación, la expresión puede escribirse como:

$$\frac{R_n}{\Omega} \geq R_a \quad (2)$$

Donde:

Ω : factor de seguridad

R_n : resistencia nominal de un miembro

R_a : mayor fuerza calculada

En la Parte 2 de la edición 2011 del Manual del Acero, se presentan las combinaciones de carga que se muestran enseguida para el análisis y diseño con el método ASD. Los valores resultantes no son intercambiables con los valores de LRFD.

1. D
2. D + L
3. D + (Lr o S o R)
4. D + 0.75L + 0.75(Lr o S o R)
5. D + (0.6W o 0.7E)
6. (a) D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(Lr o S o R)
(b) D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75(S)
7. 0.6D + 0.6W
8. 0.6D + 0.7E

Para ambos métodos de diseño, las abreviaturas antes mencionadas se interpretan como:

U: carga factorizada o de diseño

D: carga muerta

L: carga viva según su función

Lr: carga viva de techo

S: carga de nieve

R: carga nominal debido a la precipitación pluvial o hielo

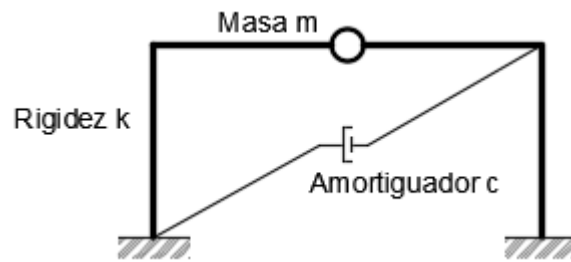
W: carga de viento

E: carga de sismo

II.2 Modelo matemático y características dinámicas de sistemas estructurales

El sistema de la figura 15 es un pórtico que puede aproximarse a uno de un Grado de Libertad (1 GDL). Básicamente los sistemas de uno o varios GDL se representan en el modelo matemático Masa-Resorte-Amortiguador.

Figura 15: Modelo matemático Masa-Resorte-Amortiguador de un pórtico simple



Fuente: Chopra 2014

Este sistema consiste de una masa concentrada “ m ” que representa la masa total del sistema. Los elementos estructurales tipo columnas (considerados de masa despreciable) proveen de rigidez al sistema (representada por la letra “ k ”). Por último, el amortiguador viscoso de constante “ c ”, disipa la energía vibracional del sistema, generada por la carga externa variable en el tiempo o de excitación $p(t)$.

Este modelo se explica de la siguiente manera, cada elemento estructural del sistema por separado (columna, viga, arriostre, etc.) contribuye en las propiedades de inercia (masa), elasticidad (rigidez), y de disipación de energía vibracional (amortiguamiento), necesarias para la estabilidad y equilibrio dinámico del mismo. Cada una de estas propiedades ha sido separada definiendo las componentes de masa, de rigidez y de amortiguamiento

En un sistema elástico-lineal se considera, que el desplazamiento lineal es proporcional a la fuerza en el punto donde se aplica ésta. En consecuencia, la constante de rigidez “ k ” se expresa en unidades de fuerza por unidad de longitud. El cálculo de esta constante depende de la geometría de la sección transversal y del material de los elementos del sistema.

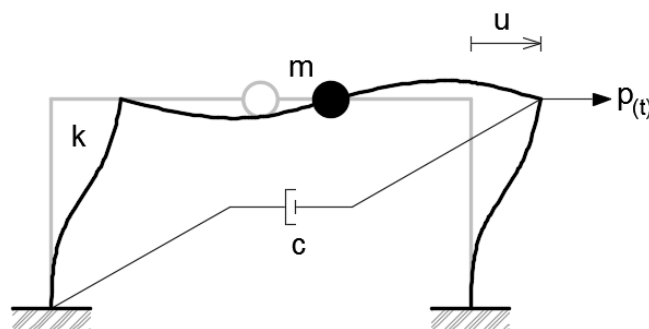
Otra propiedad característica de las estructuras es el amortiguamiento, éste se define como un proceso mediante el cual se consigue disminuir en amplitud y de forma estable en el tiempo la vibración libre [Chopra, 2014]. Esto se logra mediante varios mecanismos que disipan esta energía liberada, producto de excitaciones externas. En realidad, estos mecanismos actúan simultáneamente, de

manera que es muy complicado cuantificar sus efectos matemáticamente. Por lo tanto, son usualmente idealizados como un amortiguador viscoso en el rango elástico–lineal; lo que significa que, para un sistema excitado por una carga externa, se genera una reacción interna en éste, la cual es proporcional a la velocidad de desplazamiento del sistema (en los nodos). El coeficiente de amortiguamiento viscoso c , tiene unidades de fuerza multiplicado por tiempo entre longitud. Por último, este coeficiente es difícil de calcular analíticamente y lo que se hace es una evaluación experimental de éste [Chopra, 2014].

II.3 Ecuación fundamental del equilibrio dinámico

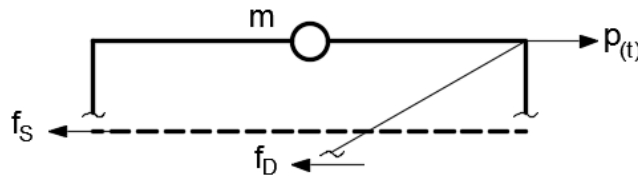
Conociendo las componentes de masa, rigidez y amortiguamiento, la ecuación de movimiento o ecuación de equilibrio dinámico para sistemas de 1 GDL puede ser descrita usando la Segunda Ley de Newton o el Principio del Equilibrio Dinámico de D'Alembert. En la figura 16, la carga externa variable en el tiempo " $p(t)$ " excita el sistema constituido por la masa concentrada " m ", y se generan dos reacciones internas contrarias al sentido de " $p(t)$ ", que son " f_s ", la fuerza elástica y " f_D ", la fuerza de amortiguamiento (ambas observadas en la figura 17).

Figura 16. Comportamiento dinámico de un pórtico simple excitado por una carga externa variable en el tiempo



Fuente: Chopra 2014

Figura 17. Diagrama de Cuerpo Libre en sección superior de pórtico



Fuente: Chopra 2014

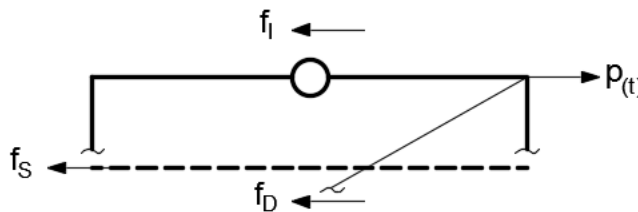
El desplazamiento “ $u(t)$ ”, la velocidad “ $\dot{u}(t)$ ” y la aceleración “ $\ddot{u}(t)$ ” del sistema estructural tienen el mismo sentido que “ $p(t)$ ”. Por otro lado, Newton define la ecuación de movimiento en el rango elástico-lineal como una diferencial de segundo orden.

$$p(t) - f_S - f_D = m\ddot{u} \quad (3)$$

Sin embargo, el Principio de D’Alembert sostiene que se genera una fuerza inercial ficticia “ f_i ” opuesta a la aceleración cuya magnitud es producto de la masa “ m ” y la aceleración “ \ddot{u} ”. Por lo tanto, para el estado de equilibrio dinámico en el sistema, se cumple que la resultante de fuerzas es nula (de forma similar al principio del análisis estático). A esta ecuación se le interpreta de la siguiente forma, quedando expresada en el DCL de la figura 18.

$$f_i - f_D - f_S = p(t) \quad (4)$$

Figura 18. Equilibrio dinámico de fuerzas en sección superior de pórtico



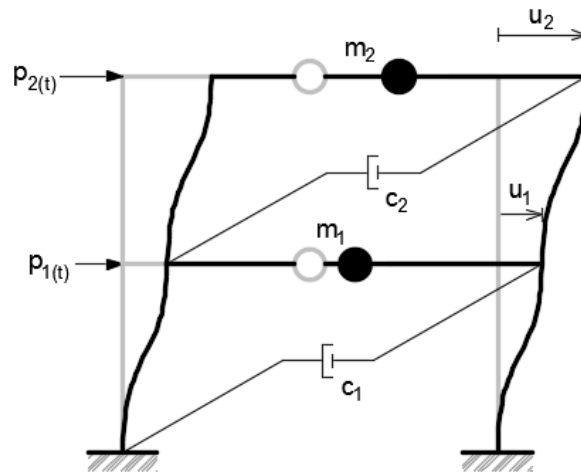
Fuente: Chopra 2014

Ambas ecuaciones pueden reescribirse en función de la rigidez y el factor de amortiguamiento del sistema:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (5)$$

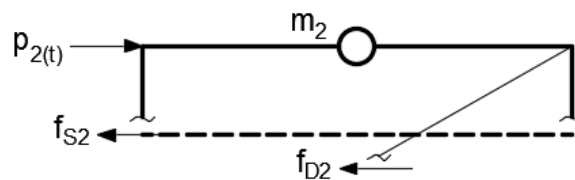
Ahora, los sistemas de varios grados de libertad (n GDL) son el modelo más realista del fenómeno físico. En la figura siguiente, se esquematiza un sistema de 2 GDL, que al igual que en los sistemas de 1 GDL, la masa concentrada “ m_j ” se reparte en la parte superior de cada nivel, los mecanismos de amortiguamiento se consideran lineales y las cargas externas variables en el tiempo $p_j(t)$ actúan en los nodos.

Figura 19. Sistema estructural de dos Grados de Libertad



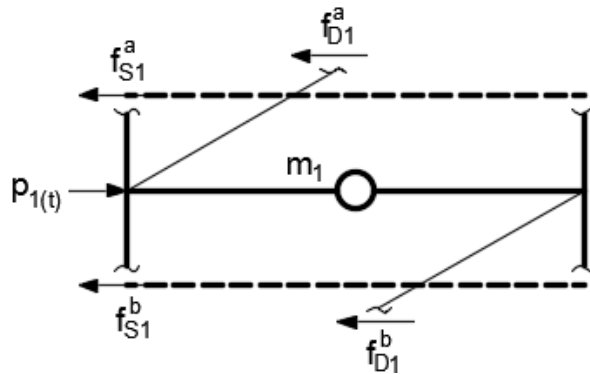
Fuente: Chopra 2014

Figura 20. Diagrama de Cuerpo Libre en sección superior de pórtico



Fuente: Chopra 2014

Figura 21. Diagrama de Cuerpo Libre en sección intermedia de pórtico



Fuente: Chopra 2014

La ecuación de equilibrio dinámico para cada nivel está dada por la siguiente expresión:

$$m_j \ddot{u}_j + f_{Dj} + f_{Sj} = p_{j(t)} \quad (6)$$

Finalmente, al definir los vectores de desplazamiento “u”, de velocidad “ \dot{u} ” y aceleración “ \ddot{u} ” para los nodos del sistema estructural y las matrices de masa “m”, de rigidez “k”, de amortiguamiento “c” y de fuerzas “p” para sistemas de “n” GDL elástico-lineales, la ecuación de equilibrio generalizada es de la forma matricial:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = p \quad (7)$$

II.4 Análisis modal de sistemas estructurales

Existen varios métodos de solución de la ecuación diferencial generalizada (de “n” GDL). Entre ellos se pueden distinguir, por ejemplo, el de los Valores Propios y los Vectores de Ritz, ambos aplicables tanto de forma analítica como numérica.

Por otro lado, el análisis por superposición modal o simplemente llamado análisis modal es uno de los métodos usado únicamente para sistemas lineales. El análisis modal determina los modos de vibración de un sistema para dos casos, el primero cuando el sistema estructural no está excitado con cargas variables en el tiempo (vibración libre) y el segundo, cuando sí lo está (vibración forzada). La

investigación de este método ha determinado que el primer caso es ideal y por lo tanto poco práctico para un análisis preciso, mientras que el segundo es más próximo a la realidad. Por lo tanto se tratará de exponer el fundamento teórico de este último en particular.

Para entender la respuesta dinámica de sistemas de “n” GDL, se introducirá el análisis modal en sistemas excitados a partir de sus conceptos generales.

El análisis modal es un método numérico de solución de la ecuación de equilibrio dinámico de sistemas elástico–lineales. Éste consiste en desacoplar los componentes de la ecuación original (fuerza inercial, elástica y de amortiguamiento) y transformarlos convenientemente en función de variables modales (ecuaciones modales) para cuantificar los efectos absolutos de estos a la solución analítica [Chopra, 2014]. Luego, la combinación de estos efectos determina la dinámica del sistema estructural.

La ecuación modal representativa para sistemas elástico-lineales excitados por una carga externa variable en el tiempo (vector de fuerzas modales) es:

$$M\ddot{y}_{(t)} - C\dot{y}_{(t)} - ky_{(t)} = P_{(t)} \quad (8)$$

El primer paso es determinar las matrices modales de masa M, de rigidez K y luego aproximar la matriz de amortiguamiento C, y para esto es preciso conocer la contribución del enésimo modo, expresada por las siguientes ecuaciones:

$$u_{(t)} = \phi_n y_{(t)} \quad (9)$$

$$\dot{u}_{(t)} = \phi_n \dot{y}_{(t)} \quad (10)$$

$$\ddot{u}_{(t)} = \phi_n \ddot{y}_{(t)} \quad (11)$$

Donde ϕ_n representa el modo natural que corresponde a la frecuencia natural ω_n independiente del tiempo y y_t es la transformada modal en función del tiempo.

En segundo lugar, una de las suposiciones del método es la ortogonalidad de modos, lo cual implica que las matrices de masa modal M y rigidez modal K son diagonales [Wilson, 2004].

$$K \equiv \phi^T \cdot k \cdot \phi \quad (12)$$

$$M \equiv \phi^T \cdot m \cdot \phi \quad (13)$$

Por lo tanto, los elementos diagonales son:

$$k_n = \phi_n^T \cdot k \cdot \phi_n \quad (14)$$

$$M_n = \phi_n^T \cdot m \cdot \phi_n \quad (15)$$

Por otro lado, k_n y M_n se relacionan por la frecuencia natural al cuadrado:

$$k_n = \omega_n^2 \cdot M_n \quad (16)$$

Además es la matriz modal:

$$\phi = [\phi_{jn}] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \dots & \phi_{1N} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & & \phi_{2N} \\ & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{N1} & \phi_{N2} & \dots & \phi_{NN} \end{bmatrix}$$

Luego, en el análisis se introduce el concepto de normalización de modos [Chopra, 2014], con lo cual se generan la matriz de identidad I, una matriz diagonal de valores unitarios y la matriz espectral Ω^2 , matriz diagonal compuesta por las frecuencias naturales elevadas al cuadrado. Normalizando K_n y M_n se obtienen las siguientes expresiones, luego de las cuales se pueden hallar las matrices modales M y K:

$$M_n = \phi_n^T \cdot m \cdot \phi_n = 1 \rightarrow M \equiv \phi^T \cdot m \cdot \phi = I \quad (17)$$

$$k_n = \phi_n^T \cdot k \cdot \phi_n = \omega_n^2 \cdot M_n = \omega_n^2 \rightarrow K \equiv \phi^T \cdot k \cdot \phi = \Omega^2 \quad (18)$$

El segundo paso es definir la ecuación modal equivalente. Si suponemos un sistema de amortiguamiento clásico, la ecuación modal se reduce a:

$$M_n \ddot{y}(t) - C_n \dot{y}(t) - k_n y(t) = P_{n(t)} \quad (19)$$

Donde M_n y K_n fueron definidos previamente y $C_n = \phi_n^T \cdot c \cdot \phi_n$, análogamente a los otros elementos diagonales. De esta ecuación se deduce el factor de amortiguamiento para cada modo (enésimo modo):

$$\xi_n = \frac{c_n}{2 \cdot M_n \cdot \omega_n} \quad (20)$$

Ahora, dividiendo la ecuación modal equivalente entre M_n obtenemos:

$$\ddot{y}_{(t)} - 2\xi_n \omega_n \dot{y}_{(t)} - \omega_n^2 y_{(t)} = \frac{P_{n(t)}}{M_n} \quad (21)$$

El tercer paso es cuantificar el resultado de la contribución de todos los modos a la respuesta dinámica. La superposición modal cuantifica el desplazamiento nodal absoluto del sistema, cuya expresión es:

$$u_{(t)} = \sum_{n=1}^N u_{n(t)} = \sum_{n=1}^N \phi_n \cdot y_{n(t)} \quad (22)$$

Además, se considera una distribución espacial de la carga aplicada $p_{(t)}$, esta distribución tiene la misma variación de tiempo que $p_{(t)}$ y al espacio donde se aplica ésta, independiente del tiempo. Se le simboliza con la letra s (en notación matricial). El objetivo ahora es simplificar el análisis al reemplazar la carga dinámica por una estática equivalente cuyos efectos sobre el sistema sean similares.

$$p_{(t)} = s \cdot p_{(t)} \quad (23)$$

$$s = \sum_{r=1}^N s_r = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \cdot m \cdot \phi_n \quad (24)$$

Por lo tanto la contribución del n -ésimo modo a s puede expresarse como:

$$s_n = \Gamma_n \cdot m \cdot \phi_n \quad (25)$$

Donde Γ_n , es el factor de participación o contribución modal. En consecuencia, se puede expresar esta ecuación en función de una carga generalizada $P_{n(t)}$:

$$P_{n(t)} = \Gamma_n \cdot M_n \cdot p_{(t)} \quad (26)$$

Reemplazando esta expresión en la ecuación 1.20, se obtiene:

$$\ddot{y}_{(t)} - 2\xi_n \omega_n \dot{y}_{(t)} - \omega_n^2 y_{(t)} = \Gamma_n p_{(t)} \quad (27)$$

Recordando la definición de un sistema n GDL, que es la resultante de n sistemas de 1 GDL [Chopra, 2014], es conveniente definir el término D_n en lugar de Γ_n , que

relaciona mejor estos sistemas. Éste es denominado deformación del modo n y la ecuación anterior queda expresada mejor por:

$$\ddot{D}_n - 2\xi_n\omega_n\dot{D}_n - \omega_n^2 D_n = p(t) \quad (28)$$

Donde:

$$y_{n(t)} = \Gamma_n \cdot D_{n(t)} \quad (29)$$

Por último, la contribución del enésimo modo a la respuesta dinámica del sistema (desplazamiento absoluto $u_{(t)}$) es:

$$u_{n(t)} = \Gamma_n \cdot \phi_n \cdot D_{n(t)} \quad (30)$$

El resultado de la contribución de todos los modos a la respuesta dinámica es:

$$r_{(t)} = \sum_{r=1}^N r_{n(t)} = \sum_{n=1}^N r_n^{st} [\omega_n^2 \cdot D_{n(t)}] \quad (31)$$

II.5 Análisis sísmico

Este análisis forma parte del análisis dinámico, pero se decidió separarlo de éste por su trascendencia para el análisis estructural. La periodicidad y la espontaneidad son características de esta carga, razón por la cual los investigadores en el campo han desarrollado hipótesis de diseño sismorresistente, cuyo objetivo es modelar la carga sísmica real con precisión. Este modelo se basa en registros sismográficos, lográndose diseñar probables espectros de respuesta sísmica en función del tiempo o considerando los valores máximos absolutos de la respuesta, como se analizará más adelante.

Por otro lado, existen muchas normas en Ingeniería Sismorresistente alrededor del mundo que estipulan los factores, procedimientos y consideraciones a tomar en cuenta en el análisis y diseño estructural. En efecto, estas normas permiten que el diseñador logre comprender el marco conceptual de este análisis y aplicarlo convenientemente, sin necesidad de abarcar el campo de la sismología.

A finales de la década de 1970, se aprobó en el Perú mediante Decreto Supremo, la primera versión de la norma técnica de diseño sismorresistente como parte del Reglamento Nacional de Edificaciones. A continuación se explicarán brevemente en qué consisten las hipótesis del análisis y del diseño sismorresistente. Además, se comentarán algunos aspectos importantes de este último según la norma técnica vigente, la NTE E.030.

II.5.1 Definición de carga sísmica

Un sismo es una sacudida de la superficie del terreno como consecuencia de fuerzas internas generadas por el movimiento de placas tectónicas o erupciones de volcanes en las profundidades de los océanos [RAE, 2010]. No obstante, para su estudio en ingeniería es común interpretar este fenómeno como una aceleración del suelo, que generalmente está dada en dos componentes, una vertical y otra horizontal. La aceleración horizontal es intensa en comparación con la vertical, la cual pocas veces es considerada insignificante. Varias normas, incluyendo la peruana, consideran una aceleración vertical alrededor de dos tercios (66%) del efecto total [NTE, 2016].

Se puede definir la ecuación de equilibrio dinámico para un sistema elástico-lineal excitado únicamente por la carga sísmica, que se diferencia de la carga externa puntual variable en el tiempo $p(t)$ definida de forma general en el capítulo II.3. En consecuencia, la ecuación no variará en sus términos (masa, rigidez y amortiguamiento), pues este análisis pertenece al dinámico. La única diferencia es que aparece una aceleración del terreno producto del movimiento de éste, que se traduce en la siguiente ecuación (para sistemas de 1 GDL).

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_{g(t)} \quad (32)$$

Sin embargo, el análisis de sistemas de varios grados de libertad define la siguiente ecuación en general (en notación matricial):

$$m.\ddot{u} + c.\dot{u} + k.u = p_{\text{eff}(t)} \quad (33)$$

donde:

$$p_{\text{eff}(t)} = -m_l \ddot{u}_g(t) \quad (34)$$

La carga sísmica es reemplazada por una carga efectiva. Entonces, la solución a la ecuación de equilibrio puede ser resuelta analíticamente para determinar $u(t)$, que es el desplazamiento absoluto de cualquier nodo del sistema estructural. También se puede usar el análisis modal para cuantificar esta respuesta, de forma aproximada.

II.5.2 El análisis espectral de la respuesta sísmica

El análisis modal permite evaluar la respuesta de la ecuación de equilibrio dinámico, producto de la carga sísmica, de los sistemas estructurales. Existen dos métodos dentro del análisis modal para cuantificar los efectos de un sismo. Estos son el análisis tiempo-historia ó RHA (Response History Analysis) y el espectral ó RSA (Response Spectrum Analysis).

El análisis tiempo-historia permite determinar analíticamente las soluciones a las ecuaciones de equilibrio dinámico: $u(t)$, $\dot{u}(t)$ o $\ddot{u}(t)$, pero este proceso demandará un poco más de tiempo de cálculo puesto que las soluciones dependen de éste.

Por otro lado, se encuentra el análisis espectral, que aproxima la solución de las ecuaciones a sus valores representativos que son los máximos absolutos o valores pico. En resumen, la respuesta espectral para el n ésimo modo es:

$$r_{no} = \max|r_{n(t)}| = r_n^{st} \cdot A_n \quad (35)$$

Donde $r_{n(t)}$ es la respuesta en el tiempo, A_n es la pseudoaceleración que depende del periodo natural del sistema $T_n = 2\pi/\omega_n$ y el factor de amortiguamiento ξ_n del n ésimo modo. Además, el signo de r_{no} depende de r_n^{st} pues A_n es positivo, por definición.

La respuesta espectral se genera a partir de reglas o criterios de combinación modal espectral que permiten aproximar los valores máximos absolutos de $r_{n(t)}$, pues estos

no van a ser precisamente iguales a los generados con el análisis tiempo-historia (RHA). En consecuencia, el interés es encontrar el valor máximo absoluto resultante de $r_n(t)$. Los modos tienen una respuesta independiente, pero es la combinación de estos la que determina el comportamiento dinámico del sistema. En efecto, el valor máximo absoluto de la combinación modal se determina ignorando el signo algebraico de éste.

Se usan tres reglas de combinación modal para obtener la respuesta dinámica total, entre éstas la sísmica, sobre un sistema estructural. Éstas son la suma absoluta ó ABS (Absolute Sum), la raíz cuadrada de la suma de cuadrados ó SRSS (Square Root of Sum of Squares) y la combinación cuadrática completa ó CQC (Complete Quadratic Combination).

La ABS es conservadora en su estimación de la respuesta dinámica total porque asume que todos los valores máximos absolutos de las respuestas independientes de los “n” modos ocurren en el mismo instante [Chopra, 2014]. Sin embargo, se hace referencia de ésta dado que muchos diseñadores aún la consideran. La expresión general de la respuesta dinámica total está dada por la expresión:

$$r_o \leq \sum_{n=1}^N |r_{no}| \quad (36)$$

Por otro lado, la SRSS es aplicable para sistemas estructurales cuya frecuencia natural de vibración tiene un amplio periodo [Chopra, 2014]. Esta regla asume, además, que todos los valores máximos absolutos de la respuesta dinámica total son estadísticamente independientes [Wilson, 2004] ésta última según la expresión:

$$r_o \approx (\sum_{n=1}^N |r_{no}^2|)^{1/2} \quad (37)$$

Finalmente, la CQC es una regla de combinación formulada por Wilson, Der Kiureghian y Bayo en 1981 y está basada en teorías de vibraciones avanzadas. Ésta engloba algunos conceptos de la SRSS y abarca aquellos sistemas estructurales cuya frecuencia natural de vibración es más pequeña [Chopra, 2014]. La expresión general de la respuesta dinámica total es:

$$r_o \approx (\sum_{n=1}^N r_{no}^2 + \sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no})^{1/2} \quad (38)$$

En todos los casos, r_o es la media de los valores máximos absolutos de la respuesta dinámica total.

III.5.3 Comentarios de la norma de diseño sismorresistente NTE E.030

La norma técnica NTE E.030 establece en el Perú las condiciones necesarias para el diseño estructural ante fenómenos sísmicos. Ésta contiene algunos criterios aceptados por varios códigos internacionales como el Uniform Building Code (UBC) así como a las necesidades propias del territorio peruano.

Para llevar a cabo el análisis dinámico modal espectral de acuerdo a la norma peruana, es necesario definir una aceleración espectral para cada dirección de análisis, la cual se puede calcular de la siguiente manera:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} g \quad (39)$$

Donde:

Z = Factor de zona

U = Factor de uso o importancia

C = Factor de amplificación sísmica

S = Factor de tipo de suelo

R = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

Cada coeficiente tiene sus restricciones y particularidades para el análisis; es por ello que se explicará cómo se obtiene cada valor:

a) Factor de zona (Z)

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura 22. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la

sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral.

Figura 22: Mapa de zonas sísmicas



Fuente: E.030 2016

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N°1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla 1: Factores de Zona “Z”

Zona	Z
4	0.45
3	0.35

2	0.25
1	0.10

Fuente: E.030 2016

b) Factor de uso (U)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N°2. El factor de uso o importancia (U), definido en la Tabla N° 2 se usará según la clasificación que se haga.

Tabla 2: Factores de uso según la categoría de la edificación

Categoría	Descripción	Factor U
A	Establecimientos de salud (públicos y privados). Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicación, estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios de plantas de tratamiento de agua. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.	1.5
B	Edificios donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos o bibliotecas.	1.3
C	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1.0
D	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	A criterio del proyectista

Fuente: E.030 2016

c) Factor de amplificación del suelo (S)

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte \bar{V}_s , o para suelos granulares, el promedio ponderado de los \bar{N}_{60} obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada \bar{S}_u para suelos cohesivos. La Tabla N°3 resume valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo:

Tabla 3: Clasificación de los perfiles de suelo

Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: E.030 2016

Una vez clasificado el tipo de suelo, se procede a determinar el factor de suelo:

Tabla 4: Factores de Suelo

Zona \ Suelo	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: E.030 2016

d) Factor de amplificación sísmica (C)

Para determinar el factor de amplificación sísmica se tienen las siguientes condiciones:

$$T < T_p \quad C = 2.5 \quad (40)$$

$$T_p < T < T_l \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad (41)$$

$$T > T_l \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p \times T_l}{T^2} \right) \quad (42)$$

De los cuales, los valores T_P y T_L se obtienen de la siguiente tabla:

Periodo \ Suelo	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p	0.3	0.4	0.6	1.0
T _l	3.0	2.5	2.0	1.6

Tabla 1: Obtención de los Períodos T_P y T_L

Y el valor del periodo fundamental de vibración (T) se determina con la siguiente ecuación:

$$T = \frac{h_n}{C_t} \quad (43)$$

Donde; h_n es la altura de la edificación y C_t se considerará “35” para pórticos de concreto armado sin muros de corte y pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos; “45” para pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras, y pórticos de acero arriostrados; y “60” para edificios de albañilería, edificios de concreto armado duales y muros de ductilidad limitada.

Alternativamente, podrá usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i d_i^2)}{(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i d_i)}} \quad (44)$$

Donde:

- P_i = peso de la estructura en el nivel “i”
 - f_i = fuerza lateral en el nivel “i” correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.
 - d_i = desplazamiento lateral del centro de masa del nivel “i” en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas f_i . Los desplazamientos se calcularán suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y, para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.
- e) Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R)

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_o determinado a partir de la Tabla N° 6 y de los factores I_a , I_p obtenidos de las Tablas N° 7 y N° 8.

$$R = R_o \cdot I_a \cdot I_p \quad (45)$$

Para este ítem se utilizan las siguientes tablas:

Tabla 2: Coeficientes de reducción sísmica

Sistemas Estructurales	Coeficiente reducción R_o
Acero:	
Pórticos especiales resistentes a momentos (SMF)	8
Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF)	7
Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF)	6
Pórticos especiales concéntricamente arriostrados (SCBF)	8
Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF)	6
Pórticos excéntricamente arriostrados (EBF)	8
Concreto armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera	7

Fuente: E.030 2016

Tabla 7: Factores de Irregularidad I_a

Irregularidades Estructurales en Altura	Factor de Irregularidad I_a
<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.</p>	0.75

<p>La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</p> <p>Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez</p> <p>Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.</p> <p>La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia</p> <p>Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0.50
<p>Irregularidad de Masa o Peso</p> <p>Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.90
<p>Irregularidad Geométrica Vertical</p> <p>La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.90
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</p> <p>Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0.80
<p>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes</p>	0.60

Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.	
--	--

Fuente: E.030 2016

Tabla 8: Factores de Irregularidad I_p

Irregularidades Estructurales en Planta	Factor de Irregularidad I_p
<p>Irregularidad Torsional</p> <p>Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{m\acute{a}x}$), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}).</p>	0.75
<p>Irregularidad Torsional Extrema</p> <p>Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{CM}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}).</p>	0.60
<p>Esquinas Entrantes</p> <p>La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0.90
<p>Discontinuidad del Diafragma</p> <p>La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma.</p> <p>También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0.85
Sistemas no Paralelos	0.90

Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.	
---	--

Fuente: E.030 2016

CAPITULO III. Modelación de edificios de gran altura y medidas estructurales para el control de sus parámetros dinámicos

III.1 Modelo estructural matemático de un edificio alto

El primer paso para realizar el modelo estructural matemático de la estructura, consiste en realizar un predimensionamiento de los elementos estructurales que conformarán el edificio, y así seleccionar secciones de perfiles, los cuales servirán como datos de entrada para el software SAP2000. Para luego proceder a realizar el cálculo de cargas actuantes sobre la estructura.

Es necesario indicar que conforme se hagan los cálculos y verificaciones necesarios, las secciones de los perfiles variarán hasta que la estructura cumpla con los requisitos de rigidez y resistencia exigidos por la norma peruana.

III.1.1 Predimensionamiento de elementos estructurales

III.1.1.1 Predimensionamiento de columnas

Las columnas son los elementos más importantes dentro de toda estructura, ya que de ellas depende el soporte de las estructuras superiores. Es por ello que se propone un método que consiste en determinar el área de la columna según las cargas concentradas iniciales y la disposición del elemento.

$$\frac{N}{\chi_{m\acute{a}x} \cdot F_y} \geq A \geq \frac{N}{F_y} \quad (46)$$

Donde:

$$N = a \cdot n \cdot P \quad (47)$$

Siendo:

a = área tributaria de la columna requerida

n = número de pisos

P = carga aproximada de superficie en toneladas por metro cuadrado

N = carga axial aproximada sobre columna

k = coeficiente de reducción resistente por pandeo

F_y = fluencia del acero A36

A = área de la sección del perfil a usar

Predimensionamiento de columna

columna esquinera

$a =$	9.00	m ²	área tributaria de la columna requerida
$n =$	150.00		número de pisos
$P =$	0.80	t/m ²	carga de superficie en toneladas por metro cuadrado
$N =$	1080.00	t	carga axial aproximada sobre columna
$\chi =$	0.15		coeficiente de reducción resistente por pandeo
$F_y =$	2530.00	kg/cm ²	fluencia del acero A36
$N/(\chi_{max} \cdot F_y) =$	2845.85	cm ²	área máxima de sección
$N/F_y =$	426.88	cm ²	área mínima de sección

columna lateral

$a =$	18.00	m ²	área tributaria de la columna requerida
$n =$	150.00		número de pisos
$P =$	0.80	t/m ²	carga de superficie en toneladas por metro cuadrado
$N =$	2160.00	t	carga axial aproximada sobre columna
$\chi =$	0.15		coeficiente de reducción resistente por pandeo
$F_y =$	2530.00	kg/cm ²	fluencia del acero A36
$N/(\chi_{max} \cdot F_y) =$	5691.70	cm ²	área máxima de sección
$N/F_y =$	853.75	cm ²	área mínima de sección

columna central

$a =$	36.00	m ²	área tributaria de la columna requerida
$n =$	150.00		número de pisos
$P =$	0.80	t/m ²	carga de superficie en toneladas por metro cuadrado
$N =$	4320.00	t	carga axial aproximada sobre columna
$\chi =$	0.15		coeficiente de reducción resistente por pandeo
$F_y =$	2530.00	kg/cm ²	fluencia del acero A36
$N/(\chi_{max} \cdot F_y) =$	11383.40	cm ²	área máxima de sección
$N/F_y =$	1707.51	cm ²	área mínima de sección

Por lo tanto, se usará una viga W36x848 de $A = 1606.45 \text{ cm}^2$

III.1.1.2 Predimensionamiento de vigas

Para predimensionar una viga, dadas que estas trabajan predominantemente en flexión simple, el perfil para empezar a comprobar la resistencia y la rigidez se evalúa a partir del máximo momento flector como:

$$Z = \frac{M_f}{F_y} \quad (48)$$

Donde:

$$M_f = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad (49)$$

Siendo:

q = carga lineal sobre viga

L = luz de viga

M_f = momento flector

F_y = fluencia del acero A36

Z = módulo plástico de la viga

Predimensionamiento de viga

L =	6.00 m	luz
P =	0.80 t/m ²	carga de superficie en toneladas por metro cuadrado
q =	4.80 t/m	carga lineal sobre viga
M _f =	21.60 t.m	momento flector
F _y =	2530.00 kg/cm ²	fluencia del acero A36
Z =	853.75 cm ³	módulo plástico

Se usará una viga W14x43 de Z = 1140.54 cm³

III.1.1.3 Predimensionamiento de arriostres

El principal detalle a tener con los arriostres es que deberán ser colocados de manera simétrica, distribuyendo adecuadamente las fuerzas sísmicas y evitar los efectos de torsión en la estructura.

En la selección del perfil en diagonales regirá por la siguiente fórmula:

$$r_{\text{mín}} = \frac{KL}{4} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (50)$$

Donde:

$r_{\text{mín}}$ = radio de giro mínimo requerido

$K = 0.5$; factor de longitud efectiva

L = longitud del arriostre

F_y = fluencia del acero A36

E = módulo de elasticidad del acero A36

Predimensionamiento de arriostre

$K =$	0.50	factor de longitud efectiva
$L =$	6.71 m	longitud del arriostre
$F_y =$	2530.00 kg/cm ²	fluencia del acero A36
$E =$	2100000.00 kg/cm ²	módulo de elasticidad del acero A36
$r_{\text{mín}} =$	2.91 cm	radio mínimo requerido

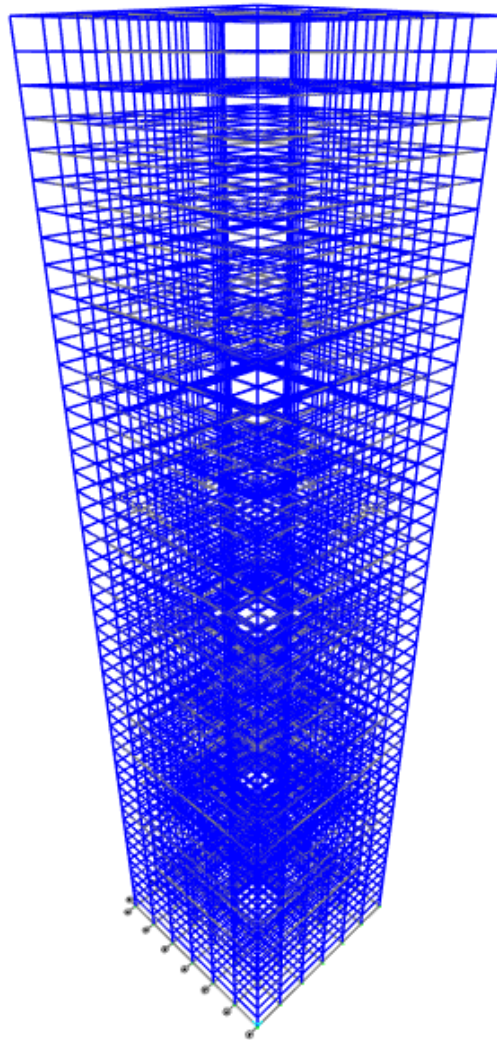
Los arriostres tendrán la configuración de los perfiles W12x65 de $r_{\text{mín}} = 12.65$ cm

III.1.2 Cargas actuantes sobre la estructura

El presente ítem corresponde al cálculo de cargas que actuarán sobre el edificio. Este cálculo se realizará de acuerdo a las cargas especificadas en la norma E-020 y por la metodología del “metrado isostático” o también conocido como el de “áreas tributarias”. Los análisis de cargas a efectuarse serán de carga muerta, viva,

viento y sismo, se consideró innecesaria la carga por temperatura, ya que la variación de temperatura en Lima es de magnitud despreciable.

Figura 23: Esquema del edificio alto



Fuente: Propia

Datos generales

H =	150.00	m	altura total del edificio
h =	3.00	m	altura de entrepiso
L =	36.00	m	largo en X
A =	36.00	m	ancho en Y
Cx =	6.00	m	claro en X
Cy =	6.00	m	claro en Y

III.1.2.1 Carga muerta

Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen en un mismo lugar. Incluyen el peso propio de la estructura en estudio, así como también cualesquiera elementos que están permanentemente unidos a ella.

Carga Muerta (D)

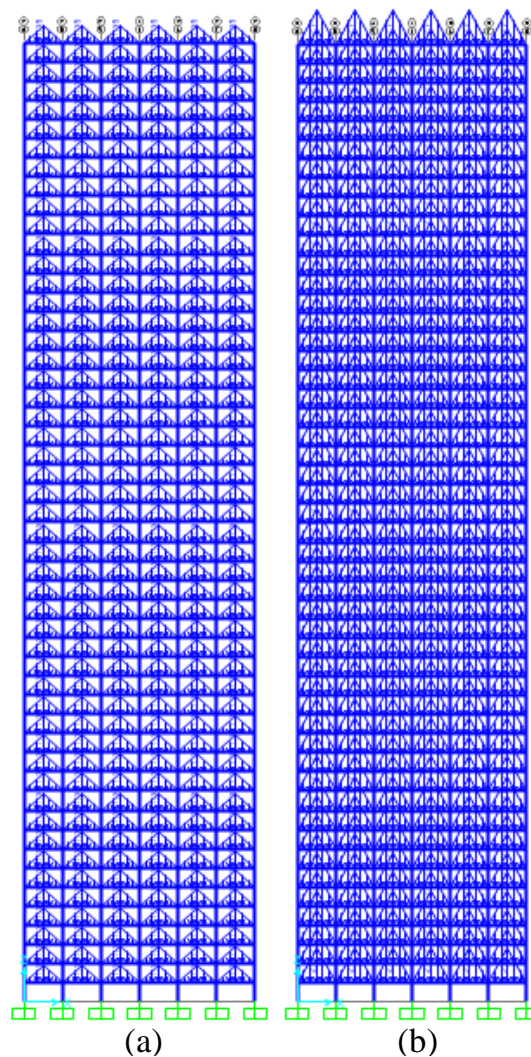
Carga de losa aligerada en 2 direcciones

$D_{losa} = 350.00 \text{ kg/m}^2$ $e = 25\text{cm}$

Carga piso terminado

$D_{sobr} = 100.00 \text{ kg/m}^2$

Figura 24: (a) Carga muerta sobre vigas perimetrales, (b) Carga muerta sobre vigas centrales



Fuente: Propia

III.1.2.2 Carga viva

Las cargas vivas son cargas que pueden cambiar de magnitud y posición.

Carga Viva (L)

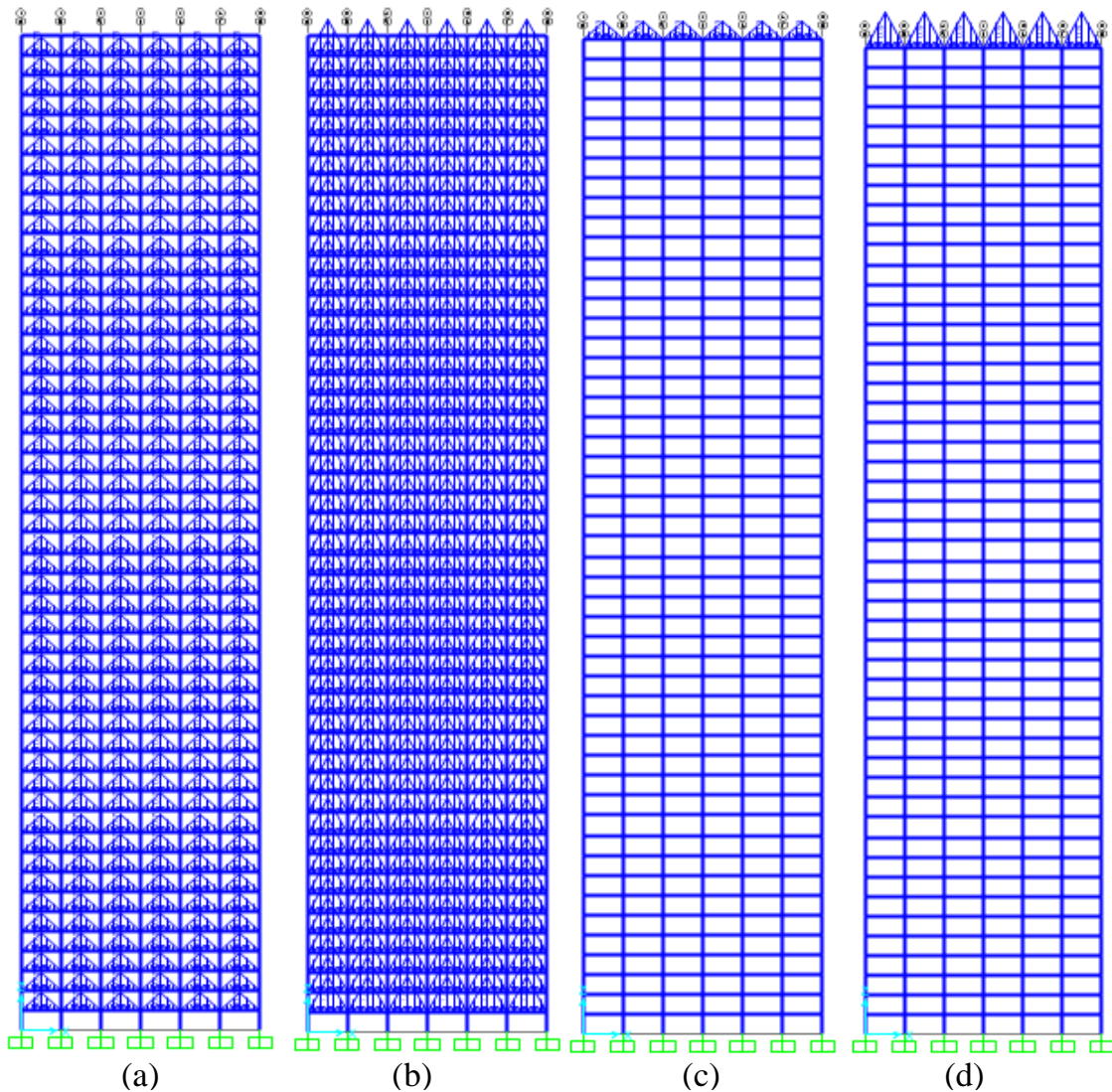
Carga viva de entepiso

L = 250.00 kg/m²

Carga viva de techo

Lr = 100.00 kg/m²

Figura 25: (a) Carga viva sobre vigas perimetrales, (b) Carga viva sobre vigas centrales, (c) Carga viva de techo sobre vigas perimetrales, (d) carga viva de techo sobre vigas centrales

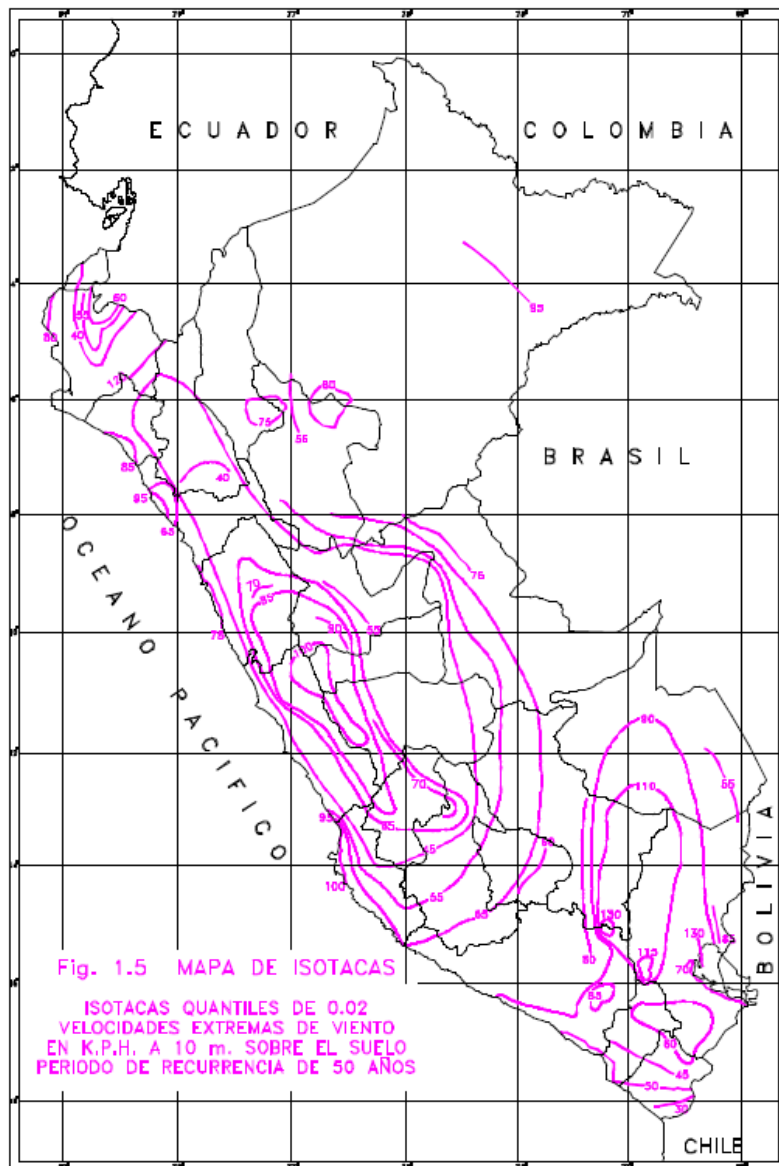


Fuente: Propia

III.1.2.3 Carga de viento

La estructura, elementos de cierre y los componentes exteriores de todas las edificaciones expuestas a la acción del viento, serán diseñados para resistir las cargas (presiones y succiones) exteriores e interiores debidas al viento. Según el mapa eólico del Perú, a una altura de 10 metros, para un periodo de retorno de 50 años, en la ciudad de Lima la velocidad del viento puede alcanzar valores de 55 km/h; sin embargo, la norma E020 especifica que la velocidad de diseño no puede ser menor a 75 km/h.

Figura 26: Mapa eólico del Perú para un periodo de retorno de 50 años



Fuente: Zapata Baglietto 1997

III.1.2.3.1 Velocidad de Diseño

La velocidad de diseño del viento hasta 10 metros de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación (ver Figura 26) pero no menos de 75 km/h. La velocidad de diseño del viento, en cada altura de la edificación, se obtendrá de la siguiente expresión:

$$V_h = V \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22} \quad (51)$$

Donde:

V_h = velocidad de diseño en la altura h en km/h

V = velocidad de diseño hasta 10 metros de altura en km/h

h = altura sobre el terreno en metros

III.1.2.3.2 Carga Exterior de Viento

La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual actúa. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$P_h = 0.005 C V_h^2 \quad (52)$$

Donde:

P_h = Presión o succión del viento a una altura h en kg/m²

C = factor de forma adimensional indicado en la Tabla N°9

V_h = velocidad de diseño en la altura h en km/h

Tabla 9: Factores de Forma C^*

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios.	+0.8	-0.6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento.	+1.5	

Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica.	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o circular.	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	±0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 -0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.7 -0.3	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6
Superficies verticales o inclinadas (planas o curvas) paralelas a la dirección del viento	-0.7	-0.7
*el signo positivo indica presión y el negativo succión		

Fuente: E.030 2016

III.1.2.3.3 Carga Interior de Viento

Para el diseño de los elementos de cierre, incluyendo sus fijaciones y anclajes, que limitan en cualquier dirección el nivel que se analiza, tales como paneles de vidrio, coberturas, alféizares y elementos de cerramiento, se adicionará a las cargas exteriores calculadas en el ítem anterior, las cargas interiores (presiones y succiones) calculadas con los factores de forma para presión interior de la Tabla 10.

Tabla 10: Factores de Forma para cargas adicionales en elementos de cierre

Aberturas		
Uniforme en lados a barlovento y sotavento	Principales en lado a barlovento	Principales en lado a sotavento o en los costados
±0.3	+0.8	-0.6

Fuente: E.030 2016

Carga de viento (W)

velocidad de diseño

V = 75.00 km/h velocidad de viento según mapa eólico

Ht = 150.00 m altura total del edificio (H)

Vh = 136.08 km/h velocidad de diseño en altura

V = 75.00 km/h velocidad de viento según mapa eólico

Hi = 10.00 m altura inicial del edificio (H)

Vh = 75.00 km/h velocidad de diseño en altura

Definición de coeficientes de presión para viento en dirección del Eje X

	C _{Pe}	C _{Pi}	C=C _{Pe} -C _{Pi}
Ca	0.8	-0.3	1.1
Cb	-0.6	0.3	-0.9
Cc	-0.7	0.3	-1.0
Cd	-0.7	0.3	-1.0
Ce	0.0	0.0	0.0
Cf	0.0	0.0	0.0

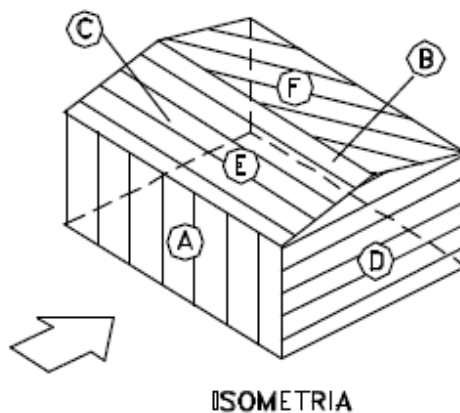
Definición de cargas de viento en dirección del Eje x (para H=150m)

W _a =	101.85	1.2	122.22	kg/m ²
W _b =	-83.33	1.2	-100.00	kg/m ²
W _c =	-92.59	1.2	-111.11	kg/m ²
W _d =	-92.59	1.2	-111.11	kg/m ²
W _e =	0.00	1.2	0.00	kg/m ²
W _f =	0.00	1.2	0.00	kg/m ²

Definición de cargas de viento en dirección del Eje x (para H=10m)

W _a =	30.94	1.2	37.13	kg/m ²
W _b =	-25.31	1.2	-30.38	kg/m ²
W _c =	-28.13	1.2	-33.75	kg/m ²
W _d =	-28.13	1.2	-33.75	kg/m ²
W _e =	0.00	1.2	0.00	kg/m ²
W _f =	0.00	1.2	0.00	kg/m ²

Figura 27: Dirección del viento en el Eje X



Fuente: Zapata Baglietto 1997

Definición de coeficientes de presión para viento en dirección del Eje Y

	C _{Pe}	C _{Pi}	C=C _{Pe} -C _{Pi}
Ca	-0.7	0.3	-1.0
Cb	-0.7	0.3	-1.0
Cc	-0.6	0.3	-0.9
Cd	0.8	-0.3	1.1
Ce	0.0	0.0	0.0
Cf	0.0	0.0	0.0

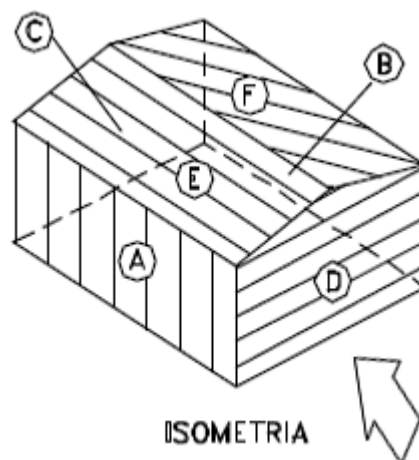
Definición de cargas de viento en dirección del Eje Y (para H=150m)

W _a =	-92.59	1.2	-111.11	kg/m ²
W _b =	-92.59	1.2	-111.11	kg/m ²
W _c =	-83.33	1.2	-100.00	kg/m ²
W _d =	101.85	1.2	122.22	kg/m ²
W _e =	0.00	1.2	0.00	kg/m ²
W _f =	0.00	1.2	0.00	kg/m ²

Definición de cargas de viento en dirección del Eje Y (para H=10m)

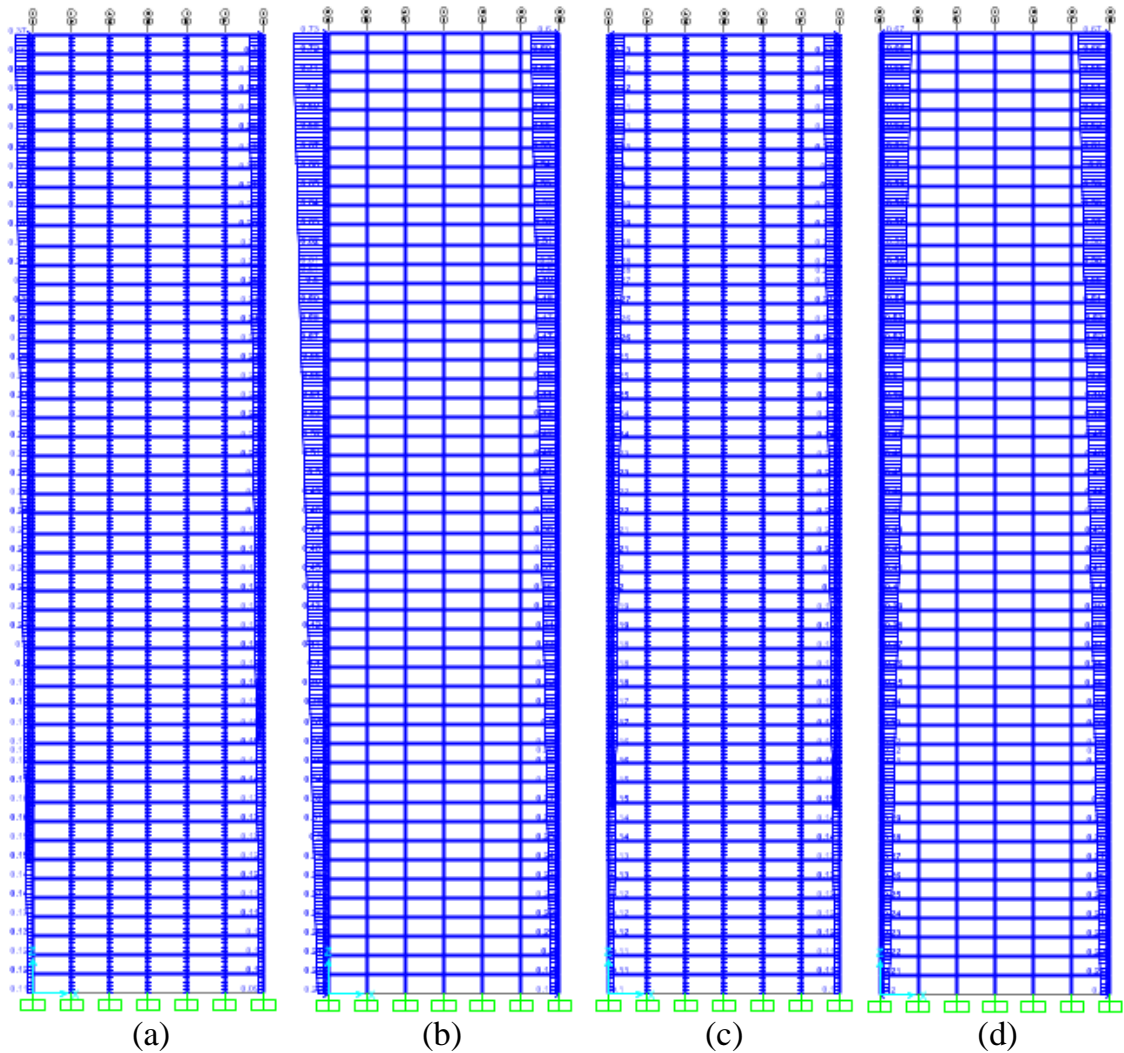
W _a =	-28.13	1.2	-33.75	kg/m ²
W _b =	-28.13	1.2	-33.75	kg/m ²
W _c =	-25.31	1.2	-30.38	kg/m ²
W _d =	30.94	1.2	37.13	kg/m ²
W _e =	0.00	1.2	0.00	kg/m ²
W _f =	0.00	1.2	0.00	kg/m ²

Figura 28: Dirección del viento en el Eje Y



Fuente: Zapata Baglietto 1997

Figura 29: (a) Carga de viento en X en columnas perimetrales, (b) Carga de viento en X en columnas centrales, (c) Carga de viento en Y en columnas perimetrales, (d) Carga de viento en Y en columnas centrales



Fuente: Propia

III.1.2.4 Carga de sismo

Las solicitaciones sísmicas se determinan, según lo indicado en la Norma E.030, por espectros inelásticos de pseudo-aceleraciones, el cual se define como:

Figura 30: Diagramas de pseudo-aceleraciones en los Ejes X e Y

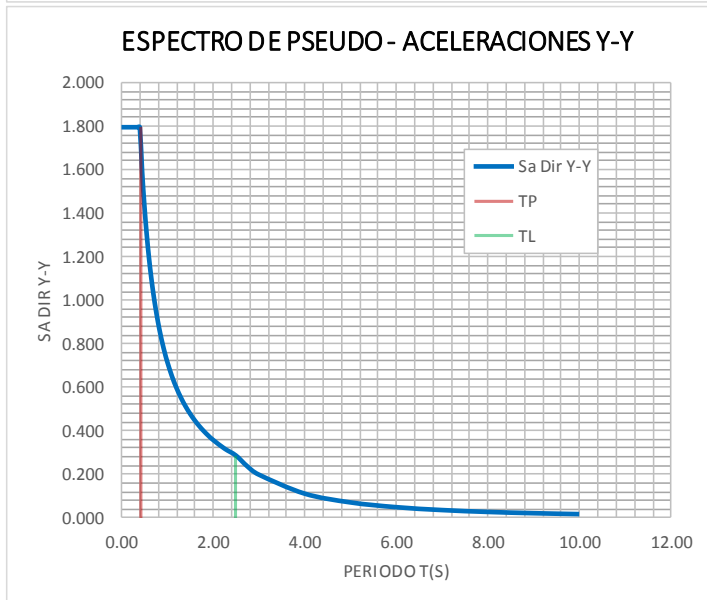
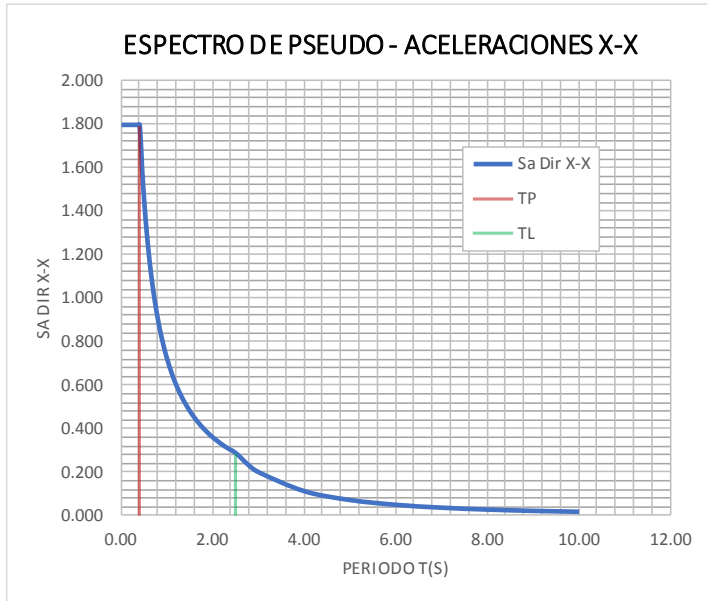
DATOS	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.45	R ₀	8	8
U	1.30	I _a	1.00	1.00
S	1.00	I _p	1.00	1.00
T _P	0.40	R	8	8
T _L	2.50	g	9.81 m/s ²	

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$



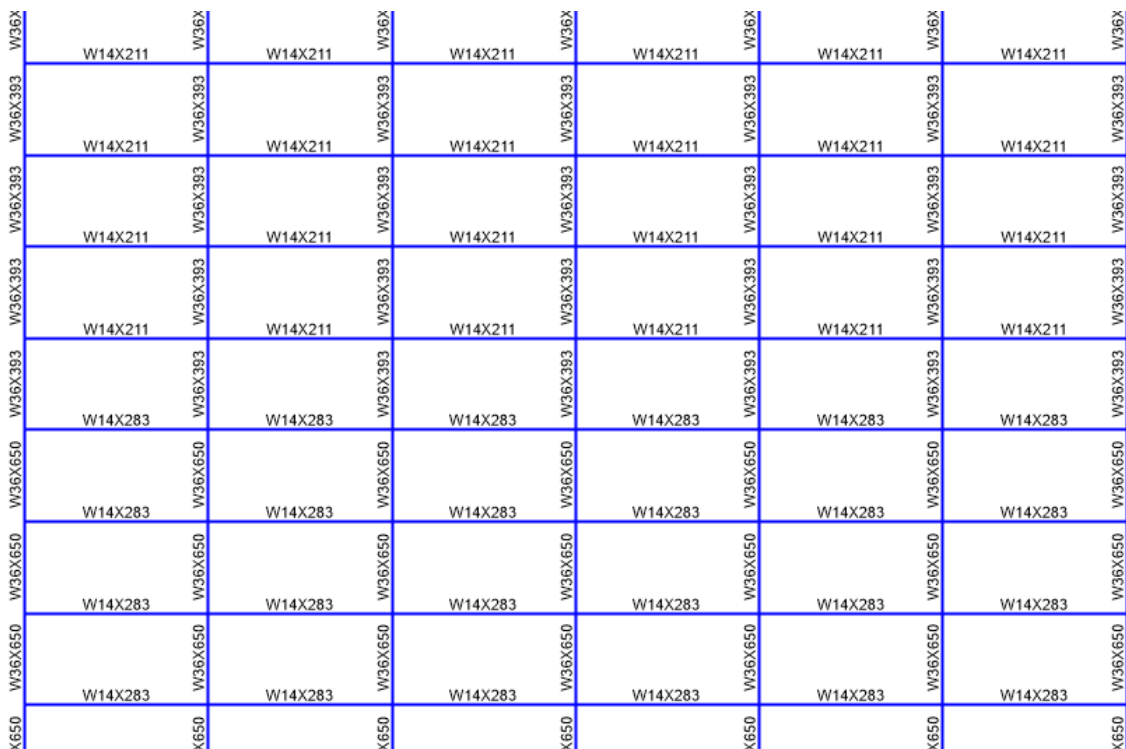
C	T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y
2.50	0.00	1.793	1.793
2.50	0.02	1.793	1.793
2.50	0.04	1.793	1.793
2.50	0.06	1.793	1.793
2.50	0.08	1.793	1.793
2.50	0.10	1.793	1.793
2.50	0.12	1.793	1.793
2.50	0.14	1.793	1.793
2.50	0.16	1.793	1.793
2.50	0.18	1.793	1.793
2.50	0.20	1.793	1.793
2.50	0.25	1.793	1.793
2.50	0.30	1.793	1.793
2.50	0.35	1.793	1.793
2.50	0.40	1.793	1.793
2.22	0.45	1.594	1.594
2.00	0.50	1.435	1.435
1.82	0.55	1.304	1.304
1.67	0.60	1.196	1.196
1.54	0.65	1.104	1.104
1.43	0.70	1.025	1.025
1.33	0.75	0.956	0.956
1.25	0.80	0.897	0.897
1.18	0.85	0.844	0.844
1.11	0.90	0.797	0.797
1.05	0.95	0.755	0.755
1.00	1.00	0.717	0.717
0.91	1.10	0.652	0.652
0.83	1.20	0.598	0.598
0.77	1.30	0.552	0.552
0.71	1.40	0.512	0.512
0.67	1.50	0.478	0.478
0.63	1.60	0.448	0.448
0.59	1.70	0.422	0.422
0.56	1.80	0.399	0.399
0.53	1.90	0.378	0.378
0.50	2.00	0.359	0.359
0.44	2.25	0.319	0.319
0.40	2.50	0.287	0.287
0.33	2.75	0.237	0.237
0.28	3.00	0.199	0.199
0.16	4.00	0.112	0.112
0.10	5.00	0.072	0.072
0.07	6.00	0.050	0.050
0.05	7.00	0.037	0.037
0.04	8.00	0.028	0.028
0.03	9.00	0.022	0.022
0.03	10.00	0.018	0.018

Fuente: Propia

Una vez determinadas las cargas se procedió a realizar los cálculos de diseño estructural de cada elemento que conforma el casco del edificio (vigas y columnas) con el objetivo de verificar que cumpla con los requisitos de resistencia, mas no con los requisitos de rigidez, ya que es en el siguiente capítulo en el cual se procederá a buscar la mejor alternativa para disminuir los desplazamientos de entresijos y también se buscará disminuir el período fundamental de vibración de la estructura.

De acuerdo al predimensionamiento realizado anteriormente, se tenían las secciones iniciales en todos los pisos de la edificación: columnas W36x848 y vigas W14x43. Sin embargo, luego de realizar simples verificaciones tales como el “pandeo por flexión” para el caso de columnas y la “flexión” para el caso de vigas, se modificaron dichas a secciones a las siguientes: columnas W36x848 (de 0m - 75m), W36x650 (75m - 120m), W36x393 (120m - 150m) y vigas W14x370 (de 0m - 75m), W14x283 (75m - 120m), W14x211 (120m - 150m).

Figura 31: Vista de elevación (66m – 87m), cambio de secciones de columna y viga



Fuente: Propia

Figura 32: Vista de elevación (111m – 132m), cambio de secciones de columna y viga

W36X	W14X283	W36X	W14X283	W36X	W14X283	W36X	W14X283	W36X	W14X283	W36X
W36X650	W14X283	W36X650	W14X283	W36X650	W14X283	W36X650	W14X283	W36X650	W36X650	W36X650
W36X650	W14X283	W36X650	W14X283	W36X650	W14X283	W36X650	W14X283	W36X650	W36X650	W36X650
W36X650	W14X283	W36X650	W14X283	W36X650	W14X283	W36X650	W14X283	W36X650	W36X650	W36X650
W36X650	W14X283	W36X650	W14X283	W36X650	W14X283	W36X650	W14X283	W36X650	W36X650	W36X650
W36X650	W14X370	W36X650	W14X370	W36X650	W14X370	W36X650	W14X370	W36X650	W36X650	W36X650
W36X848	W14X370	W36X848	W14X370	W36X848	W14X370	W36X848	W14X370	W36X848	W36X848	W36X848
W36X848	W14X370	W36X848	W14X370	W36X848	W14X370	W36X848	W14X370	W36X848	W36X848	W36X848
W36X848	W14X370	W36X848	W14X370	W36X848	W14X370	W36X848	W14X370	W36X848	W36X848	W36X848
X848	W14X370	X848	W14X370	X848	W14X370	X848	W14X370	X848	W14X370	X848

Fuente: Propia

No se indicarán los procesos de cálculo ni las fórmulas para el diseño de los elementos estructurales, ya que no es parte del alcance de esta investigación.

III.2 Investigación de opciones de amortiguación

En este capítulo se plantearán algunas opciones de amortiguación con el fin de mejorar el comportamiento de la estructura teniendo en cuenta dos aspectos importantes:

- Hacer que los períodos naturales de vibración del edificio sean muy diferentes de los períodos predominantes de la excitación sísmica, con el objeto de evitar el fenómeno de resonancia.

- Lograr que el amortiguamiento del edificio sea alto, y así reducir las deformaciones debidas a la sollicitación sísmica.

III.2.1 Sistemas Estructurales

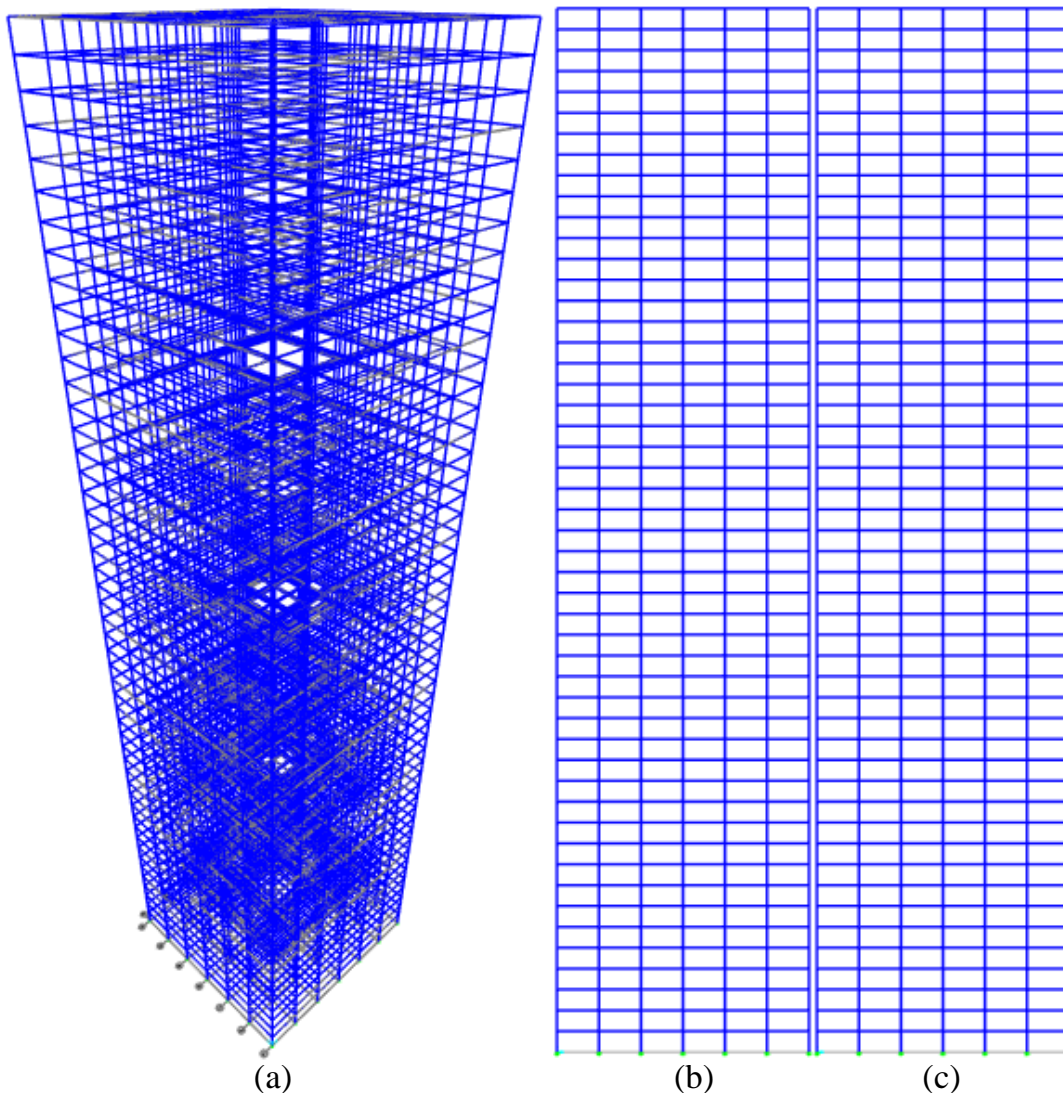
Los diversos tipos de sistemas estructurales tienen como objetivo la absorción de la energía liberada durante excitaciones sísmicas o de vientos concentrándolas en ciertas zonas preestablecidas de la estructura utilizando la plasticidad del acero.

Se plantearán diversos sistemas estructurales para mejorar el comportamiento del edificio y se analizará en función a los periodos fundamentales de vibración al cual estará sometida la edificación producto de las sollicitaciones de carga, mediante un análisis modal.

III.2.1.1 Pórticos rígidos

La conexión rígida entre vigas y columnas es aquella en la que el ángulo formado entre estos elementos, se mantiene sin cambio después de la aplicación de las cargas. Este sistema queda gobernado en su totalidad por las limitaciones en los reglamentos a los desplazamientos máximos permisibles, más que por la resistencia de los materiales.

Figura 33: (a) Vista 3D del edificio, (b) Elevación eje X, (c) Elevación eje Y

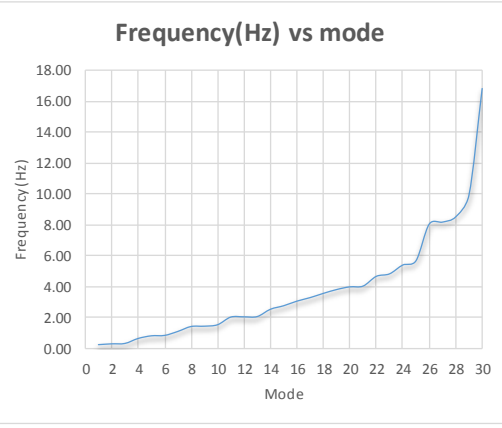
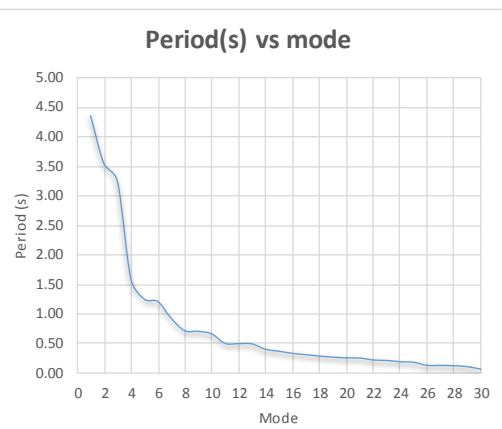


Fuente: Propia

Realizando un análisis modal se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 11: Periodos y Frecuencias de los modos de vibración del edificio con sistema de pórticos rígidos

TABLE: Modal Periods And Frequencies					
OutputCase	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	1	4.37	0.23	1.44	2.07
MODAL	2	3.55	0.28	1.77	3.13
MODAL	3	3.25	0.31	1.93	3.73
MODAL	4	1.59	0.63	3.95	15.62
MODAL	5	1.25	0.80	5.03	25.30
MODAL	6	1.21	0.83	5.19	26.99
MODAL	7	0.92	1.08	6.81	46.43
MODAL	8	0.71	1.40	8.81	77.68
MODAL	9	0.70	1.42	8.94	79.95
MODAL	10	0.66	1.52	9.53	90.81
MODAL	11	0.50	2.01	12.65	159.94
MODAL	12	0.49	2.03	12.75	162.44
MODAL	13	0.49	2.05	12.86	165.35
MODAL	14	0.40	2.52	15.83	250.49
MODAL	15	0.36	2.75	17.26	297.79
MODAL	16	0.33	3.04	19.13	365.88
MODAL	17	0.31	3.27	20.56	422.88
MODAL	18	0.28	3.55	22.28	496.56
MODAL	19	0.26	3.79	23.84	568.35
MODAL	20	0.25	3.97	24.95	622.28
MODAL	21	0.25	4.02	25.25	637.60
MODAL	22	0.22	4.65	29.21	853.03
MODAL	23	0.21	4.81	30.22	913.14
MODAL	24	0.19	5.38	33.82	1143.58
MODAL	25	0.18	5.66	35.55	1264.01
MODAL	26	0.12	8.03	50.46	2546.10
MODAL	27	0.12	8.16	51.26	2627.26
MODAL	28	0.12	8.50	53.38	2849.66
MODAL	29	0.10	9.89	62.16	3864.46
MODAL	30	0.06	16.80	105.55	11140.75



Fuente: Propia

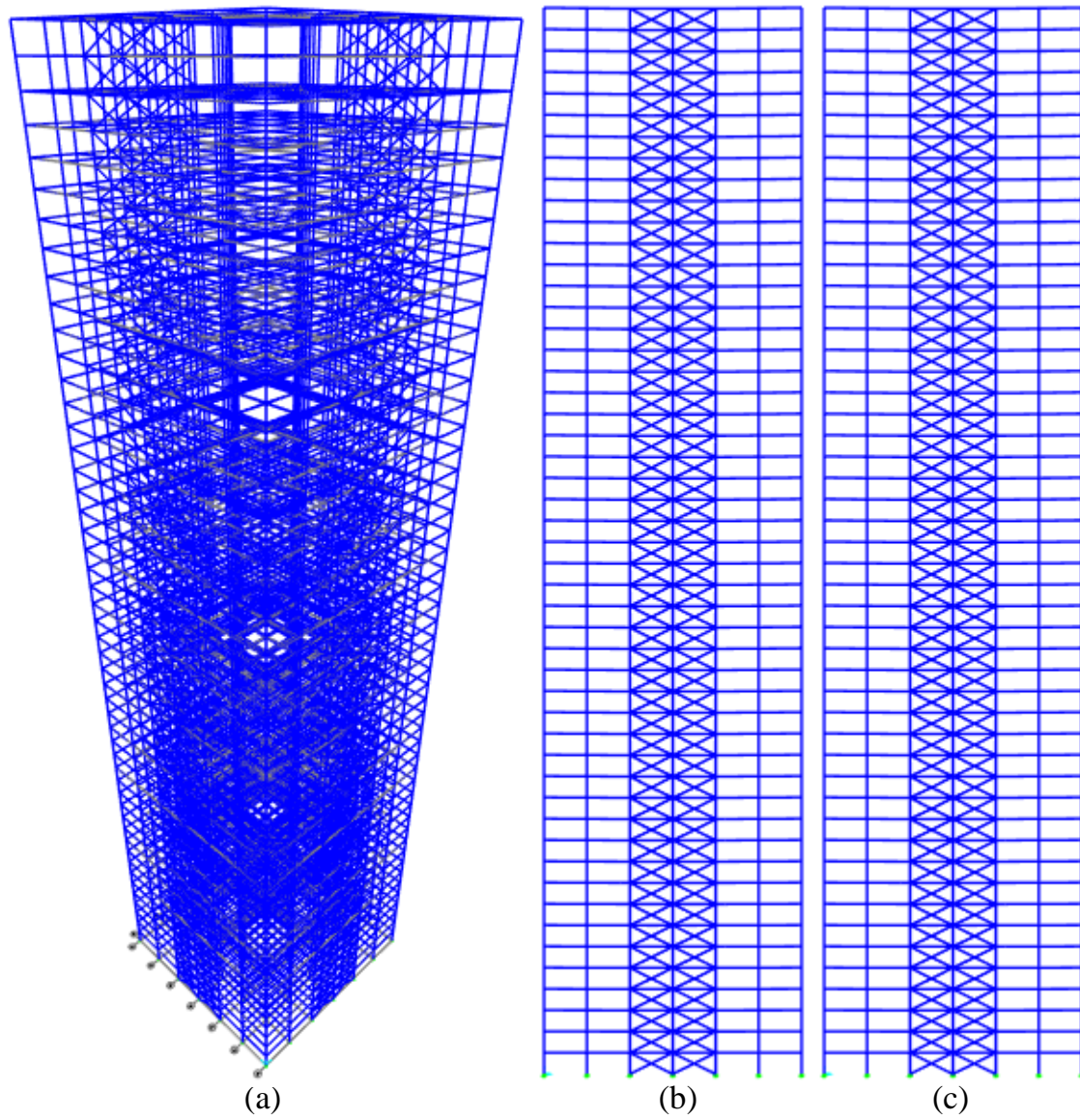
Para este tipo de estructuración para el primer modo de la estructura se tiene un periodo de 4.37 segundos.

III.2.1.2 Pórticos contraventados

Cuando el edificio está sometido a acciones sísmicas o de viento muy importante, la estructura a base de pórticos rígidos requerirá de elementos adicionales que modifiquen la forma de transmitir las cargas laterales, manteniendo los desplazamientos horizontales dentro de los límites establecidos por los reglamentos. En tal caso la adición de diagonales en algunas crujías crea el concepto de “pórtico contraventado”.

III.2.1.2.1 Pórticos contraventeados tipo X

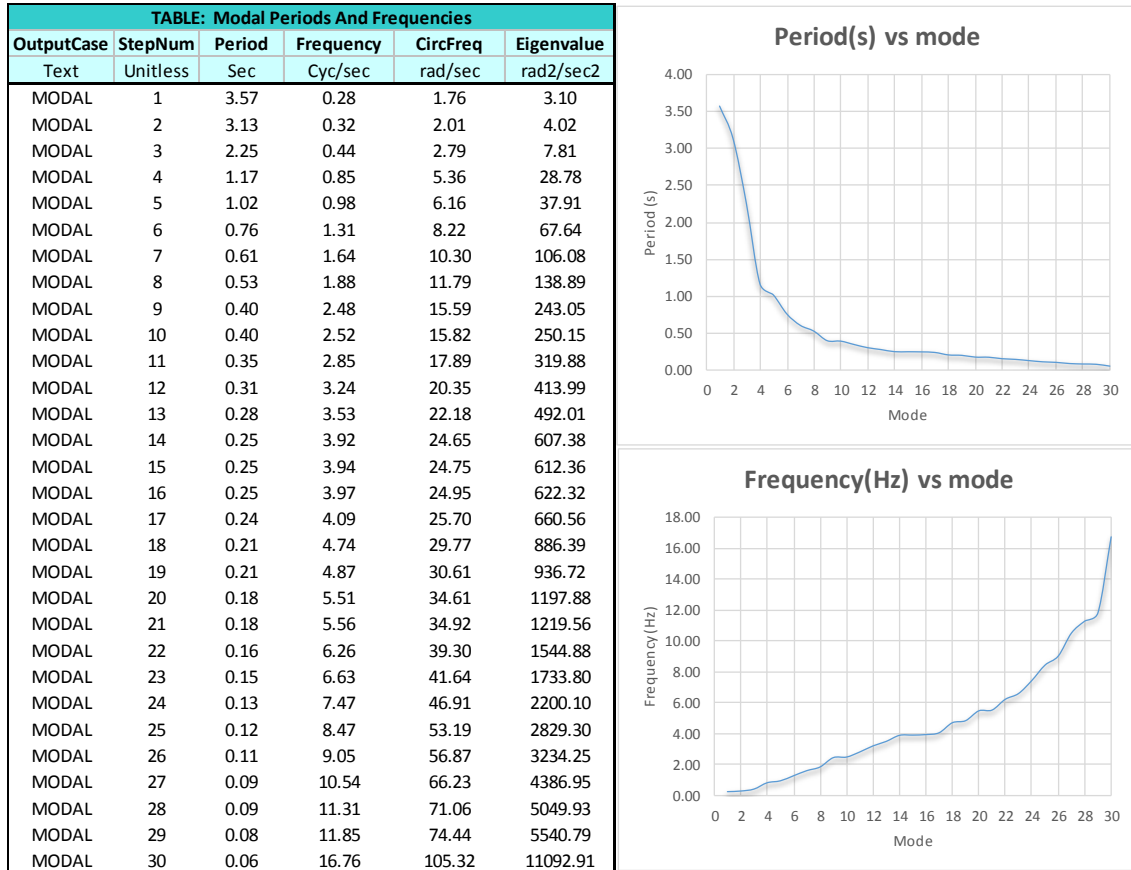
Figura 34: (a) Vista 3D del edificio, (b) Elevación eje X, (c) Elevación eje Y



Fuente: Propia

Realizando un análisis modal se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 12: Periodos y Frecuencias de los modos de vibración del edificio con sistema de pórticos contraventados tipo X

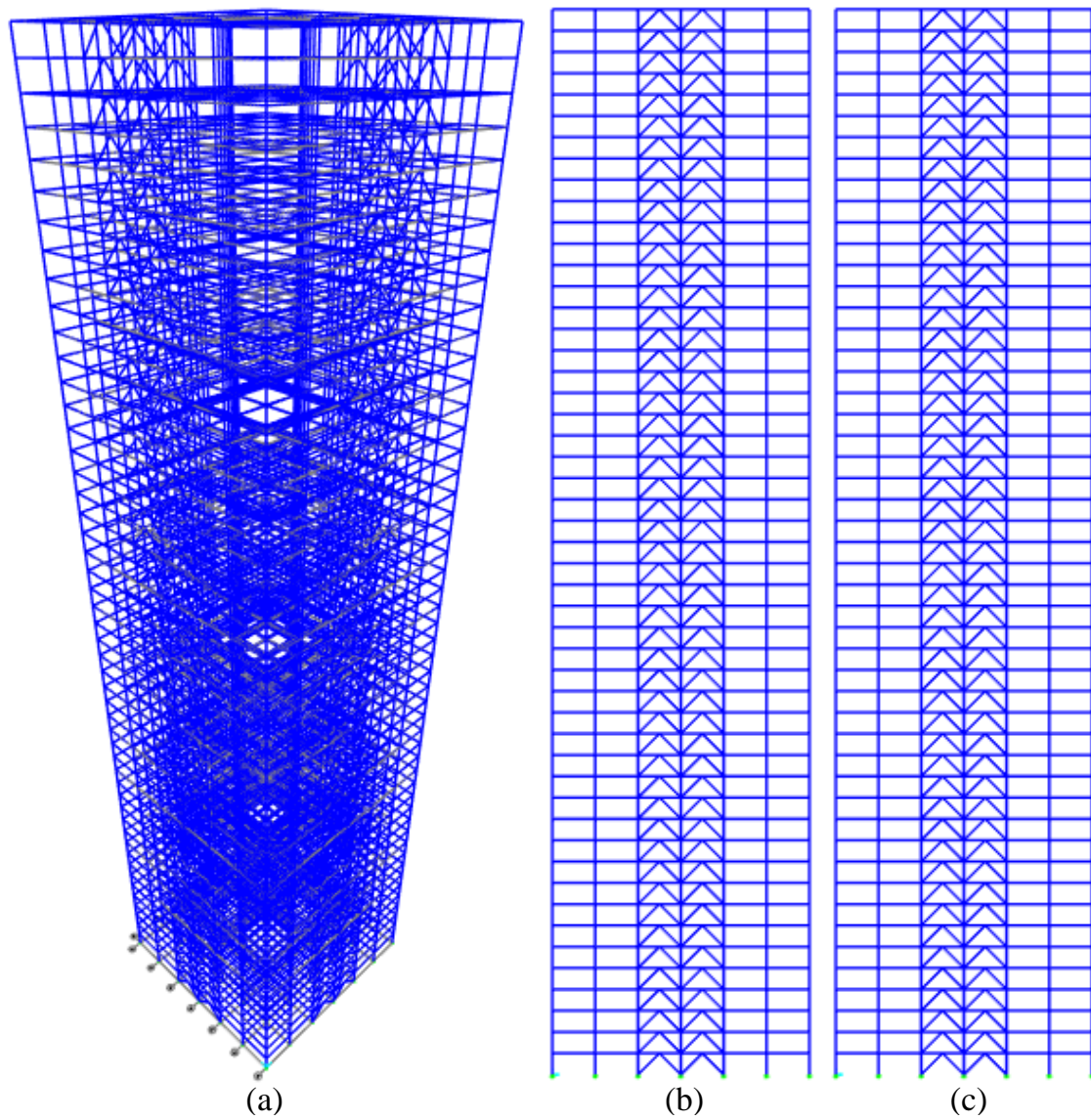


Fuente: Propia

Para este tipo de estructuración para el primer modo de la estructura se tiene un periodo de 3.57 segundos.

III.2.1.2.2 Pórticos contraventeados tipo Chevron en V invertida

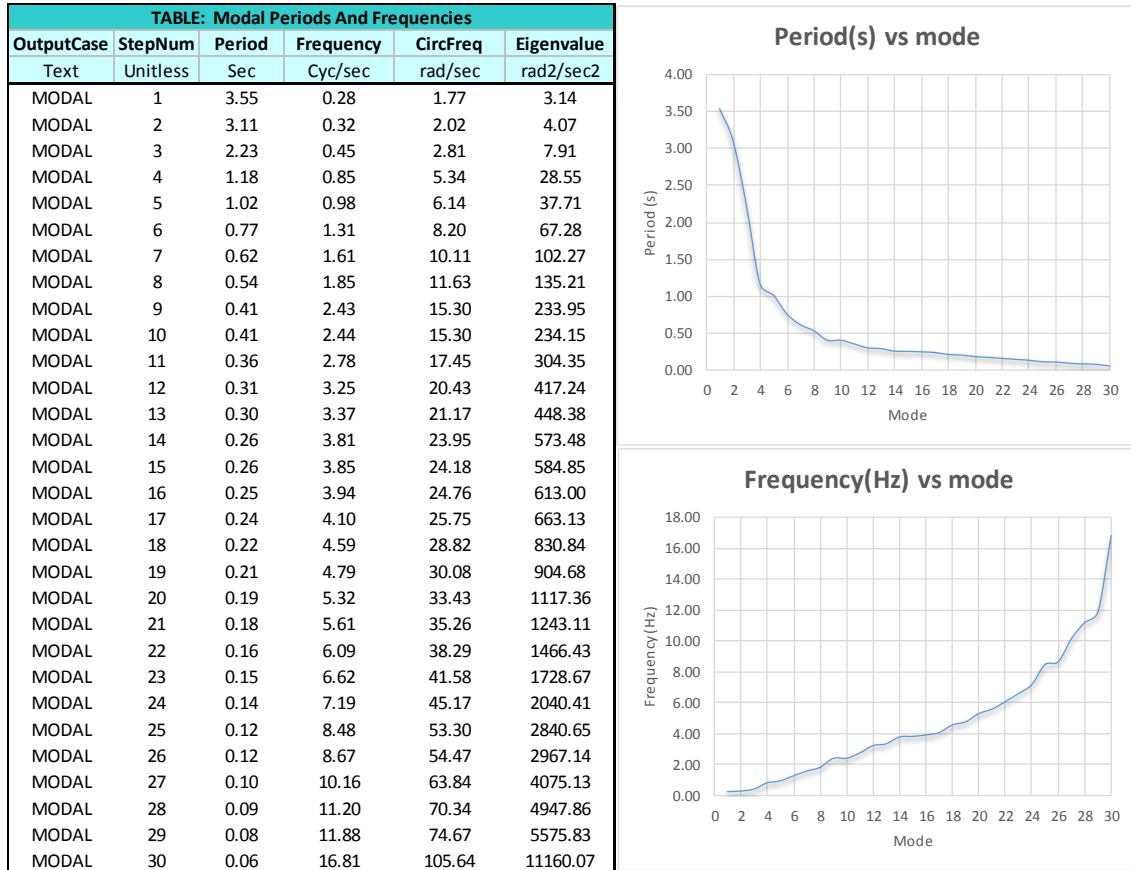
Figura 35: (a) Vista 3D del edificio, (b) Elevación eje X, (c) Elevación eje Y



Fuente: Propia

Realizando un análisis modal se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 13: Periodos y Frecuencias de los modos de vibración del edificio con sistema de pórticos contraventeados tipo Chevron en V invertida

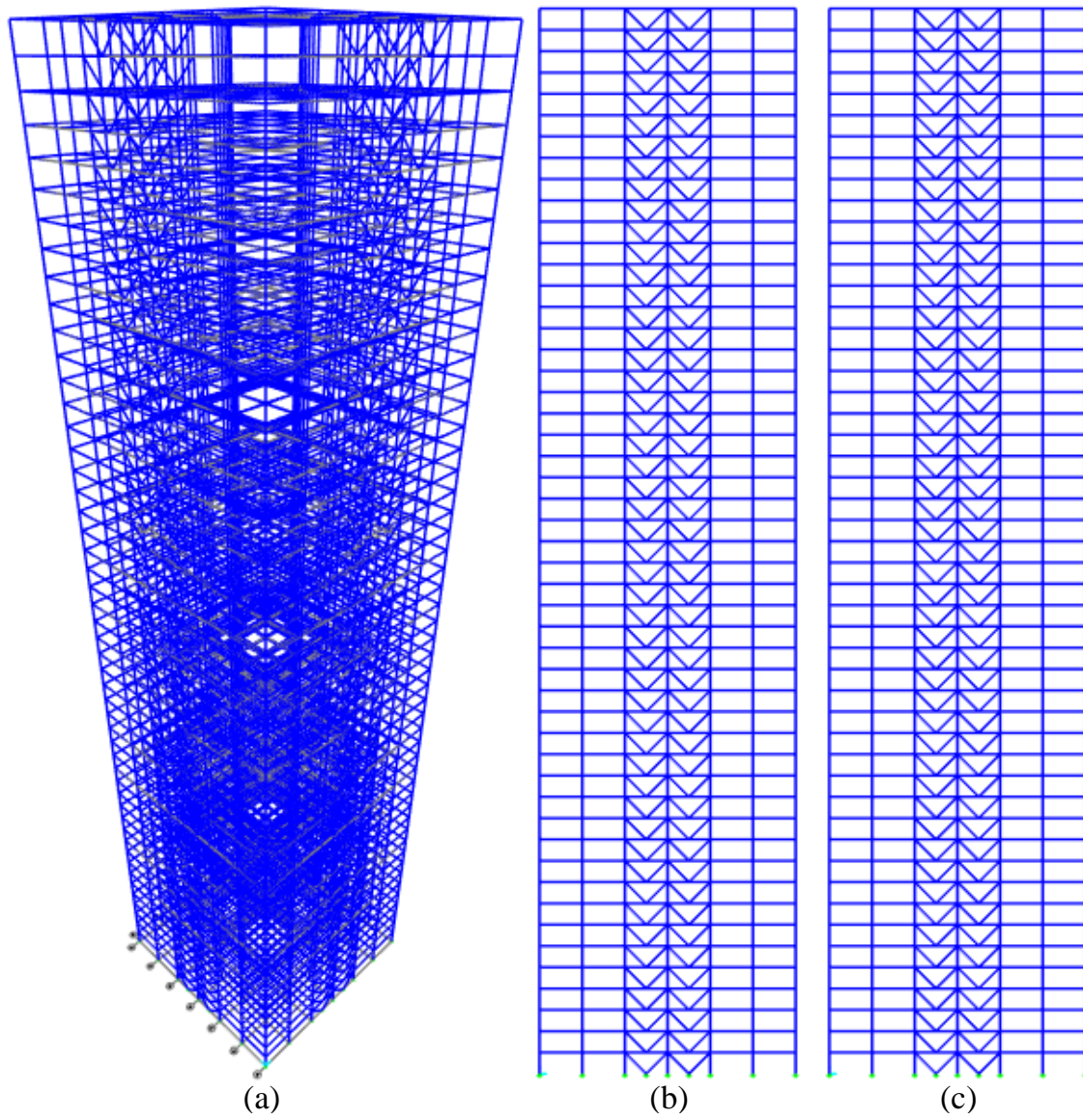


Fuente: Propia

Para este tipo de estructuración para el primer modo de la estructura se tiene un periodo de 3.55 segundos.

III.2.1.2.3 Pórticos contraventeados tipo Chevron en V

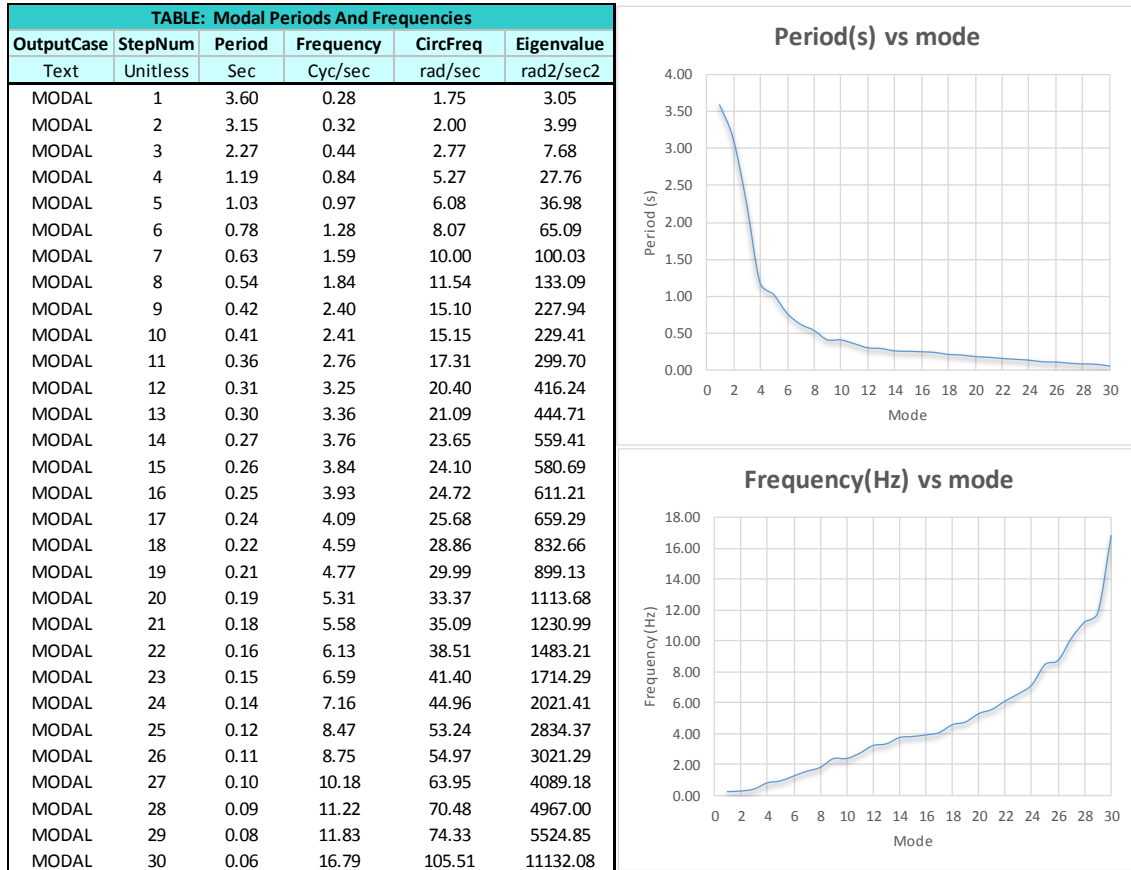
Figura 36: (a) Vista 3D del edificio, (b) Elevación eje X, (c) Elevación eje Y



Fuente: Propia

Realizando un análisis modal se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 14: Periodos y Frecuencias de los modos de vibración del edificio con sistema de pórticos contraventeados tipo Chevron en V



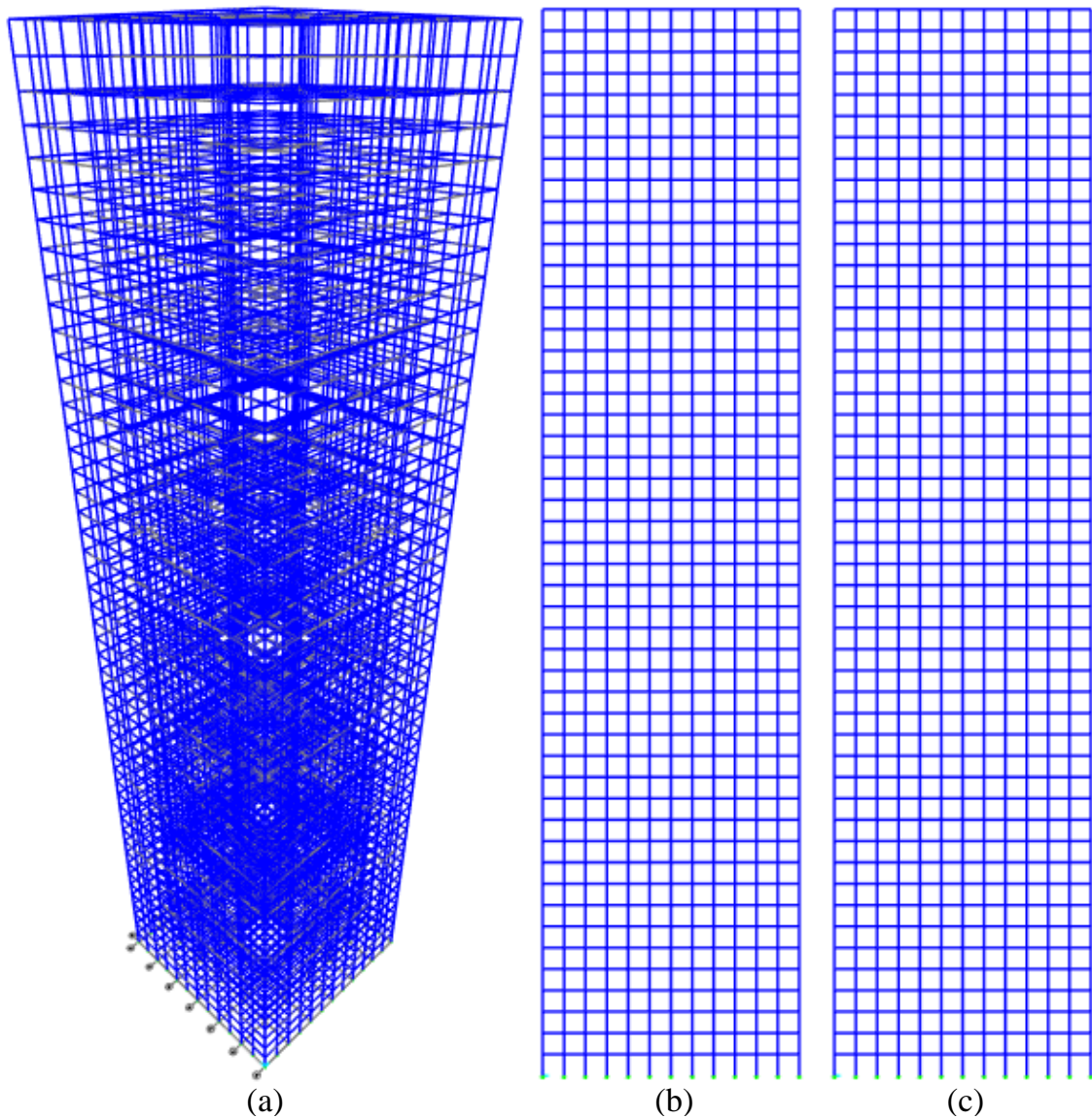
Fuente: Propia

Para este tipo de estructuración para el primer modo de la estructura se tiene un periodo de 3.60 segundos.

III.2.1.3 Sistema de estructuración tubular

En forma simplificada se concibe un sistema de tubo como una estructura espacial que emplea el perímetro del edificio para resistir cargas laterales. Este sistema consiste en un tubo perforado cuyas paredes consisten en traveses de gran peralte y columnas que están muy cercanas con el fin de reducir el tamaño de las aberturas.

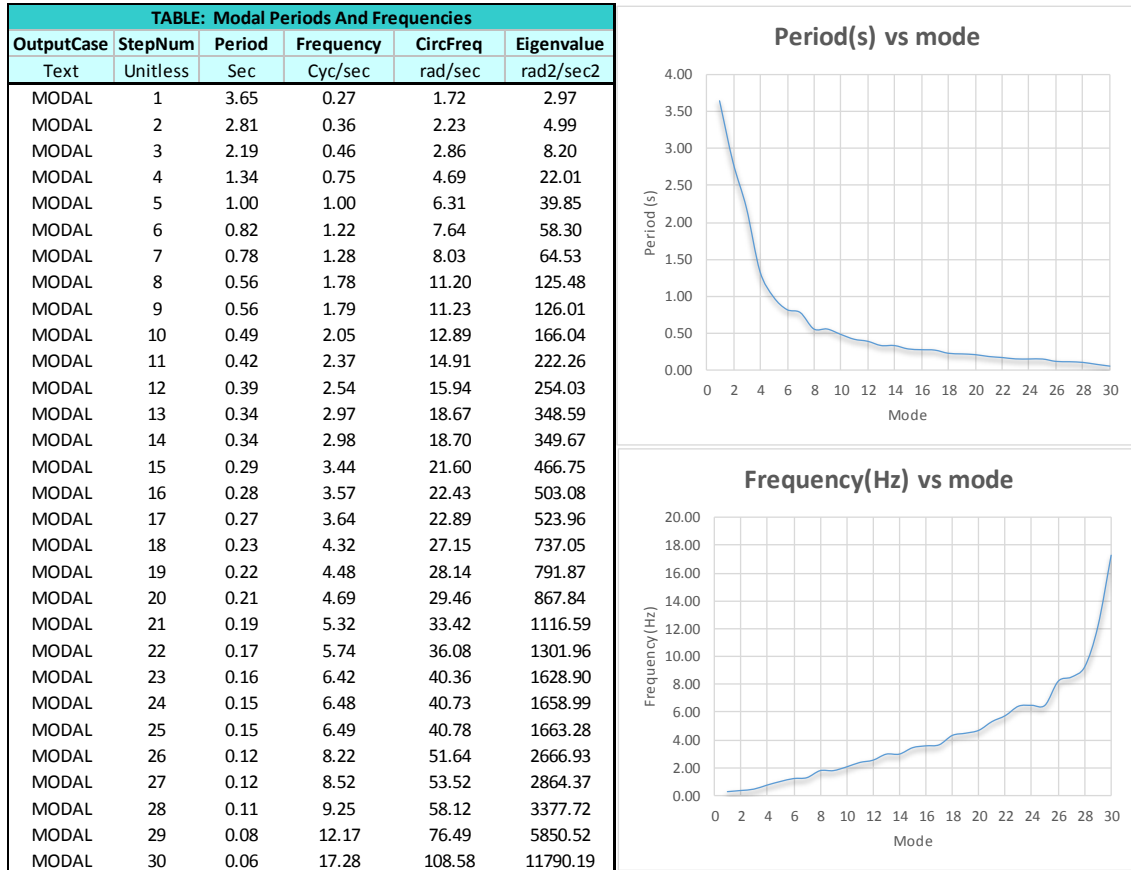
Figura 37: (a) Vista 3D del edificio, (b) Elevación eje X, (c) Elevación eje Y



Fuente: Propia

Realizando un análisis modal se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 15: Periodos y Frecuencias de los modos de vibración del edificio con sistema de estructuración tubular



Fuente: Propia

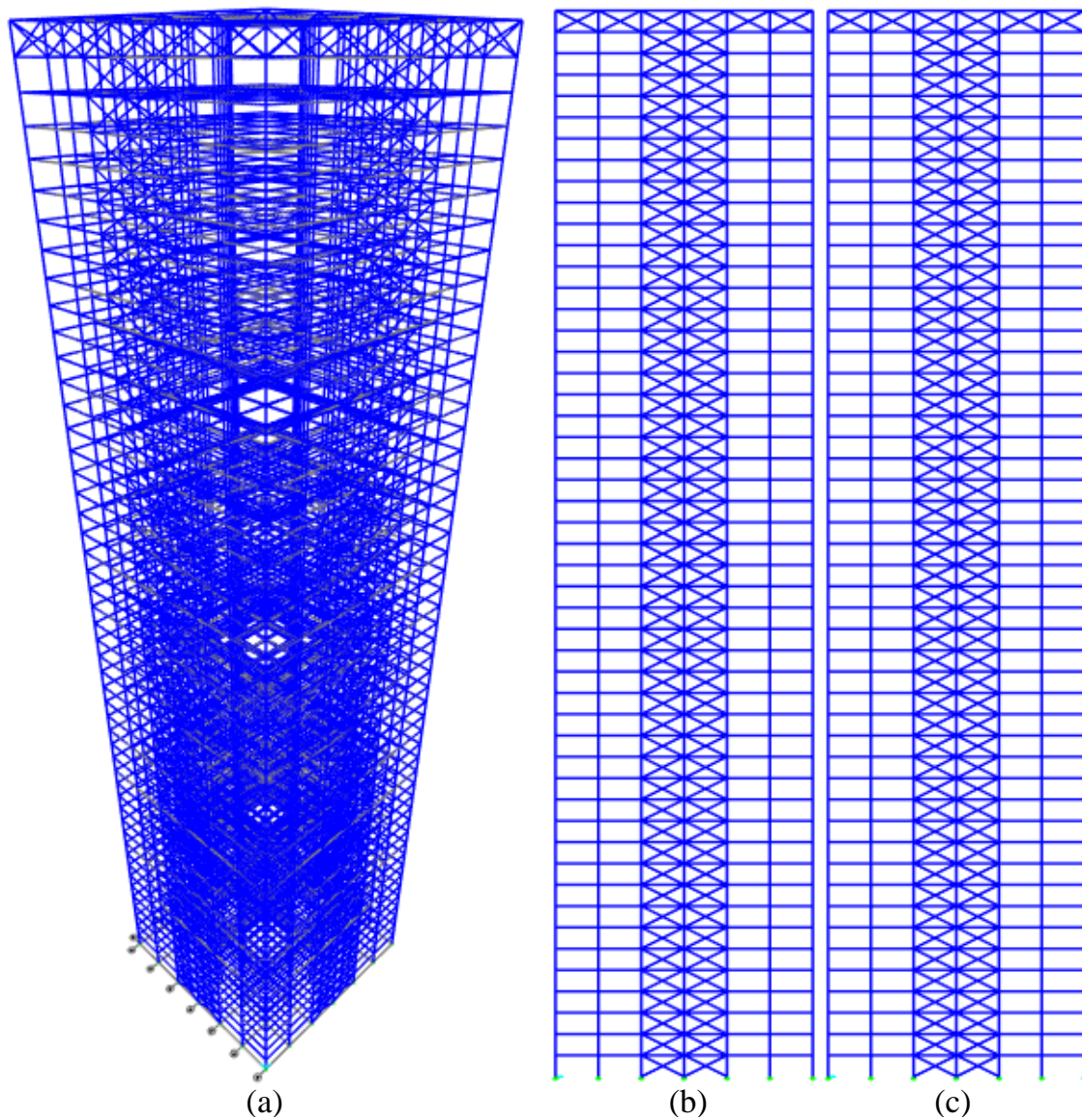
Para este tipo de estructuración para el primer modo de la estructura se tiene un periodo de 3.65 segundos.

III.2.1.4 Sistemas arriostrados con armadura de sombrero

Si con el sistema de pórticos contraventeados los cálculos muestran que el índice de deriva es demasiado grande, es posible usar armadura de sombrero en el piso más alto. Esta adición de armadura reducirá considerablemente las deflexiones laterales y disminuirá el periodo de vibración de la estructura.

III.2.1.4.1 Sistemas arriostrados con armadura de sombrero en pórticos contraventeados tipo X

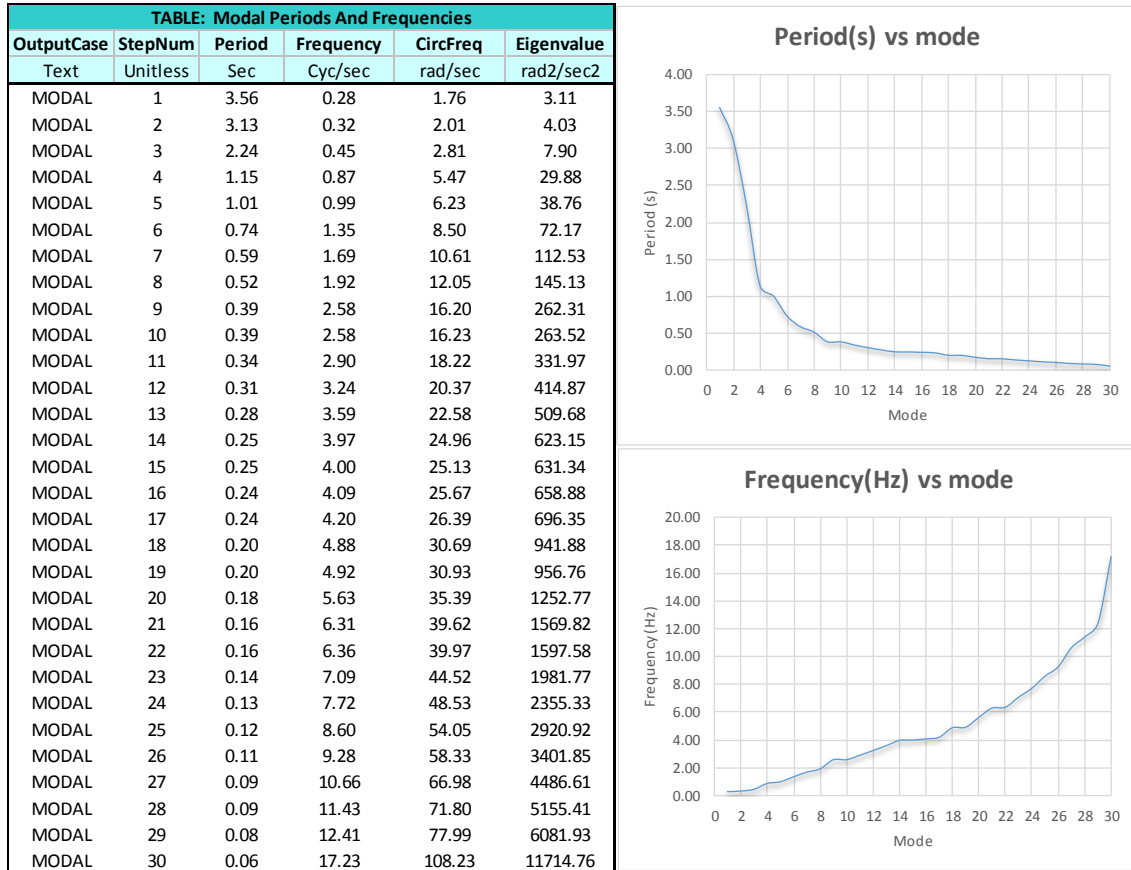
Figura 38: (a) Vista 3D del edificio, (b) Elevación eje X, (c) Elevación eje Y



Fuente: Propia

Realizando un análisis modal se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 16: Periodos y Frecuencias de los modos de vibración del edificio con sistema arriostrado con armadura de sombrero en pórticos contraventeado tipo X

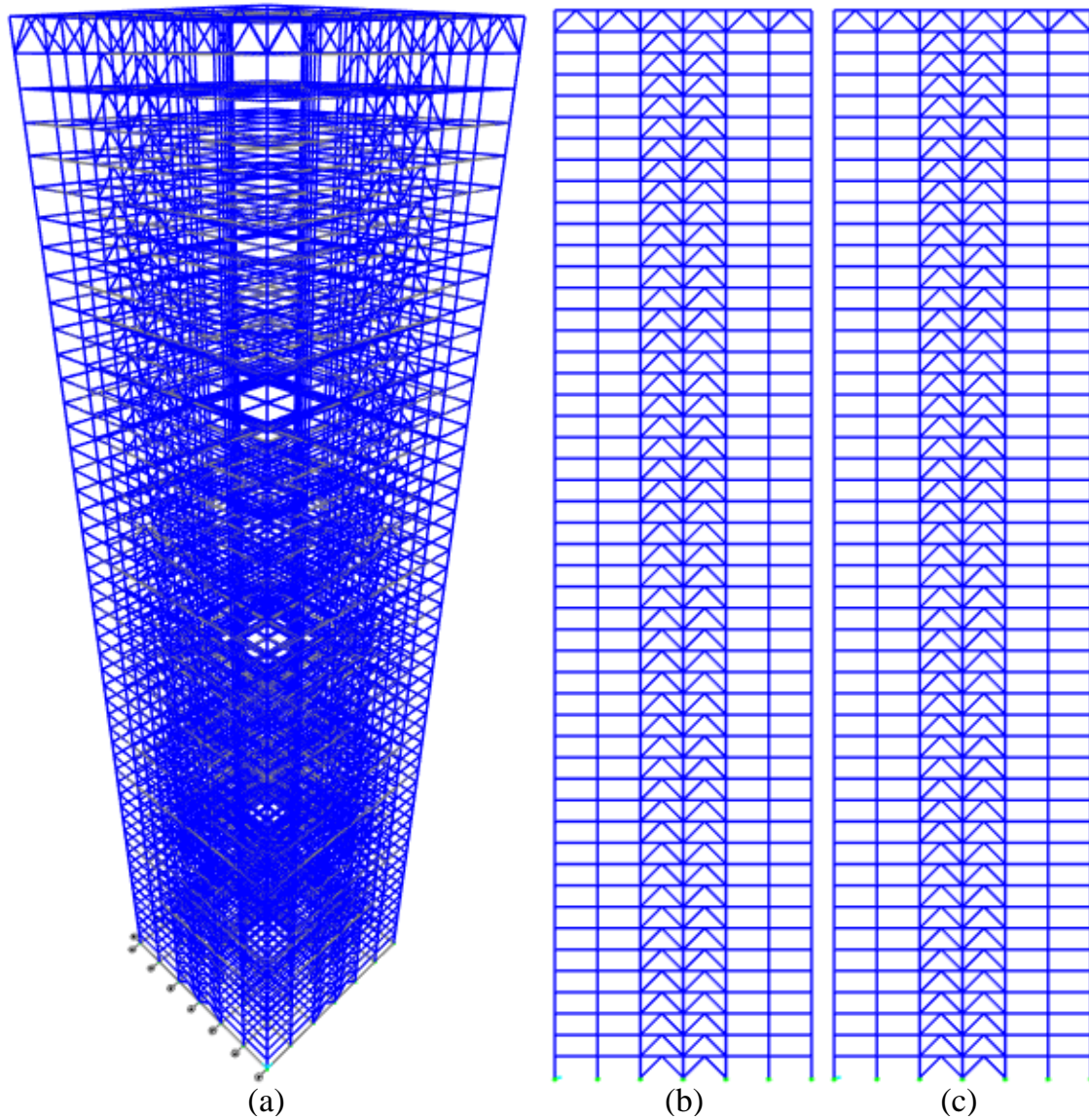


Fuente: Propia

Para este tipo de estructuración para el primer modo de la estructura se tiene un periodo de 3.56 segundos.

III.2.1.4.2 Sistemas arriostrados con armadura de sombrero en pórticos contraventeados tipo Chevron en V invertida.

Figura 39: (a) Vista 3D del edificio, (b) Elevación eje X, (c) Elevación eje Y

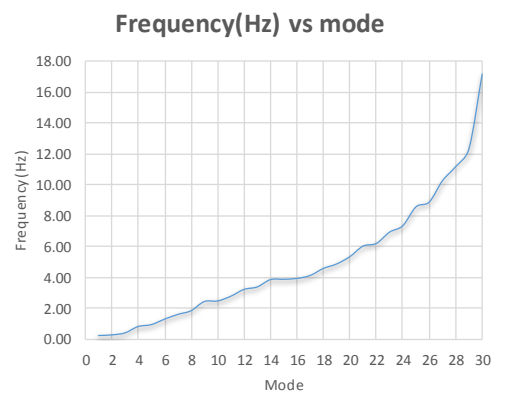
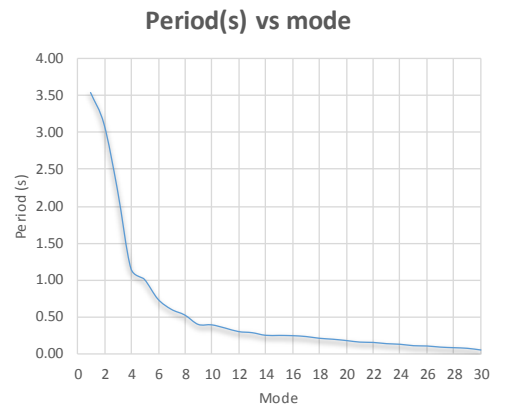


Fuente: Propia

Realizando un análisis modal se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 17: Periodos y Frecuencias de los modos de vibración del edificio con sistema arriostrado con armadura de sombrero en pórticos contraventados tipo Chevron en V invertida

TABLE: Modal Periods And Frequencies					
OutputCase	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	1	3.54	0.28	1.77	3.15
MODAL	2	3.11	0.32	2.02	4.07
MODAL	3	2.22	0.45	2.83	7.99
MODAL	4	1.16	0.86	5.42	29.34
MODAL	5	1.01	0.99	6.19	38.35
MODAL	6	0.75	1.34	8.40	70.60
MODAL	7	0.61	1.64	10.33	106.61
MODAL	8	0.53	1.88	11.82	139.64
MODAL	9	0.40	2.47	15.54	241.64
MODAL	10	0.40	2.51	15.76	248.22
MODAL	11	0.36	2.81	17.68	312.60
MODAL	12	0.31	3.25	20.45	418.12
MODAL	13	0.29	3.42	21.47	460.89
MODAL	14	0.26	3.89	24.43	596.99
MODAL	15	0.26	3.91	24.57	603.49
MODAL	16	0.25	3.97	24.91	620.66
MODAL	17	0.24	4.15	26.11	681.51
MODAL	18	0.22	4.61	28.97	838.99
MODAL	19	0.20	4.90	30.78	947.31
MODAL	20	0.19	5.37	33.73	1137.63
MODAL	21	0.17	6.05	38.03	1445.92
MODAL	22	0.16	6.22	39.08	1527.49
MODAL	23	0.14	6.95	43.67	1907.03
MODAL	24	0.14	7.36	46.27	2141.05
MODAL	25	0.12	8.58	53.92	2907.11
MODAL	26	0.11	8.89	55.88	3123.02
MODAL	27	0.10	10.27	64.50	4160.88
MODAL	28	0.09	11.18	70.24	4934.22
MODAL	29	0.08	12.32	77.43	5995.60
MODAL	30	0.06	17.14	107.71	11600.94

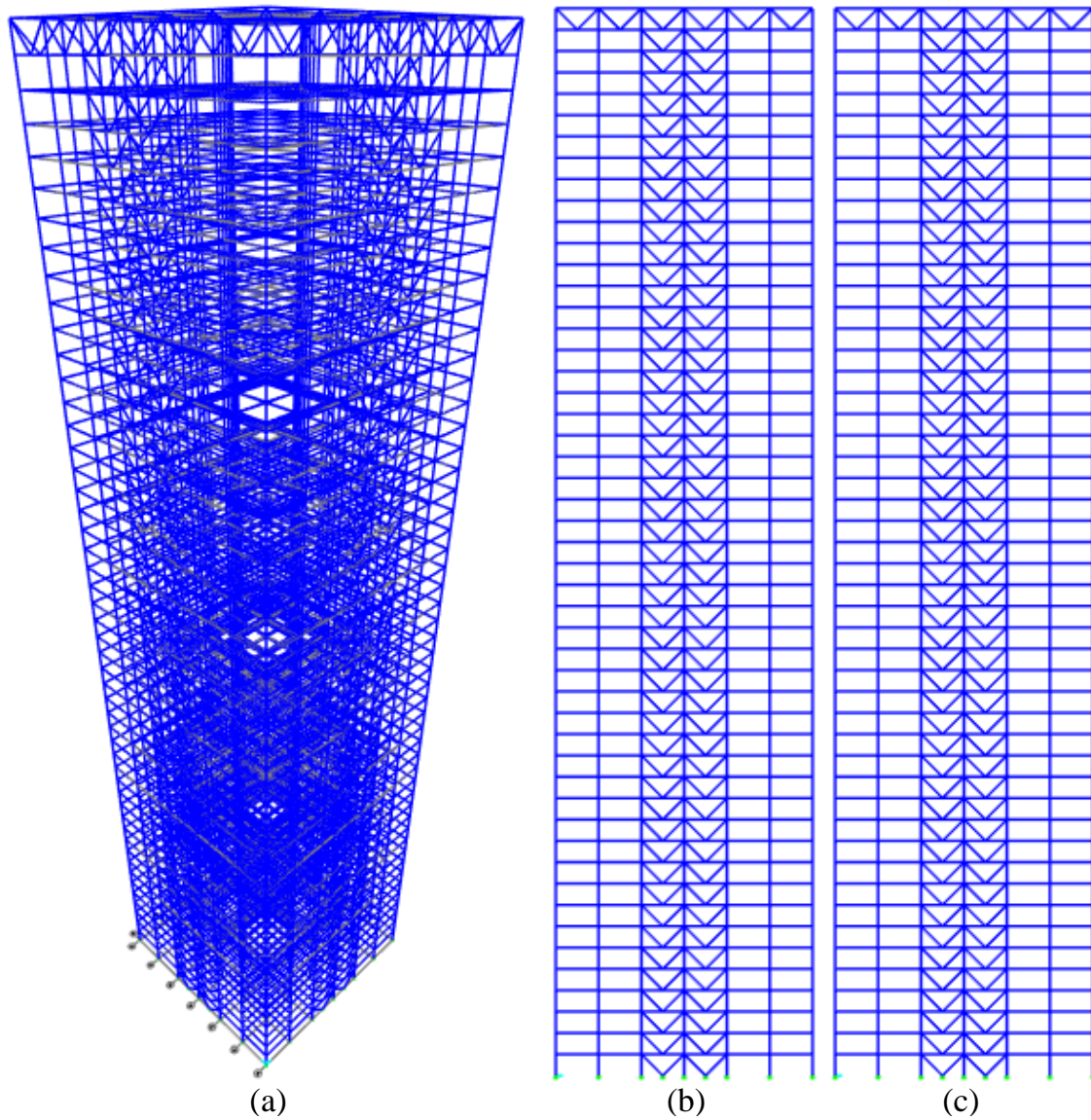


Fuente: Propia

Para este tipo de estructuración para el primer modo de la estructura se tiene un periodo de 3.54 segundos.

III.2.1.4.3 Sistemas arriostrados con armadura de sombrero en pórticos contraventeados tipo Chevron en V

Figura 40: (a) Vista 3D del edificio, (b) Elevación eje X, (c) Elevación eje Y

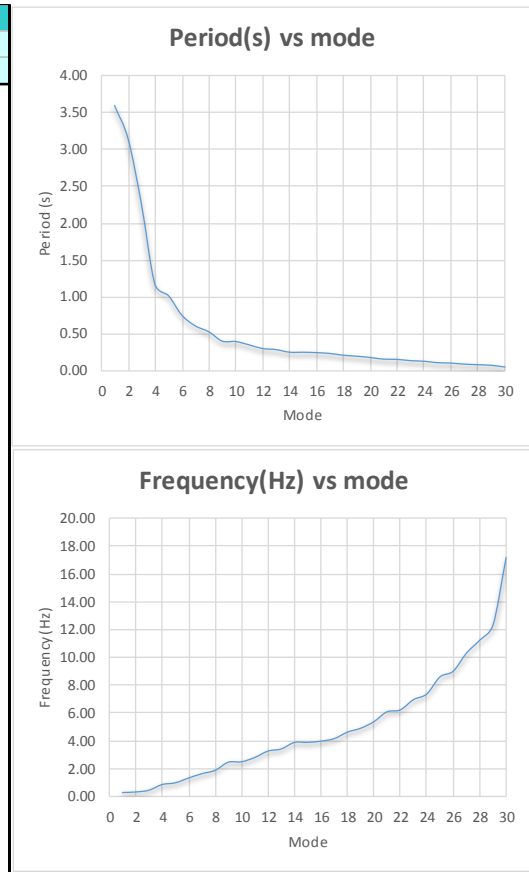


Fuente: Propia

Realizando un análisis modal se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 18: Periodos y Frecuencias de los modos de vibración del edificio con sistema arriostrado con armadura de sombrero en pórticos contraventeados tipo Chevron en V

TABLE: Modal Periods And Frequencies					
OutputCase	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	1	3.59	0.28	1.75	3.06
MODAL	2	3.14	0.32	2.00	4.00
MODAL	3	2.26	0.44	2.78	7.75
MODAL	4	1.18	0.85	5.35	28.59
MODAL	5	1.02	0.98	6.13	37.63
MODAL	6	0.76	1.32	8.28	68.58
MODAL	7	0.61	1.63	10.23	104.73
MODAL	8	0.54	1.87	11.74	137.80
MODAL	9	0.41	2.45	15.42	237.71
MODAL	10	0.40	2.48	15.60	243.21
MODAL	11	0.36	2.80	17.56	308.41
MODAL	12	0.31	3.25	20.43	417.21
MODAL	13	0.29	3.41	21.39	457.74
MODAL	14	0.26	3.87	24.33	591.92
MODAL	15	0.26	3.88	24.36	593.34
MODAL	16	0.25	3.96	24.89	619.53
MODAL	17	0.24	4.15	26.05	678.47
MODAL	18	0.22	4.61	28.97	839.35
MODAL	19	0.20	4.89	30.72	943.94
MODAL	20	0.19	5.36	33.67	1133.89
MODAL	21	0.16	6.07	38.15	1455.52
MODAL	22	0.16	6.21	38.99	1520.60
MODAL	23	0.14	6.95	43.65	1905.59
MODAL	24	0.14	7.35	46.16	2130.85
MODAL	25	0.12	8.58	53.89	2904.28
MODAL	26	0.11	8.98	56.44	3185.53
MODAL	27	0.10	10.28	64.60	4172.99
MODAL	28	0.09	11.21	70.42	4959.19
MODAL	29	0.08	12.29	77.19	5958.56
MODAL	30	0.06	17.15	107.74	11608.01



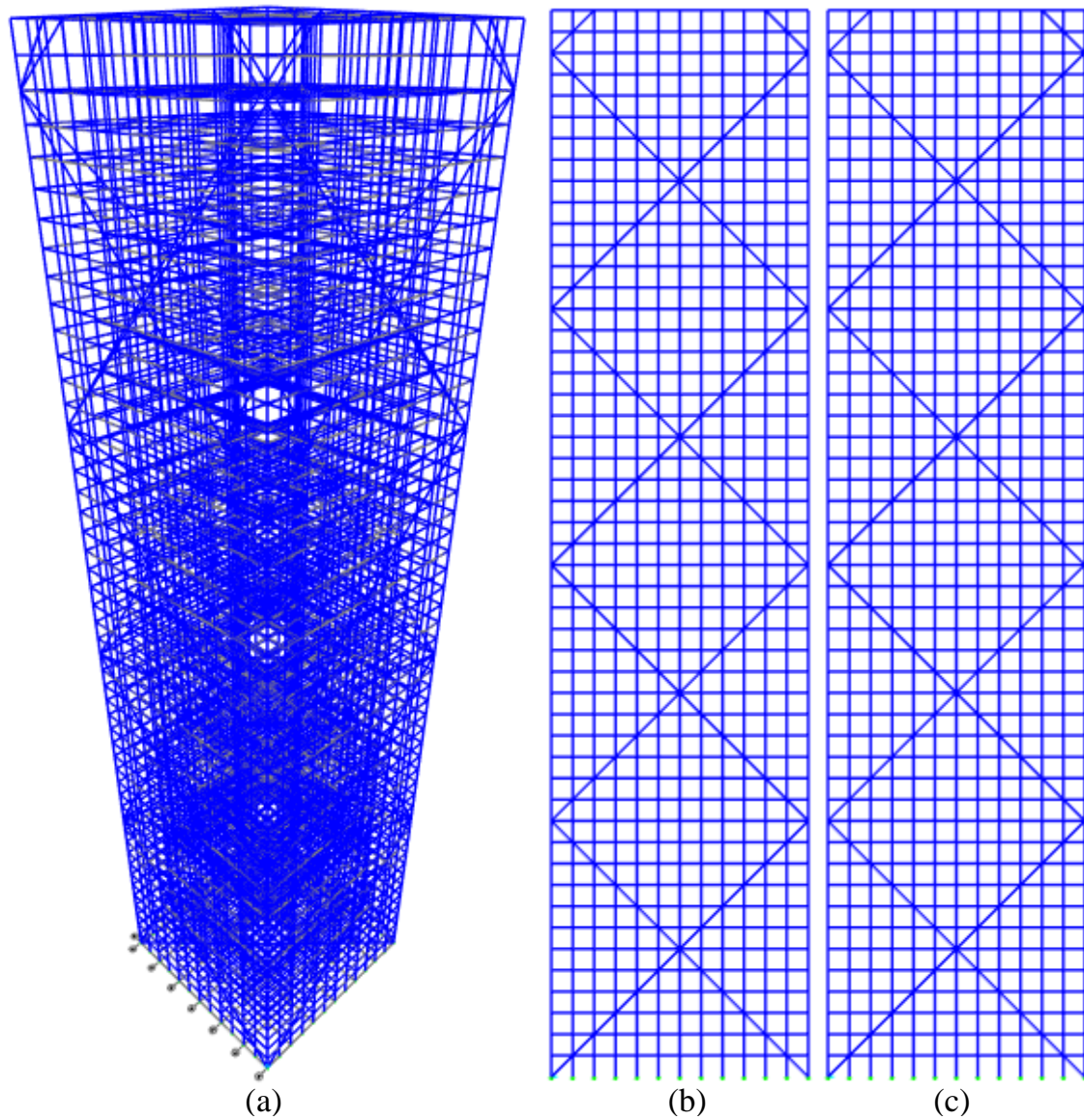
Fuente: Propia

Para este tipo de estructuración para el primer modo de la estructura se tiene un periodo de 3.59 segundos.

III.2.1.5 Sistema de estructuración tubular arriostrado

Este es otra variante del sistema de tubos, el cual consiste en colocar diagonales de contraventeo en las paredes del tubo, de tal forma que las paredes se transforman en armaduras verticales en voladizo.

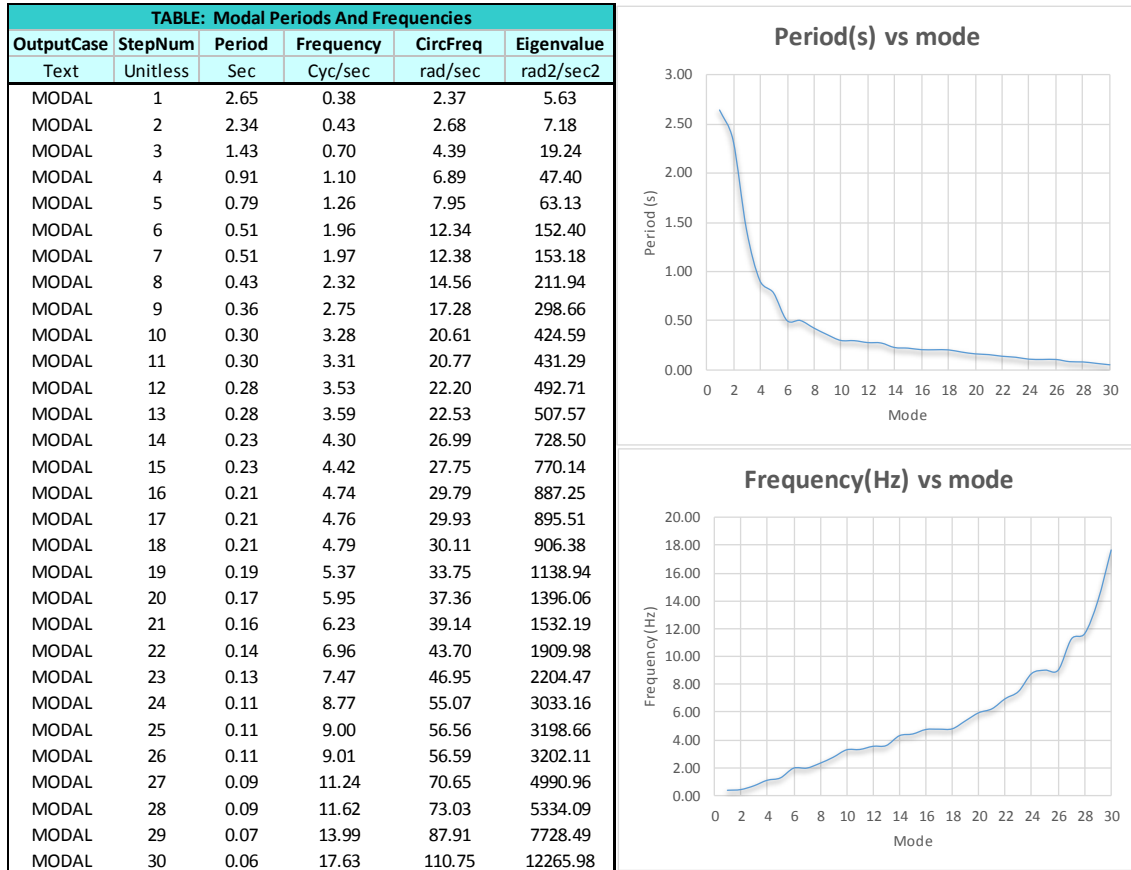
Figura 41: (a) Vista 3D del edificio, (b) Elevación eje X, (c) Elevación eje Y



Fuente: Propia

Realizando un análisis modal se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 19: Periodos y Frecuencias de los modos de vibración del edificio con sistema de estructuración tubular arriostrado



Fuente: Propia

Para este tipo de estructuración para el primer modo de la estructura se tiene un periodo de 2.65 segundos.

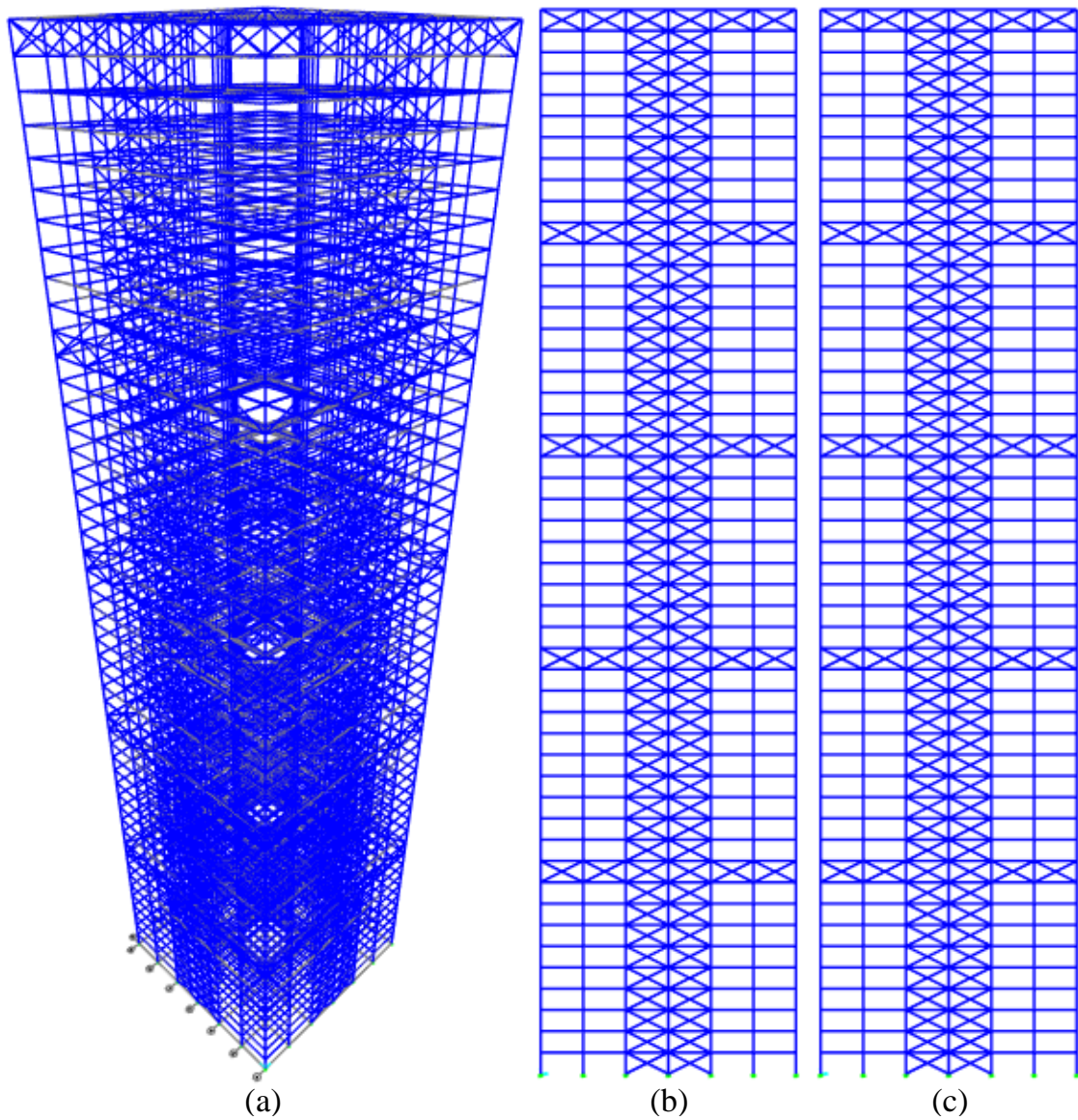
III.2.1.6 Sistemas arriostrados con cinturones

Esta es otra variante del sistema arriostrado con armadura de sombrero, la cual consiste en emplear armaduras en diferentes pisos cuyo peralte es igual a la altura de entrepiso, a este sistema se le denomina sistemas arriostrados con cinturones.

III.2.1.6.1 Sistemas arriostrados con cinturones en pórticos contraventeados tipo X

X

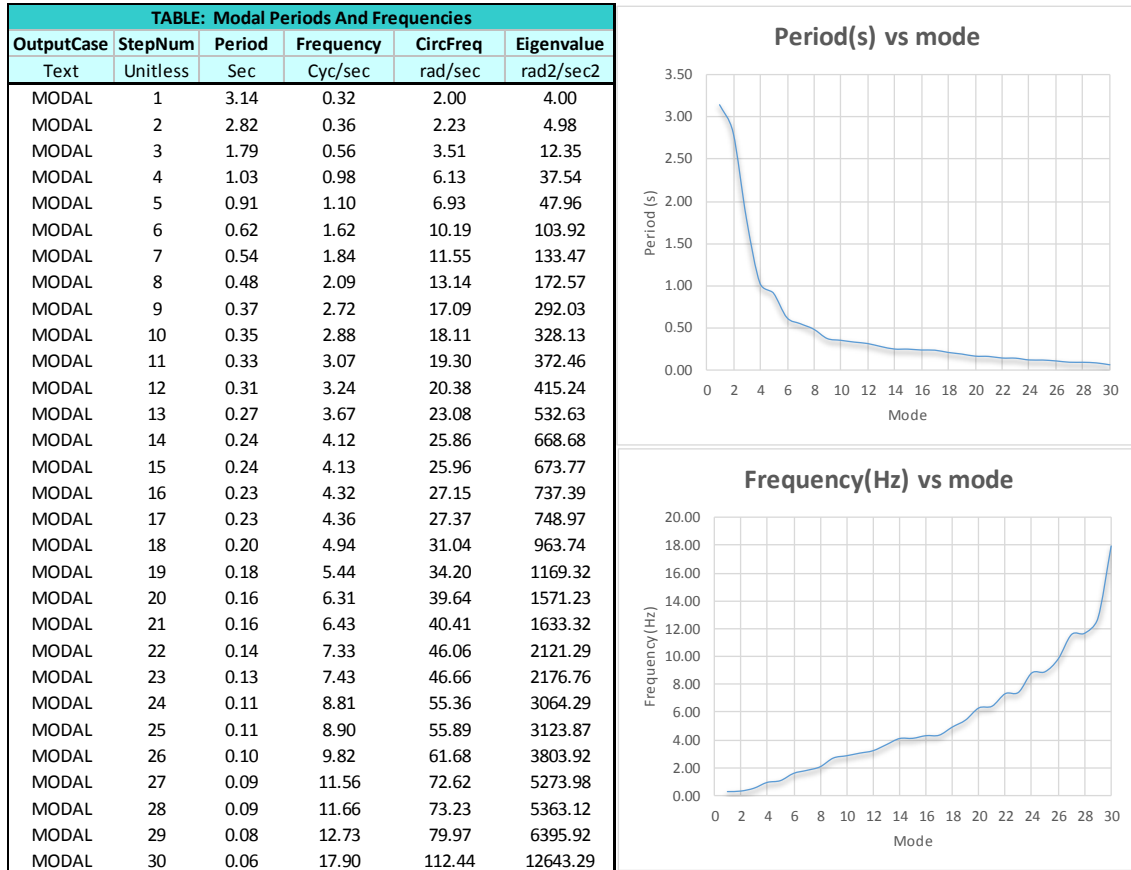
Figura 42: (a) Vista 3D del edificio, (b) Elevación eje X, (c) Elevación eje Y



Fuente: Propia

Realizando un análisis modal se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 20: Periodos y Frecuencias de los modos de vibración del edificio con sistema arriostrado con cinturones en pórticos contraventeados tipo X

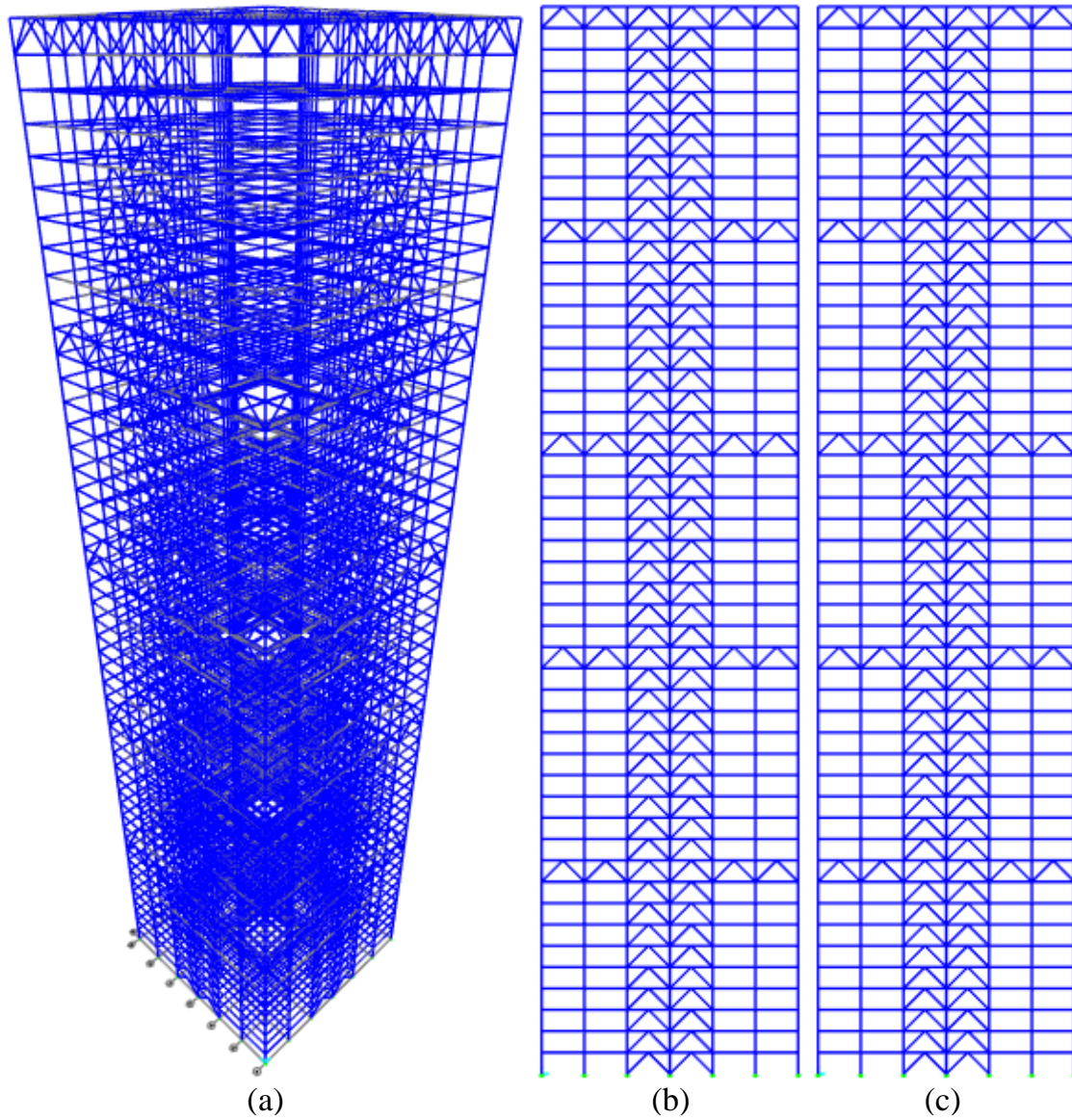


Fuente: Propia

Para este tipo de estructuración para el primer modo de la estructura se tiene un periodo de 3.14 segundos.

III.2.1.6.2 Sistemas arriostrados con cinturones en pórticos contraventeados tipo Chevron en V invertida

Figura 43: (a) Vista 3D del edificio, (b) Elevación eje X, (c) Elevación eje Y

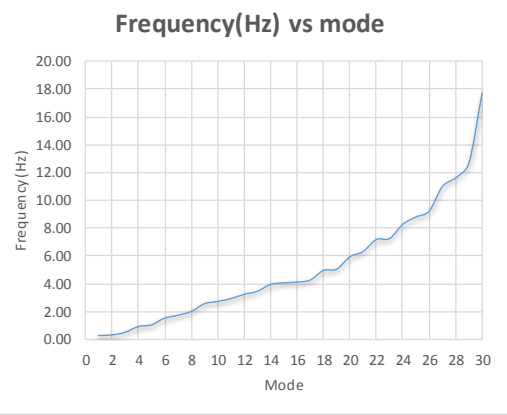
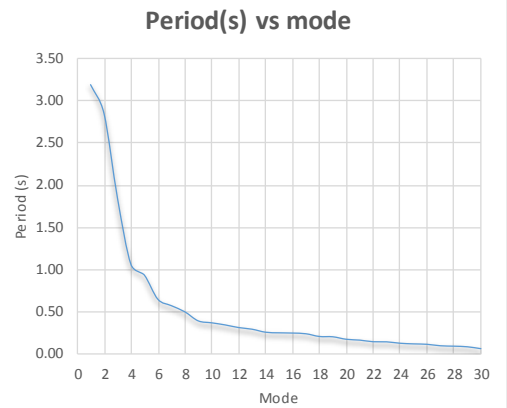


Fuente: Propia

Realizando un análisis modal se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 21: Periodos y Frecuencias de los modos de vibración del edificio con sistema arriostrado con cinturones en pórticos contraventeados tipo Chevron en V invertida

TABLE: Modal Periods And Frequencies					
OutputCase	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	1	3.19	0.31	1.97	3.88
MODAL	2	2.85	0.35	2.21	4.87
MODAL	3	1.84	0.54	3.41	11.63
MODAL	4	1.06	0.95	5.94	35.34
MODAL	5	0.93	1.08	6.76	45.73
MODAL	6	0.64	1.55	9.77	95.43
MODAL	7	0.57	1.76	11.08	122.79
MODAL	8	0.49	2.02	12.70	161.42
MODAL	9	0.39	2.59	16.26	264.39
MODAL	10	0.36	2.75	17.29	299.00
MODAL	11	0.34	2.95	18.56	344.32
MODAL	12	0.31	3.26	20.46	418.76
MODAL	13	0.29	3.48	21.85	477.51
MODAL	14	0.25	3.97	24.93	621.75
MODAL	15	0.24	4.08	25.66	658.60
MODAL	16	0.24	4.13	25.98	674.82
MODAL	17	0.23	4.28	26.89	723.02
MODAL	18	0.20	4.96	31.19	973.09
MODAL	19	0.20	5.06	31.80	1011.33
MODAL	20	0.17	5.95	37.36	1395.85
MODAL	21	0.16	6.33	39.75	1579.84
MODAL	22	0.14	7.19	45.16	2039.15
MODAL	23	0.14	7.25	45.57	2076.57
MODAL	24	0.12	8.27	51.96	2700.27
MODAL	25	0.11	8.80	55.31	3059.06
MODAL	26	0.11	9.22	57.96	3359.05
MODAL	27	0.09	10.98	69.01	4762.69
MODAL	28	0.09	11.60	72.88	5311.71
MODAL	29	0.08	12.67	79.59	6334.09
MODAL	30	0.06	17.71	111.27	12380.04

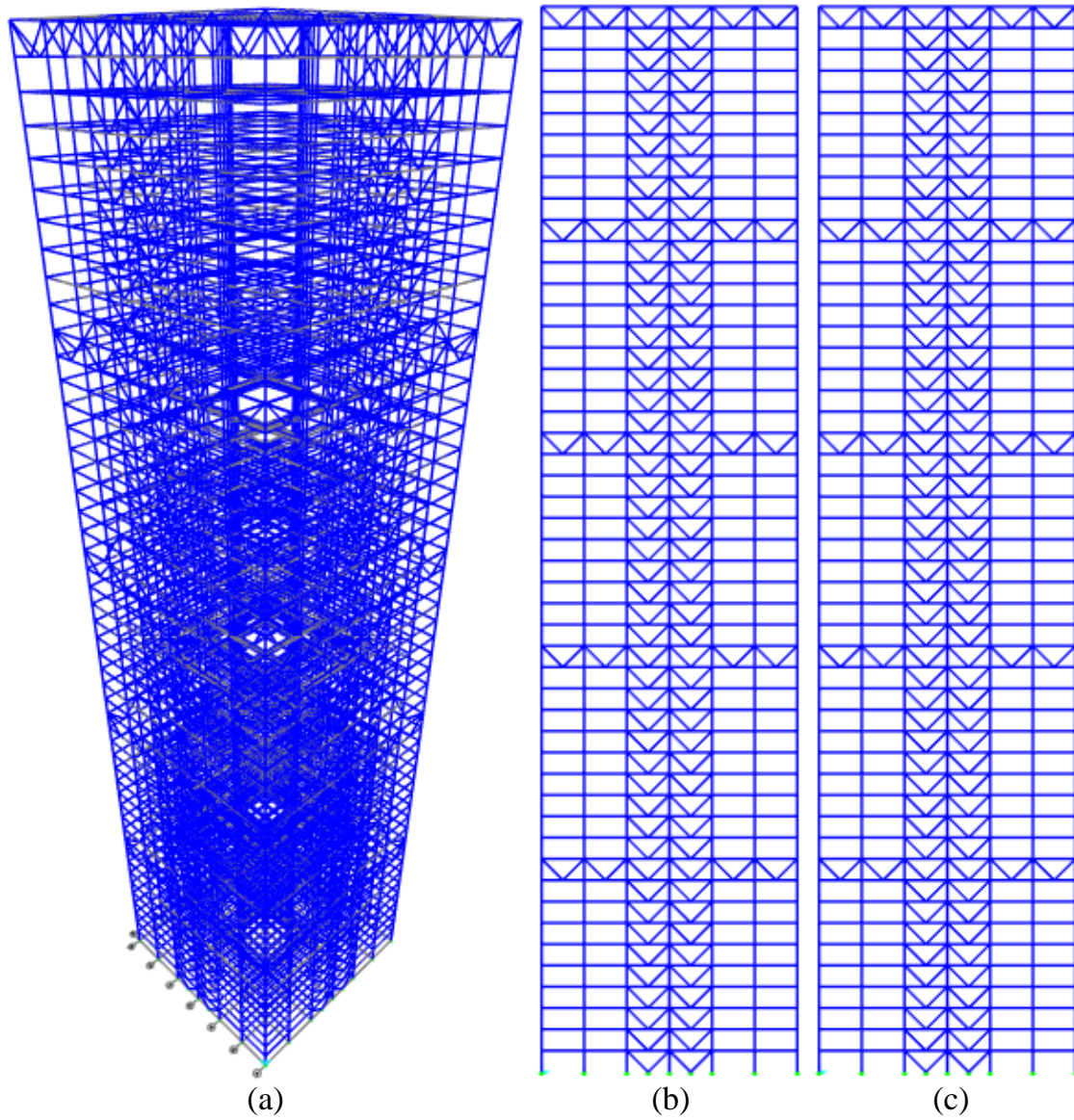


Fuente: Propia

Para este tipo de estructuración para el primer modo de la estructura se tiene un periodo de 3.19 segundos.

III.2.1.6.3 Sistemas arriostrados con cinturones en pórticos contraventeados tipo Chevron en V

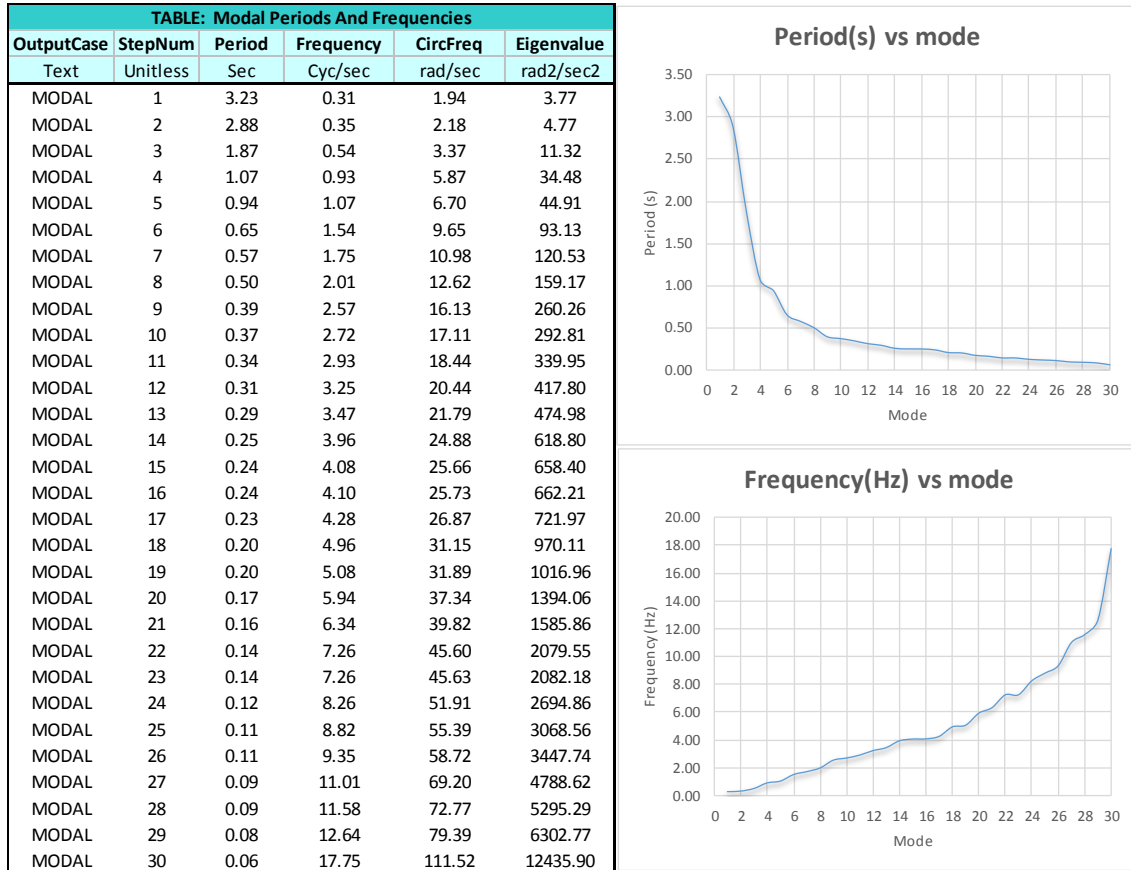
Figura 44: (a) Vista 3D del edificio, (b) Elevación eje X, (c) Elevación eje Y



Fuente: Propia

Realizando un análisis modal se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 22: Periodos y Frecuencias de los modos de vibración del edificio con sistemas arriostrado con cinturones en pórtico contraventeado tipo Chevron en V

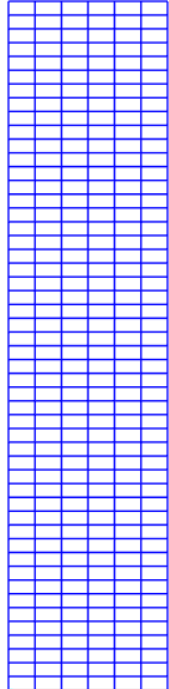
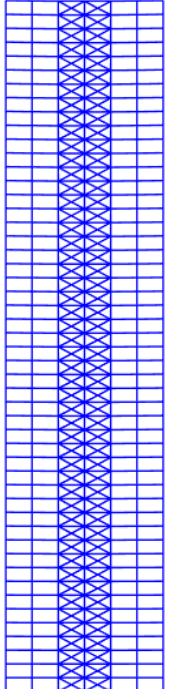
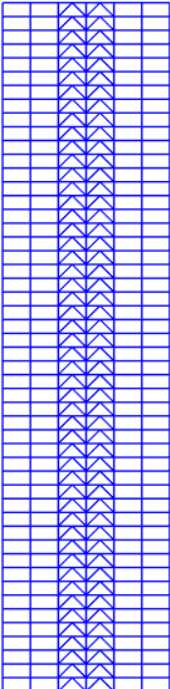
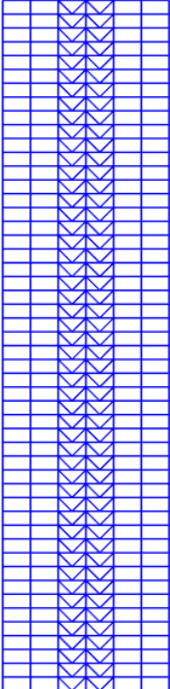
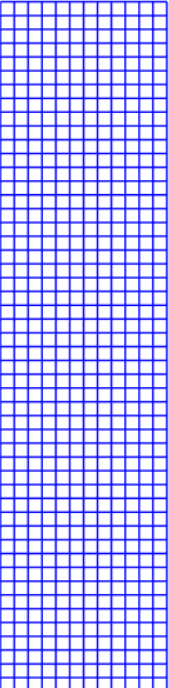
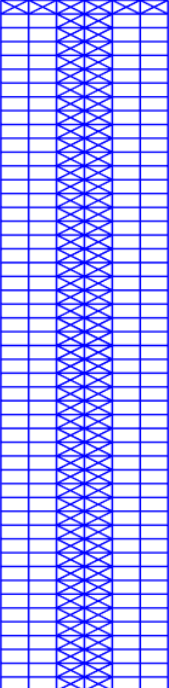
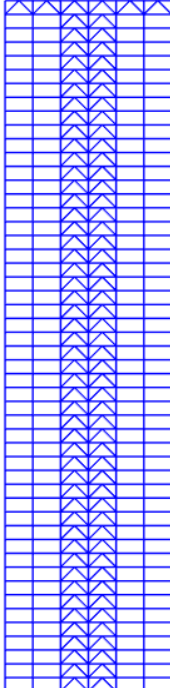
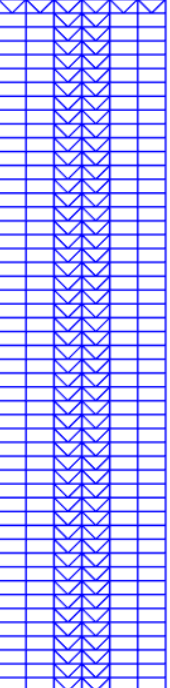


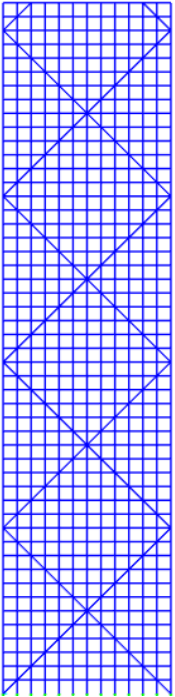
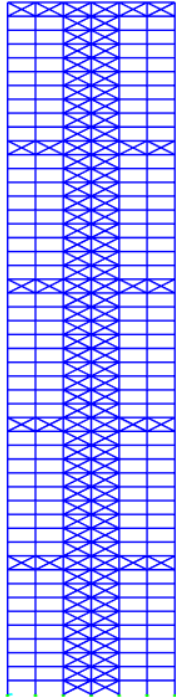
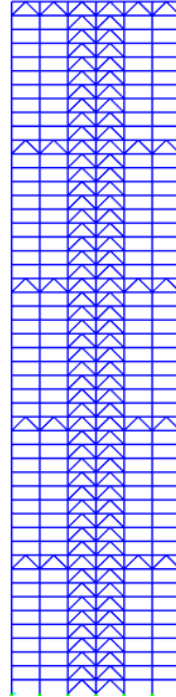
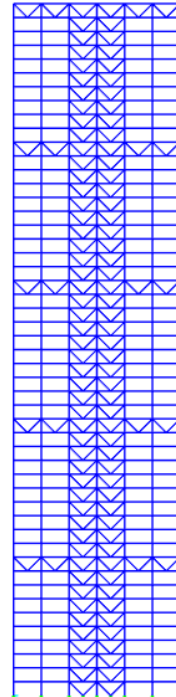
Fuente: Propia

Para este tipo de estructuración para el primer modo de la estructura se tiene un periodo de 3.23 segundos.

En el siguiente paso se definirá cada alternativa de estructuración como variantes desde el 1 hasta el 12.

Figura 45: Variantes de estructuración de la edificación

Variante 1	Variante 2	Variante 3	Variante 4
			
Pórticos rígidos	Pórticos contraventeados tipo X	Pórticos contraventeados tipo Chevron en V invertida	Pórticos contraventeados tipo Chevron en V
Variante 5	Variante 6	Variante 7	Variante 8
			
Sistema de estructuración tubular	Sistemas arriostrados con armadura de sombrero en pórticos contraventeados tipo X	Sistemas arriostrados con armadura de sombrero en pórticos contraventeados tipo Chevron en V invertida	Sistemas arriostrados con armadura de sombrero en pórticos contraventeados tipo Chevron en V

Variante 9	Variante 10	Variante 11	Variante 12
			
Sistema de estructuración tubular arriostrado	Sistemas arriostrados con cinturones en pórticos contraventeados tipo X	Sistemas arriostrados con cinturones en pórticos contraventeados tipo Chevron en V invertida	Sistemas arriostrados con cinturones en pórticos contraventeados tipo Chevron en V

Fuente: Propia

Una vez revisadas las diferentes alternativas de estructuración del edificio, se procede a comparar los periodos fundamentales de vibración en el modo 1 de cada variante presentada en los párrafos anteriores.

Period(s) vs Variant

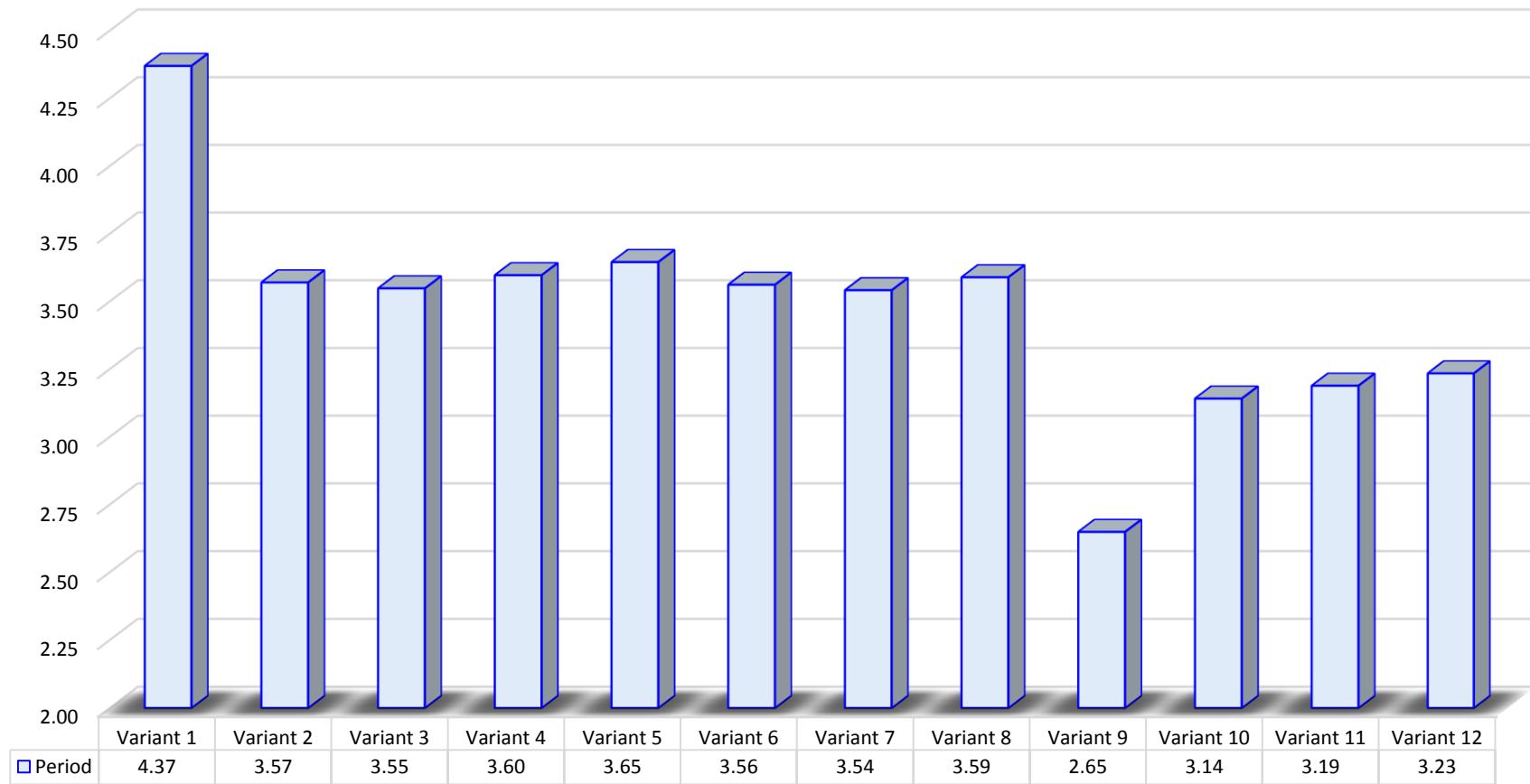


Gráfico 1: Gráfico de barras para el periodo en el modo 1 de cada variante de estructuración de la edificación

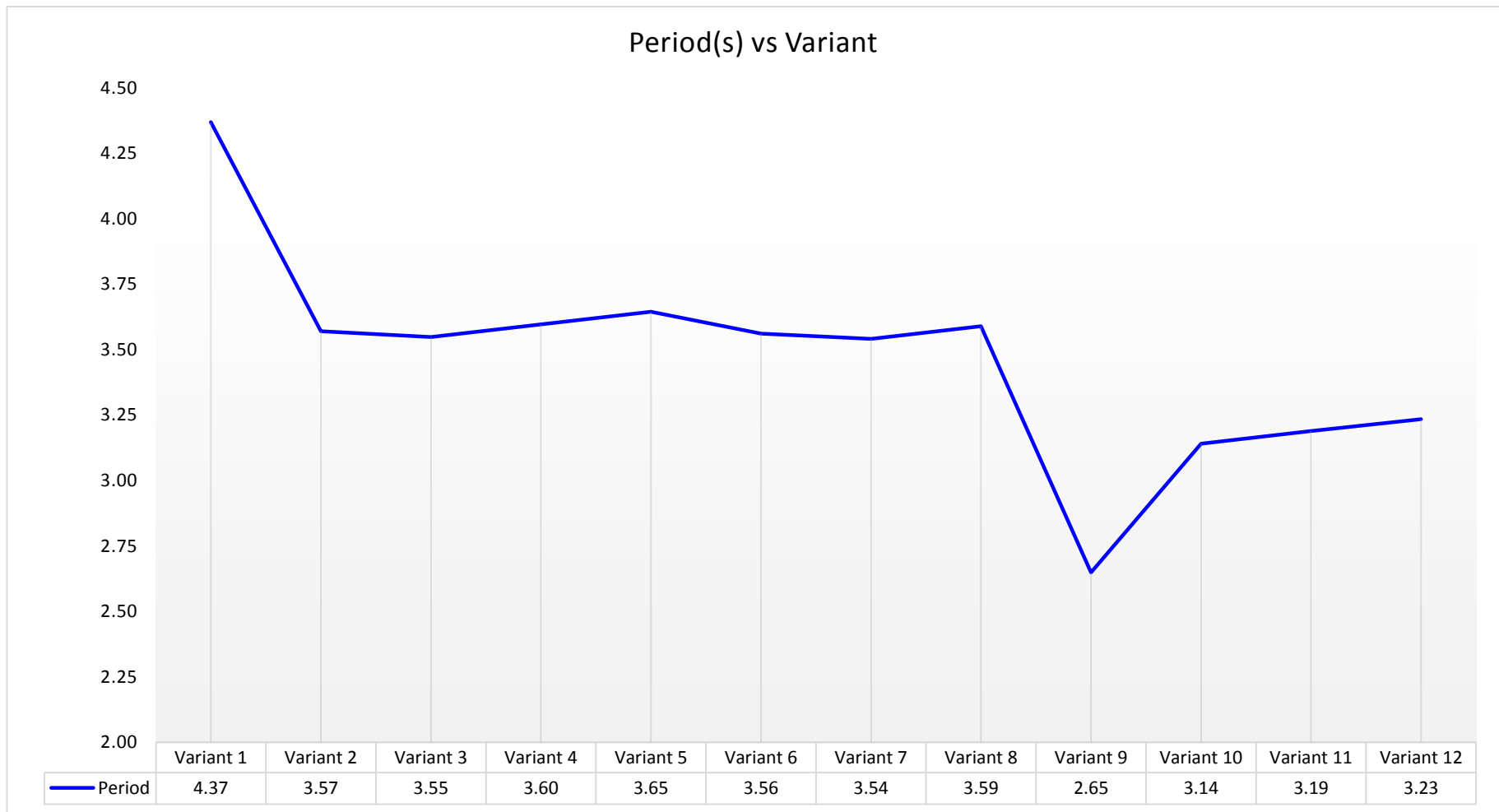


Gráfico 2: Línea de tendencia para el Periodo en el modo 1 de cada variante de estructuración de la edificación

Antes de proceder con la elección de alguna propuesta de estructuración presentada anteriormente, es necesario considerar que los edificios altos por lo general poseen periodos fundamentales mayores a los de edificios normales. Esto hace que los periodos que posee un fenómeno sísmico tenga dos efectos: si son de corta duración, las aceleraciones no van a afectar mayormente al edificio; pero si estos son prolongados, puede existir una amplificación del efecto mientras más cercanos estén al periodo natural de la estructura, provocando así el fenómeno de resonancia.

Tomando en cuenta que la investigación se basa en la mejora a la resistencia sísmica en una edificación de gran altura, y sabiendo que los sismos que presentan periodos naturales altos (3.0 s – 4.0 s) son los que más afectan a la estructura, entonces resulta imprescindible elegir una propuesta estructural que presente un periodo fundamental de vibración bajo y que se aleje al rango del periodo natural del sismo.

Según lo expuesto en los párrafos anteriores, y de acuerdo al concepto de movimiento de terreno de periodo largo, se toma como mejor opción, el sistema de estructuración tubular arriostrado, perteneciente a la variante 9, el cual presenta un periodo natural de 2.65 segundos.

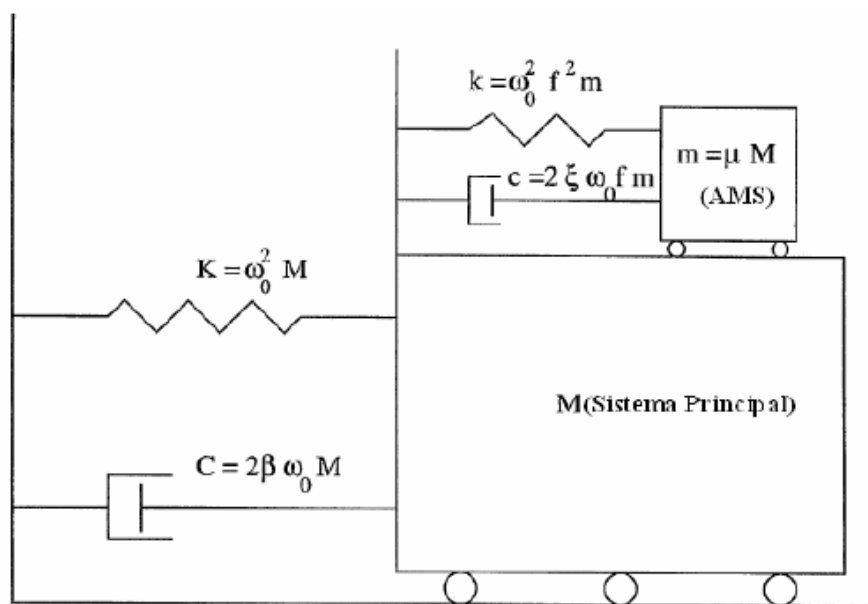
Una vez elegida la variante 9, se procederá a analizar el comportamiento de este tipo de estructuración frente a las fuerzas sísmicas, adicionando otros sistemas que permiten mejorar la respuesta sísmica de la estructura, tales como: sistema de amortiguador de masa sintonizada, sistema de aisladores sísmicos y sistema de separaciones de pisos mediante aisladores sísmicos.

III.2.2 Sistema de Amortiguador de Masa Sintonizada

Los amortiguadores de masa sintonizada (AMS) son dispositivos que utilizan una gran masa colocada en la parte superior de la estructura vinculada al edificio a través de un resorte y un mecanismo de amortiguamiento viscoso. Es decir, son dispositivos compuestos por un conjunto de masa, resorte y amortiguador, los cuales se diseñan según ciertas consideraciones que posibiliten el mejor funcionamiento de los mismos.

Este dispositivo transmite fuerzas de inercia a la estructura principal con la finalidad de reducir su movimiento y su efectividad está determinada exclusivamente por sus características dinámicas. Un modelo de una estructura con AMS se puede apreciar en Figura 46.

Figura 46: Amortiguador de Masa Sintonizado sobre el sistema principal



Fuente: Google imágenes

Para diseñar un AMS a colocar en un sistema principal deberán definirse los valores de la masa, la constante del resorte y el amortiguamiento viscoso asociado al amortiguador.

Los parámetros de diseño del AMS que se deben hallar para lograr la máxima eficiencia del mismo, son la relación de frecuencias (relación entre la frecuencia del amortiguador y la frecuencia de la estructura principal), la relación de masas (relación entre la masa del amortiguador y la masa de la estructura principal) y el amortiguamiento óptimo, como así también la localización dentro de la planta de la estructura, según el uso que se le quiera dar.

Con respecto a la masa que se asignará al AMS la misma está relacionada con la masa total de la estructura principal donde se colocará. Dicha relación se define como:

$$\mu = \frac{m_a}{m_s} \quad (53)$$

Donde:

m_a = masa del amortiguador

m_s = masa del sistema

μ = relación de masas

Otro de los valores a definir es el de la relación de frecuencias por medio de la siguiente relación:

$$\lambda = \frac{\omega_a}{\omega_s} \quad (54)$$

Donde:

ω_a = frecuencia del amortiguador

ω_s = frecuencia del sistema

λ = relación de frecuencias

Para luego proceder a definir la constante de resorte del amortiguador:

$$\omega_a = \sqrt{\frac{k_a}{m_a}} \quad (55)$$

k_a = constante de resorte del amortiguador

Respecto al valor de la relación de amortiguamiento del AMS se define como:

$$\xi_a = \frac{c_a}{2m_a\omega_a} \quad (56)$$

c_a = amortiguación del amortiguador

ξ_a = factor de amortiguamiento del sistema de aisladores

III.2.2.1 Determinación del valor de la masa de AMS

Los valores de la masa se determinan para que, la frecuencia natural de vibración del dispositivo se aproxime sensiblemente a la frecuencia fundamental de la estructura (por dicho motivo estos sistemas se llaman 'sintonizados') y de esta forma el comportamiento del sistema con dos grados de libertad formado por el primer modo de vibración de la estructura y por el dispositivo, corresponda al de un sistema con menor rigidez que el modo propio fundamental pero con un amortiguamiento más importante que el de éste.

En esta investigación se buscará determinar la masa indicada del AMS en función al peso del sistema, en un rango de 0.5% - 2.0% de la masa total de la estructura.

Tabla 23: Desplazamientos del edificio para distintas masas del AMS

Desplazamientos en Eje X y Eje Y (m)								
Nivel	$m_a = 0.5\%m_s$		$m_a = 0.6\%m_s$		$m_a = 0.7\%m_s$		$m_a = 0.8\%m_s$	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
1	0.0050	0.0090	0.0050	0.0089	0.0049	0.0089	0.0049	0.0089
2	0.0139	0.0205	0.0137	0.0204	0.0136	0.0203	0.0135	0.0203
3	0.0242	0.0321	0.0239	0.0319	0.0237	0.0318	0.0235	0.0316
4	0.0350	0.0435	0.0346	0.0431	0.0344	0.0430	0.0341	0.0428
5	0.0461	0.0546	0.0456	0.0542	0.0452	0.0540	0.0448	0.0537
6	0.0573	0.0654	0.0565	0.0649	0.0561	0.0647	0.0556	0.0644
7	0.0684	0.0761	0.0675	0.0755	0.0669	0.0752	0.0664	0.0749
8	0.0796	0.0866	0.0785	0.0858	0.0778	0.0855	0.0771	0.0851
9	0.0908	0.0969	0.0895	0.0961	0.0887	0.0957	0.0879	0.0953
10	0.1021	0.1074	0.1006	0.1064	0.0997	0.1059	0.0987	0.1054
11	0.1137	0.1183	0.1120	0.1172	0.1109	0.1167	0.1098	0.1161
12	0.1254	0.1299	0.1235	0.1286	0.1222	0.1280	0.1210	0.1274
13	0.1368	0.1411	0.1347	0.1397	0.1333	0.1390	0.1320	0.1383
14	0.1478	0.1513	0.1455	0.1497	0.1439	0.1490	0.1424	0.1482
15	0.1583	0.1606	0.1558	0.1590	0.1541	0.1581	0.1525	0.1573
16	0.1685	0.1695	0.1657	0.1677	0.1639	0.1668	0.1622	0.1659
17	0.1784	0.1780	0.1755	0.1761	0.1735	0.1752	0.1716	0.1742
18	0.1882	0.1863	0.1850	0.1843	0.1829	0.1833	0.1808	0.1822
19	0.1979	0.1945	0.1944	0.1923	0.1922	0.1913	0.1900	0.1901
20	0.2075	0.2026	0.2039	0.2003	0.2015	0.1991	0.1991	0.1980
21	0.2172	0.2108	0.2134	0.2083	0.2108	0.2071	0.2083	0.2059
22	0.2271	0.2191	0.2229	0.2166	0.2202	0.2153	0.2176	0.2140
23	0.2371	0.2280	0.2327	0.2252	0.2298	0.2239	0.2270	0.2225
24	0.2472	0.2371	0.2425	0.2342	0.2395	0.2328	0.2365	0.2313
25	0.2572	0.2461	0.2523	0.2430	0.2491	0.2415	0.2460	0.2399
26	0.2674	0.2551	0.2623	0.2519	0.2589	0.2503	0.2556	0.2487
27	0.2776	0.2637	0.2722	0.2603	0.2686	0.2587	0.2652	0.2569
28	0.2875	0.2717	0.2819	0.2682	0.2782	0.2665	0.2746	0.2647
29	0.2972	0.2794	0.2914	0.2758	0.2875	0.2740	0.2837	0.2721
30	0.3068	0.2869	0.3007	0.2831	0.2966	0.2813	0.2927	0.2793
31	0.3162	0.2943	0.3099	0.2905	0.3057	0.2885	0.3016	0.2865
32	0.3256	0.3018	0.3191	0.2978	0.3147	0.2958	0.3105	0.2937
33	0.3351	0.3094	0.3283	0.3053	0.3237	0.3032	0.3194	0.3011
34	0.3445	0.3172	0.3375	0.3130	0.3328	0.3109	0.3283	0.3087
35	0.3541	0.3255	0.3468	0.3211	0.3420	0.3189	0.3373	0.3166
36	0.3637	0.3341	0.3562	0.3296	0.3512	0.3273	0.3464	0.3250
37	0.3730	0.3426	0.3653	0.3379	0.3602	0.3356	0.3552	0.3332
38	0.3820	0.3504	0.3741	0.3456	0.3688	0.3433	0.3637	0.3408
39	0.3906	0.3575	0.3825	0.3526	0.3770	0.3502	0.3718	0.3476
40	0.3988	0.3639	0.3905	0.3590	0.3849	0.3565	0.3796	0.3539
41	0.4070	0.3705	0.3985	0.3654	0.3928	0.3629	0.3874	0.3602
42	0.4150	0.3767	0.4064	0.3716	0.4005	0.3690	0.3950	0.3663
43	0.4229	0.3829	0.4141	0.3777	0.4081	0.3751	0.4024	0.3723
44	0.4304	0.3889	0.4215	0.3836	0.4154	0.3809	0.4096	0.3781
45	0.4378	0.3948	0.4287	0.3894	0.4225	0.3867	0.4166	0.3838
46	0.4448	0.4005	0.4355	0.3951	0.4293	0.3923	0.4233	0.3894
47	0.4515	0.4063	0.4421	0.4008	0.4357	0.3980	0.4296	0.3950
48	0.4578	0.4117	0.4483	0.4062	0.4418	0.4033	0.4356	0.4003
49	0.4638	0.4169	0.4541	0.4113	0.4475	0.4083	0.4412	0.4053
50	0.4692	0.4213	0.4594	0.4157	0.4527	0.4126	0.4463	0.4095

Fuente: Propia

Tabla 24: Desplazamientos del edificio para distintas masas del AMS

Desplazamientos en Eje X y Eje Y (m)								
Nivel	$m_a = 0.9\%m_s$		$m_a = 1.0\%m_s$		$m_a = 1.1\%m_s$		$m_a = 1.2\%m_s$	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
1	0.0049	0.0088	0.0048	0.0088	0.0048	0.0087	0.0048	0.0087
2	0.0134	0.0201	0.0133	0.0200	0.0132	0.0200	0.0131	0.0199
3	0.0233	0.0314	0.0231	0.0313	0.0230	0.0312	0.0228	0.0310
4	0.0337	0.0425	0.0334	0.0423	0.0333	0.0422	0.0330	0.0420
5	0.0443	0.0533	0.0439	0.0531	0.0437	0.0529	0.0434	0.0527
6	0.0550	0.0639	0.0545	0.0636	0.0542	0.0633	0.0538	0.0631
7	0.0656	0.0743	0.0650	0.0739	0.0646	0.0736	0.0641	0.0733
8	0.0761	0.0844	0.0754	0.0839	0.0750	0.0836	0.0744	0.0832
9	0.0867	0.0944	0.0859	0.0939	0.0854	0.0935	0.0847	0.0931
10	0.0974	0.1045	0.0965	0.1039	0.0958	0.1035	0.0951	0.1029
11	0.1083	0.1150	0.1072	0.1143	0.1065	0.1138	0.1056	0.1132
12	0.1193	0.1261	0.1181	0.1253	0.1172	0.1248	0.1163	0.1241
13	0.1300	0.1369	0.1286	0.1360	0.1277	0.1354	0.1266	0.1347
14	0.1403	0.1466	0.1388	0.1457	0.1378	0.1450	0.1366	0.1442
15	0.1502	0.1556	0.1485	0.1546	0.1474	0.1539	0.1460	0.1530
16	0.1596	0.1641	0.1578	0.1630	0.1566	0.1622	0.1552	0.1612
17	0.1689	0.1723	0.1669	0.1711	0.1656	0.1702	0.1640	0.1692
18	0.1779	0.1801	0.1758	0.1789	0.1744	0.1780	0.1727	0.1769
19	0.1869	0.1879	0.1846	0.1866	0.1831	0.1856	0.1813	0.1845
20	0.1958	0.1956	0.1934	0.1942	0.1918	0.1932	0.1899	0.1919
21	0.2047	0.2034	0.2022	0.2019	0.2005	0.2008	0.1984	0.1995
22	0.2138	0.2114	0.2111	0.2097	0.2092	0.2086	0.2071	0.2072
23	0.2230	0.2197	0.2201	0.2180	0.2182	0.2168	0.2159	0.2153
24	0.2323	0.2284	0.2292	0.2266	0.2272	0.2253	0.2248	0.2238
25	0.2415	0.2369	0.2383	0.2350	0.2361	0.2336	0.2336	0.2320
26	0.2509	0.2454	0.2475	0.2434	0.2453	0.2421	0.2426	0.2403
27	0.2603	0.2536	0.2567	0.2515	0.2543	0.2500	0.2515	0.2482
28	0.2694	0.2612	0.2657	0.2590	0.2632	0.2575	0.2602	0.2556
29	0.2783	0.2685	0.2744	0.2662	0.2718	0.2646	0.2688	0.2627
30	0.2871	0.2756	0.2830	0.2732	0.2803	0.2716	0.2771	0.2696
31	0.2958	0.2827	0.2916	0.2802	0.2888	0.2786	0.2855	0.2764
32	0.3045	0.2897	0.3001	0.2872	0.2972	0.2855	0.2937	0.2833
33	0.3131	0.2970	0.3086	0.2944	0.3056	0.2926	0.3020	0.2904
34	0.3219	0.3044	0.3172	0.3018	0.3141	0.2999	0.3104	0.2976
35	0.3307	0.3123	0.3259	0.3095	0.3226	0.3076	0.3188	0.3052
36	0.3395	0.3205	0.3345	0.3177	0.3312	0.3157	0.3273	0.3132
37	0.3482	0.3286	0.3431	0.3257	0.3396	0.3236	0.3356	0.3211
38	0.3565	0.3360	0.3512	0.3331	0.3477	0.3310	0.3435	0.3284
39	0.3644	0.3428	0.3590	0.3398	0.3554	0.3376	0.3511	0.3350
40	0.3720	0.3490	0.3665	0.3459	0.3628	0.3437	0.3584	0.3410
41	0.3796	0.3552	0.3740	0.3521	0.3702	0.3499	0.3657	0.3471
42	0.3871	0.3612	0.3814	0.3581	0.3775	0.3557	0.3729	0.3530
43	0.3944	0.3672	0.3886	0.3639	0.3846	0.3616	0.3799	0.3588
44	0.4015	0.3729	0.3955	0.3696	0.3914	0.3672	0.3867	0.3643
45	0.4083	0.3786	0.4022	0.3753	0.3981	0.3728	0.3933	0.3699
46	0.4148	0.3841	0.4087	0.3807	0.4045	0.3783	0.3996	0.3753
47	0.4211	0.3897	0.4148	0.3862	0.4105	0.3837	0.4056	0.3807
48	0.4269	0.3949	0.4205	0.3914	0.4162	0.3888	0.4111	0.3858
49	0.4323	0.3998	0.4259	0.3963	0.4215	0.3937	0.4164	0.3906
50	0.4374	0.4040	0.4309	0.4005	0.4264	0.3978	0.4212	0.3947

Fuente: Propia

Tabla 25: Desplazamientos del edificio para distintas masas del AMS

Desplazamientos en Eje X y Eje Y (m)								
Nivel	$m_a = 1.3\%m_s$		$m_a = 1.4\%m_s$		$m_a = 1.5\%m_s$		$m_a = 1.6\%m_s$	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
1	0.0048	0.0086	0.0048	0.0086	0.0047	0.0086	0.0047	0.0086
2	0.0131	0.0198	0.0130	0.0197	0.0130	0.0196	0.0129	0.0196
3	0.0227	0.0309	0.0226	0.0308	0.0225	0.0307	0.0224	0.0306
4	0.0328	0.0417	0.0326	0.0416	0.0325	0.0414	0.0323	0.0413
5	0.0431	0.0524	0.0428	0.0522	0.0426	0.0520	0.0424	0.0518
6	0.0534	0.0627	0.0531	0.0625	0.0528	0.0623	0.0525	0.0621
7	0.0636	0.0728	0.0632	0.0726	0.0629	0.0723	0.0625	0.0721
8	0.0738	0.0827	0.0733	0.0824	0.0729	0.0821	0.0725	0.0818
9	0.0840	0.0925	0.0834	0.0922	0.0829	0.0918	0.0825	0.0915
10	0.0942	0.1023	0.0936	0.1019	0.0930	0.1015	0.0925	0.1011
11	0.1047	0.1125	0.1039	0.1120	0.1032	0.1116	0.1026	0.1112
12	0.1152	0.1233	0.1143	0.1228	0.1136	0.1223	0.1128	0.1218
13	0.1254	0.1338	0.1245	0.1332	0.1236	0.1326	0.1228	0.1321
14	0.1352	0.1432	0.1342	0.1426	0.1332	0.1419	0.1323	0.1414
15	0.1446	0.1519	0.1434	0.1512	0.1424	0.1505	0.1414	0.1499
16	0.1536	0.1601	0.1524	0.1594	0.1512	0.1586	0.1502	0.1579
17	0.1623	0.1680	0.1610	0.1672	0.1598	0.1664	0.1586	0.1657
18	0.1709	0.1756	0.1695	0.1748	0.1681	0.1739	0.1669	0.1731
19	0.1793	0.1831	0.1778	0.1822	0.1764	0.1813	0.1751	0.1805
20	0.1877	0.1905	0.1861	0.1896	0.1846	0.1886	0.1832	0.1878
21	0.1962	0.1980	0.1945	0.1970	0.1929	0.1960	0.1914	0.1951
22	0.2047	0.2057	0.2029	0.2046	0.2012	0.2035	0.1996	0.2026
23	0.2134	0.2137	0.2115	0.2126	0.2096	0.2114	0.2079	0.2104
24	0.2221	0.2221	0.2201	0.2208	0.2181	0.2197	0.2164	0.2186
25	0.2308	0.2302	0.2286	0.2289	0.2266	0.2277	0.2247	0.2265
26	0.2397	0.2384	0.2374	0.2371	0.2352	0.2358	0.2332	0.2346
27	0.2484	0.2462	0.2461	0.2448	0.2438	0.2435	0.2417	0.2422
28	0.2570	0.2536	0.2545	0.2521	0.2522	0.2507	0.2500	0.2494
29	0.2654	0.2606	0.2628	0.2591	0.2603	0.2576	0.2581	0.2562
30	0.2737	0.2674	0.2709	0.2658	0.2684	0.2643	0.2660	0.2629
31	0.2818	0.2742	0.2790	0.2726	0.2763	0.2710	0.2739	0.2696
32	0.2900	0.2810	0.2871	0.2793	0.2843	0.2777	0.2817	0.2762
33	0.2982	0.2880	0.2951	0.2863	0.2923	0.2846	0.2896	0.2831
34	0.3064	0.2951	0.3033	0.2934	0.3003	0.2917	0.2975	0.2901
35	0.3147	0.3027	0.3115	0.3009	0.3084	0.2991	0.3055	0.2975
36	0.3230	0.3106	0.3197	0.3087	0.3165	0.3069	0.3136	0.3052
37	0.3312	0.3184	0.3278	0.3165	0.3245	0.3146	0.3215	0.3129
38	0.3391	0.3256	0.3355	0.3237	0.3322	0.3217	0.3291	0.3200
39	0.3466	0.3322	0.3429	0.3302	0.3395	0.3282	0.3363	0.3264
40	0.3538	0.3382	0.3500	0.3361	0.3465	0.3341	0.3433	0.3323
41	0.3610	0.3442	0.3572	0.3421	0.3536	0.3401	0.3502	0.3382
42	0.3681	0.3500	0.3642	0.3479	0.3605	0.3458	0.3571	0.3439
43	0.3750	0.3558	0.3710	0.3536	0.3673	0.3515	0.3638	0.3496
44	0.3817	0.3613	0.3777	0.3591	0.3738	0.3570	0.3703	0.3551
45	0.3882	0.3668	0.3841	0.3646	0.3802	0.3625	0.3766	0.3605
46	0.3944	0.3722	0.3902	0.3699	0.3862	0.3678	0.3826	0.3658
47	0.4003	0.3776	0.3960	0.3753	0.3920	0.3731	0.3883	0.3710
48	0.4058	0.3826	0.4015	0.3803	0.3974	0.3780	0.3936	0.3760
49	0.4109	0.3874	0.4066	0.3850	0.4024	0.3827	0.3986	0.3807
50	0.4157	0.3914	0.4112	0.3890	0.4070	0.3867	0.4031	0.3846

Fuente: Propia

Tabla 26: Desplazamientos del edificio para distintas masas del AMS

Desplazamientos en Eje X y Eje Y (m)								
Nivel	$m_a = 1.7\%m_s$		$m_a = 1.8\%m_s$		$m_a = 1.9\%m_s$		$m_a = 2.0\%m_s$	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
1	0.0047	0.0085	0.0047	0.0086	0.0047	0.0086	0.0047	0.0085
2	0.0129	0.0195	0.0130	0.0195	0.0129	0.0194	0.0129	0.0194
3	0.0223	0.0305	0.0224	0.0304	0.0223	0.0303	0.0222	0.0302
4	0.0322	0.0412	0.0323	0.0410	0.0322	0.0409	0.0320	0.0408
5	0.0423	0.0517	0.0423	0.0515	0.0421	0.0513	0.0419	0.0512
6	0.0523	0.0619	0.0523	0.0616	0.0521	0.0614	0.0518	0.0612
7	0.0623	0.0719	0.0622	0.0715	0.0619	0.0713	0.0616	0.0711
8	0.0722	0.0816	0.0721	0.0812	0.0717	0.0810	0.0714	0.0807
9	0.0821	0.0912	0.0819	0.0908	0.0815	0.0905	0.0811	0.0902
10	0.0920	0.1008	0.0918	0.1003	0.0913	0.1000	0.0908	0.0996
11	0.1021	0.1108	0.1018	0.1102	0.1013	0.1099	0.1007	0.1094
12	0.1123	0.1214	0.1119	0.1207	0.1113	0.1203	0.1106	0.1198
13	0.1222	0.1316	0.1217	0.1309	0.1211	0.1304	0.1203	0.1299
14	0.1316	0.1408	0.1311	0.1401	0.1304	0.1396	0.1296	0.1390
15	0.1406	0.1493	0.1401	0.1485	0.1393	0.1480	0.1384	0.1473
16	0.1493	0.1573	0.1487	0.1565	0.1478	0.1559	0.1468	0.1552
17	0.1577	0.1650	0.1570	0.1641	0.1561	0.1635	0.1550	0.1628
18	0.1659	0.1725	0.1651	0.1715	0.1641	0.1708	0.1630	0.1700
19	0.1740	0.1798	0.1732	0.1787	0.1721	0.1780	0.1709	0.1772
20	0.1820	0.1870	0.1812	0.1859	0.1800	0.1851	0.1787	0.1843
21	0.1901	0.1943	0.1892	0.1931	0.1879	0.1923	0.1865	0.1914
22	0.1983	0.2017	0.1972	0.2005	0.1959	0.1996	0.1944	0.1987
23	0.2065	0.2095	0.2054	0.2082	0.2040	0.2074	0.2024	0.2064
24	0.2149	0.2176	0.2137	0.2163	0.2122	0.2153	0.2105	0.2143
25	0.2231	0.2255	0.2218	0.2241	0.2203	0.2231	0.2185	0.2220
26	0.2316	0.2336	0.2302	0.2321	0.2286	0.2310	0.2267	0.2299
27	0.2399	0.2411	0.2385	0.2396	0.2368	0.2385	0.2348	0.2373
28	0.2481	0.2483	0.2466	0.2467	0.2448	0.2455	0.2428	0.2443
29	0.2561	0.2551	0.2545	0.2534	0.2526	0.2523	0.2505	0.2509
30	0.2640	0.2617	0.2623	0.2600	0.2603	0.2588	0.2581	0.2574
31	0.2718	0.2683	0.2700	0.2666	0.2680	0.2653	0.2657	0.2639
32	0.2795	0.2749	0.2777	0.2731	0.2756	0.2718	0.2732	0.2704
33	0.2874	0.2817	0.2854	0.2799	0.2832	0.2785	0.2808	0.2771
34	0.2952	0.2887	0.2932	0.2868	0.2909	0.2854	0.2884	0.2839
35	0.3031	0.2961	0.3011	0.2941	0.2987	0.2927	0.2961	0.2912
36	0.3111	0.3038	0.3089	0.3018	0.3065	0.3003	0.3038	0.2987
37	0.3189	0.3114	0.3167	0.3093	0.3142	0.3078	0.3114	0.3062
38	0.3264	0.3184	0.3241	0.3163	0.3215	0.3148	0.3187	0.3131
39	0.3336	0.3248	0.3312	0.3227	0.3286	0.3211	0.3257	0.3194
40	0.3405	0.3307	0.3381	0.3285	0.3353	0.3269	0.3323	0.3251
41	0.3474	0.3366	0.3449	0.3344	0.3421	0.3327	0.3391	0.3309
42	0.3542	0.3423	0.3516	0.3400	0.3488	0.3383	0.3457	0.3365
43	0.3609	0.3479	0.3582	0.3456	0.3553	0.3439	0.3522	0.3421
44	0.3673	0.3533	0.3646	0.3510	0.3617	0.3493	0.3584	0.3475
45	0.3735	0.3587	0.3708	0.3564	0.3678	0.3546	0.3645	0.3528
46	0.3795	0.3640	0.3767	0.3616	0.3736	0.3598	0.3703	0.3579
47	0.3851	0.3692	0.3823	0.3668	0.3792	0.3650	0.3758	0.3631
48	0.3904	0.3741	0.3875	0.3717	0.3843	0.3699	0.3809	0.3680
49	0.3953	0.3788	0.3923	0.3763	0.3891	0.3745	0.3856	0.3725
50	0.3998	0.3827	0.3968	0.3802	0.3935	0.3784	0.3900	0.3764

Fuente: Propia

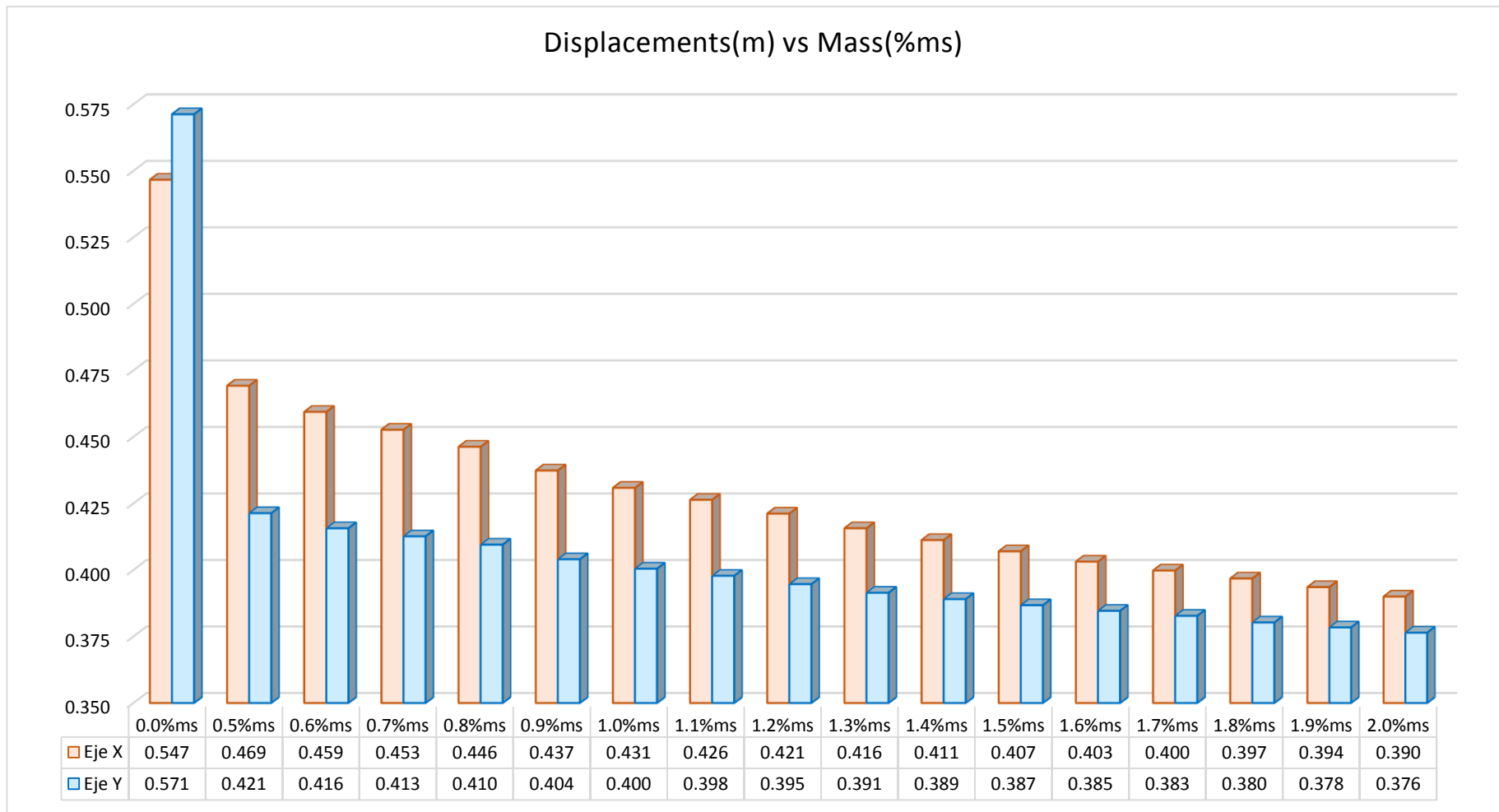


Gráfico 3: Gráfico de barras de desplazamientos en el piso 50 del edificio para diversas masas del AMS

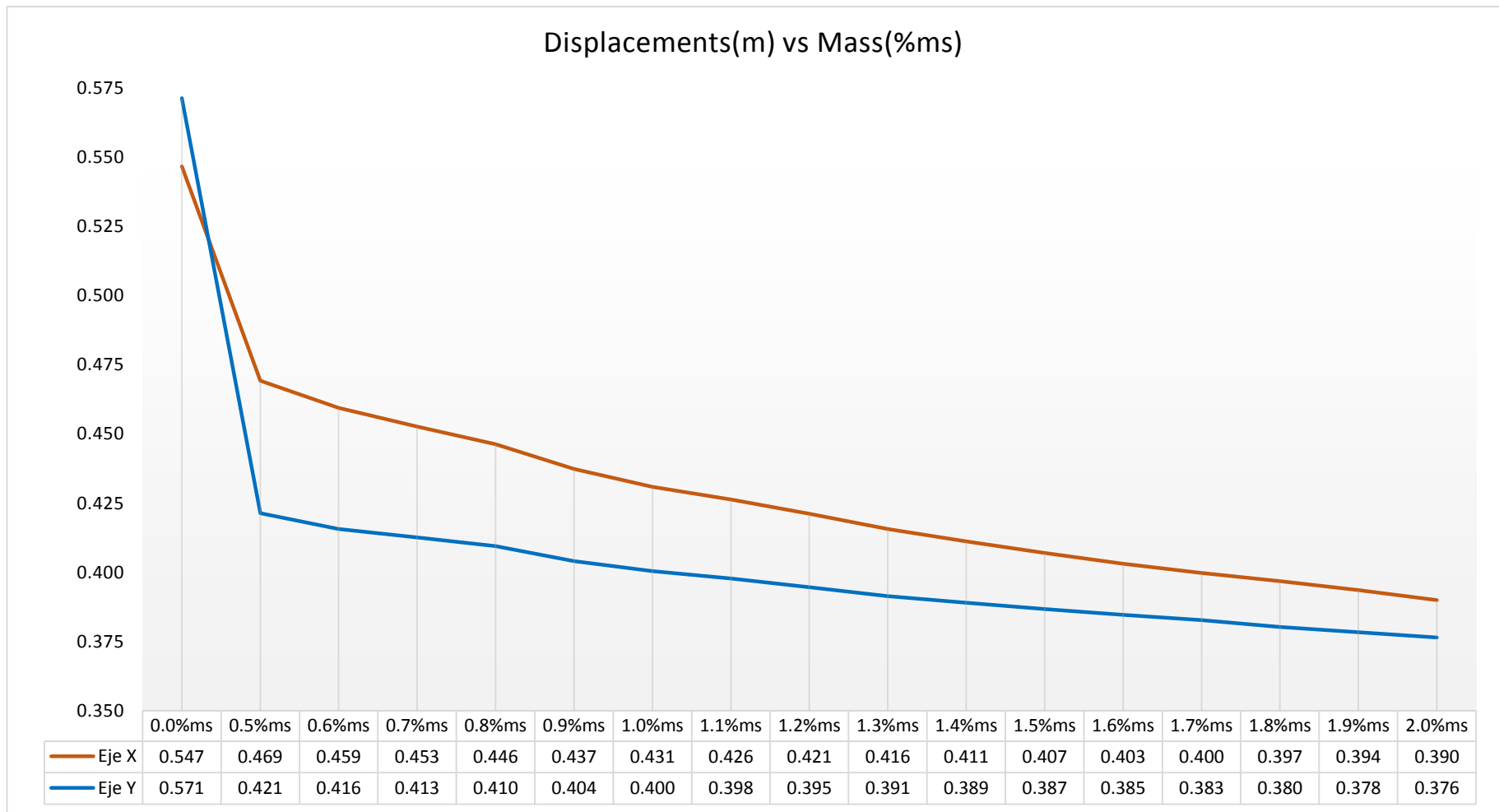


Gráfico 4: Líneas de tendencia de desplazamientos en el piso 50 del edificio para diversas masas del AMS

Según los datos obtenidos, se puede observar en los gráficos que el desplazamiento del edificio disminuye conforme se aumenta la masa del AMS en función al porcentaje de la masa total del edificio. Sin embargo, la variación de desplazamientos resulta ser cada vez menos significativa mientras se aumenta la masa del AMS, esto se puede observar en el Gráfico 4, donde la pendiente de la línea de tendencia de desplazamientos se acerca a cero conforme la masa del AMS crece. Debido a esto, se concluye que la masa óptima para el AMS resulta ser de 1.5% del peso del sistema, ya que es a partir de este porcentaje, donde los desplazamientos resultan ser menor significativos respecto al desplazamiento anterior.

III.2.2.2 Determinación de la rigidez del AMS

Una vez determinada la masa óptima para el AMS, se procederá a determinar un factor para la rigidez del sistema de AMS, que nos sirva para lograr la máxima eficiencia del mismo. Este factor de para la rigidez se buscará en un rango de 0.5 - 2.0 de la rigidez inicial de la estructura.

Tabla 27: Desplazamientos para diversos factores de rigidez del AMS

Desplazamientos en Eje X y Eje Y (m)								
Nivel	$k_a = 0.5k_0$		$k_a = 0.6k_0$		$k_a = 0.7k_0$		$k_a = 0.8k_0$	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
1	0.0053	0.0100	0.0052	0.0098	0.0051	0.0095	0.0050	0.0091
2	0.0145	0.0230	0.0143	0.0225	0.0140	0.0217	0.0137	0.0209
3	0.0253	0.0362	0.0249	0.0352	0.0244	0.0341	0.0238	0.0328
4	0.0367	0.0492	0.0361	0.0479	0.0354	0.0462	0.0345	0.0444
5	0.0484	0.0620	0.0476	0.0603	0.0466	0.0582	0.0454	0.0559
6	0.0602	0.0747	0.0591	0.0726	0.0578	0.0700	0.0563	0.0671
7	0.0720	0.0873	0.0707	0.0848	0.0691	0.0816	0.0672	0.0781
8	0.0839	0.0997	0.0823	0.0968	0.0804	0.0930	0.0781	0.0889
9	0.0958	0.1122	0.0940	0.1088	0.0918	0.1045	0.0891	0.0997
10	0.1080	0.1249	0.1059	0.1210	0.1033	0.1160	0.1002	0.1105
11	0.1204	0.1384	0.1180	0.1339	0.1150	0.1282	0.1115	0.1220
12	0.1330	0.1527	0.1303	0.1476	0.1269	0.1412	0.1229	0.1341
13	0.1454	0.1666	0.1423	0.1609	0.1385	0.1538	0.1340	0.1458
14	0.1572	0.1793	0.1539	0.1731	0.1497	0.1652	0.1447	0.1564
15	0.1686	0.1910	0.1650	0.1843	0.1604	0.1758	0.1550	0.1663
16	0.1797	0.2023	0.1757	0.1950	0.1708	0.1858	0.1649	0.1756
17	0.1905	0.2131	0.1862	0.2054	0.1809	0.1956	0.1745	0.1846
18	0.2012	0.2237	0.1965	0.2155	0.1908	0.2050	0.1840	0.1933
19	0.2117	0.2343	0.2068	0.2255	0.2007	0.2144	0.1934	0.2020
20	0.2223	0.2448	0.2170	0.2355	0.2105	0.2237	0.2027	0.2105
21	0.2330	0.2554	0.2274	0.2456	0.2204	0.2331	0.2121	0.2192
22	0.2438	0.2664	0.2378	0.2560	0.2305	0.2428	0.2217	0.2281
23	0.2548	0.2780	0.2485	0.2670	0.2407	0.2530	0.2313	0.2374
24	0.2659	0.2900	0.2592	0.2784	0.2510	0.2636	0.2411	0.2471
25	0.2769	0.3016	0.2699	0.2894	0.2612	0.2739	0.2508	0.2565
26	0.2881	0.3134	0.2807	0.3006	0.2716	0.2843	0.2607	0.2661
27	0.2993	0.3246	0.2915	0.3112	0.2820	0.2941	0.2705	0.2751
28	0.3102	0.3351	0.3021	0.3211	0.2921	0.3033	0.2801	0.2836
29	0.3208	0.3450	0.3124	0.3305	0.3019	0.3122	0.2894	0.2916
30	0.3313	0.3547	0.3225	0.3397	0.3116	0.3207	0.2986	0.2995
31	0.3417	0.3643	0.3325	0.3488	0.3212	0.3292	0.3077	0.3073
32	0.3520	0.3739	0.3425	0.3579	0.3308	0.3376	0.3168	0.3151
33	0.3623	0.3836	0.3525	0.3671	0.3404	0.3463	0.3259	0.3230
34	0.3726	0.3936	0.3625	0.3766	0.3500	0.3551	0.3350	0.3311
35	0.3831	0.4040	0.3726	0.3865	0.3597	0.3643	0.3442	0.3397
36	0.3935	0.4148	0.3827	0.3967	0.3693	0.3739	0.3534	0.3485
37	0.4036	0.4253	0.3925	0.4067	0.3788	0.3832	0.3624	0.3572
38	0.4134	0.4349	0.4019	0.4159	0.3878	0.3918	0.3710	0.3652
39	0.4226	0.4436	0.4109	0.4241	0.3964	0.3996	0.3792	0.3724
40	0.4315	0.4515	0.4195	0.4316	0.4047	0.4066	0.3871	0.3790
41	0.4403	0.4594	0.4280	0.4391	0.4129	0.4137	0.3950	0.3856
42	0.4490	0.4669	0.4364	0.4463	0.4210	0.4204	0.4027	0.3919
43	0.4574	0.4742	0.4446	0.4533	0.4289	0.4270	0.4102	0.3981
44	0.4656	0.4813	0.4525	0.4600	0.4365	0.4334	0.4174	0.4041
45	0.4734	0.4883	0.4601	0.4667	0.4438	0.4396	0.4245	0.4100
46	0.4809	0.4950	0.4674	0.4731	0.4508	0.4457	0.4311	0.4157
47	0.4881	0.5017	0.4743	0.4794	0.4574	0.4517	0.4375	0.4213
48	0.4948	0.5079	0.4808	0.4853	0.4636	0.4572	0.4434	0.4265
49	0.5011	0.5138	0.4869	0.4909	0.4695	0.4624	0.4490	0.4314
50	0.5070	0.5189	0.4925	0.4956	0.4748	0.4668	0.4541	0.4355

Fuente: Propia

Tabla 28: Desplazamientos para diversos factores de rigidez del AMS

Desplazamientos en Eje X y Eje Y (m)								
Nivel	$k_a = 0.9k_0$		$k_a = 1.0k_0$		$k_a = 1.1k_0$		$k_a = 1.2k_0$	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
1	0.0049	0.0088	0.0047	0.0086	0.0046	0.0085	0.0045	0.0085
2	0.0134	0.0202	0.0130	0.0196	0.0127	0.0194	0.0124	0.0195
3	0.0232	0.0316	0.0225	0.0307	0.0219	0.0303	0.0214	0.0305
4	0.0335	0.0427	0.0325	0.0414	0.0316	0.0410	0.0309	0.0412
5	0.0440	0.0537	0.0426	0.0520	0.0414	0.0514	0.0405	0.0517
6	0.0546	0.0643	0.0528	0.0623	0.0512	0.0615	0.0500	0.0619
7	0.0651	0.0748	0.0629	0.0723	0.0609	0.0714	0.0594	0.0718
8	0.0755	0.0850	0.0729	0.0821	0.0705	0.0811	0.0688	0.0816
9	0.0860	0.0952	0.0829	0.0918	0.0802	0.0906	0.0781	0.0912
10	0.0966	0.1054	0.0930	0.1015	0.0898	0.1001	0.0873	0.1008
11	0.1074	0.1160	0.1032	0.1116	0.0995	0.1100	0.0967	0.1108
12	0.1183	0.1273	0.1136	0.1223	0.1094	0.1205	0.1062	0.1215
13	0.1289	0.1383	0.1236	0.1326	0.1189	0.1306	0.1153	0.1317
14	0.1391	0.1482	0.1332	0.1419	0.1280	0.1397	0.1241	0.1410
15	0.1488	0.1573	0.1424	0.1505	0.1367	0.1482	0.1324	0.1496
16	0.1581	0.1659	0.1512	0.1586	0.1450	0.1561	0.1403	0.1576
17	0.1672	0.1742	0.1598	0.1664	0.1531	0.1637	0.1480	0.1654
18	0.1762	0.1823	0.1681	0.1739	0.1609	0.1710	0.1555	0.1729
19	0.1850	0.1902	0.1764	0.1813	0.1687	0.1783	0.1628	0.1803
20	0.1938	0.1981	0.1846	0.1886	0.1764	0.1854	0.1701	0.1876
21	0.2026	0.2060	0.1929	0.1960	0.1841	0.1926	0.1775	0.1950
22	0.2116	0.2141	0.2012	0.2035	0.1919	0.2000	0.1848	0.2025
23	0.2206	0.2226	0.2096	0.2114	0.1998	0.2077	0.1923	0.2105
24	0.2298	0.2315	0.2181	0.2197	0.2077	0.2158	0.1998	0.2187
25	0.2389	0.2401	0.2266	0.2277	0.2156	0.2236	0.2073	0.2268
26	0.2481	0.2488	0.2352	0.2358	0.2237	0.2316	0.2149	0.2350
27	0.2573	0.2570	0.2438	0.2435	0.2317	0.2391	0.2225	0.2427
28	0.2663	0.2648	0.2522	0.2507	0.2395	0.2462	0.2299	0.2500
29	0.2751	0.2722	0.2603	0.2576	0.2471	0.2530	0.2371	0.2570
30	0.2837	0.2794	0.2684	0.2643	0.2546	0.2596	0.2443	0.2638
31	0.2923	0.2865	0.2763	0.2710	0.2621	0.2662	0.2514	0.2706
32	0.3008	0.2937	0.2843	0.2777	0.2695	0.2728	0.2585	0.2774
33	0.3093	0.3010	0.2923	0.2846	0.2770	0.2796	0.2656	0.2844
34	0.3179	0.3085	0.3003	0.2917	0.2846	0.2866	0.2728	0.2916
35	0.3265	0.3164	0.3084	0.2991	0.2922	0.2940	0.2801	0.2993
36	0.3352	0.3246	0.3165	0.3069	0.2999	0.3017	0.2875	0.3073
37	0.3437	0.3327	0.3245	0.3146	0.3074	0.3094	0.2947	0.3152
38	0.3518	0.3402	0.3322	0.3217	0.3147	0.3165	0.3018	0.3225
39	0.3596	0.3469	0.3395	0.3282	0.3217	0.3230	0.3085	0.3292
40	0.3670	0.3531	0.3465	0.3341	0.3284	0.3289	0.3149	0.3353
41	0.3745	0.3593	0.3536	0.3401	0.3351	0.3349	0.3214	0.3415
42	0.3818	0.3653	0.3605	0.3458	0.3417	0.3406	0.3279	0.3474
43	0.3889	0.3712	0.3673	0.3515	0.3482	0.3463	0.3342	0.3533
44	0.3958	0.3768	0.3738	0.3570	0.3545	0.3519	0.3403	0.3591
45	0.4025	0.3824	0.3802	0.3625	0.3606	0.3574	0.3463	0.3648
46	0.4089	0.3879	0.3862	0.3678	0.3665	0.3627	0.3520	0.3703
47	0.4149	0.3933	0.3920	0.3731	0.3720	0.3682	0.3575	0.3761
48	0.4205	0.3982	0.3974	0.3780	0.3772	0.3733	0.3627	0.3815
49	0.4258	0.4030	0.4024	0.3827	0.3821	0.3783	0.3675	0.3868
50	0.4306	0.4069	0.4070	0.3867	0.3866	0.3825	0.3720	0.3913

Fuente: Propia

Tabla 29: Desplazamientos para diversos factores de rigidez del AMS

Desplazamientos en Eje X y Eje Y (m)								
Nivel	$k_a = 1.3k_0$		$k_a = 1.4k_0$		$k_a = 1.5k_0$		$k_a = 1.6k_0$	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
1	0.0045	0.0086	0.0045	0.0088	0.0045	0.0089	0.0045	0.0091
2	0.0123	0.0198	0.0122	0.0201	0.0123	0.0205	0.0124	0.0208
3	0.0212	0.0309	0.0211	0.0314	0.0212	0.0320	0.0214	0.0325
4	0.0305	0.0418	0.0304	0.0426	0.0306	0.0434	0.0309	0.0441
5	0.0399	0.0525	0.0398	0.0535	0.0400	0.0545	0.0405	0.0555
6	0.0493	0.0628	0.0492	0.0641	0.0495	0.0654	0.0501	0.0667
7	0.0586	0.0731	0.0584	0.0746	0.0588	0.0762	0.0596	0.0777
8	0.0678	0.0830	0.0676	0.0849	0.0680	0.0868	0.0689	0.0885
9	0.0769	0.0929	0.0766	0.0951	0.0772	0.0973	0.0783	0.0993
10	0.0860	0.1028	0.0857	0.1053	0.0864	0.1078	0.0877	0.1102
11	0.0952	0.1131	0.0949	0.1160	0.0957	0.1190	0.0972	0.1217
12	0.1044	0.1241	0.1041	0.1274	0.1050	0.1308	0.1067	0.1339
13	0.1134	0.1347	0.1130	0.1384	0.1140	0.1422	0.1160	0.1457
14	0.1219	0.1443	0.1215	0.1484	0.1227	0.1526	0.1248	0.1565
15	0.1300	0.1532	0.1296	0.1577	0.1309	0.1622	0.1333	0.1664
16	0.1377	0.1616	0.1373	0.1664	0.1387	0.1714	0.1413	0.1759
17	0.1452	0.1696	0.1448	0.1749	0.1463	0.1802	0.1492	0.1851
18	0.1525	0.1774	0.1520	0.1831	0.1537	0.1888	0.1568	0.1940
19	0.1597	0.1852	0.1592	0.1912	0.1610	0.1973	0.1644	0.2028
20	0.1667	0.1928	0.1663	0.1992	0.1683	0.2057	0.1719	0.2116
21	0.1739	0.2005	0.1734	0.2074	0.1755	0.2143	0.1794	0.2206
22	0.1810	0.2085	0.1805	0.2158	0.1828	0.2231	0.1870	0.2298
23	0.1883	0.2168	0.1878	0.2246	0.1902	0.2324	0.1947	0.2395
24	0.1956	0.2255	0.1951	0.2338	0.1977	0.2421	0.2025	0.2496
25	0.2028	0.2340	0.2024	0.2428	0.2052	0.2515	0.2103	0.2595
26	0.2102	0.2426	0.2098	0.2519	0.2128	0.2611	0.2182	0.2695
27	0.2176	0.2507	0.2172	0.2605	0.2204	0.2702	0.2261	0.2789
28	0.2248	0.2584	0.2244	0.2686	0.2278	0.2787	0.2338	0.2879
29	0.2319	0.2658	0.2315	0.2764	0.2351	0.2869	0.2413	0.2964
30	0.2388	0.2729	0.2384	0.2839	0.2422	0.2948	0.2488	0.3047
31	0.2458	0.2801	0.2454	0.2915	0.2494	0.3028	0.2562	0.3130
32	0.2527	0.2872	0.2524	0.2991	0.2565	0.3107	0.2637	0.3213
33	0.2597	0.2946	0.2594	0.3068	0.2637	0.3189	0.2712	0.3298
34	0.2667	0.3022	0.2665	0.3148	0.2710	0.3273	0.2788	0.3385
35	0.2739	0.3102	0.2737	0.3233	0.2785	0.3362	0.2865	0.3478
36	0.2811	0.3187	0.2810	0.3322	0.2859	0.3455	0.2943	0.3575
37	0.2883	0.3270	0.2882	0.3410	0.2934	0.3547	0.3020	0.3670
38	0.2952	0.3347	0.2952	0.3490	0.3005	0.3631	0.3094	0.3757
39	0.3018	0.3417	0.3019	0.3563	0.3074	0.3707	0.3166	0.3836
40	0.3082	0.3480	0.3083	0.3630	0.3140	0.3777	0.3234	0.3909
41	0.3146	0.3545	0.3148	0.3698	0.3207	0.3848	0.3304	0.3982
42	0.3210	0.3608	0.3213	0.3763	0.3273	0.3915	0.3373	0.4052
43	0.3273	0.3669	0.3277	0.3828	0.3339	0.3983	0.3440	0.4121
44	0.3334	0.3729	0.3339	0.3890	0.3403	0.4048	0.3507	0.4188
45	0.3394	0.3789	0.3399	0.3953	0.3465	0.4112	0.3571	0.4255
46	0.3451	0.3847	0.3458	0.4014	0.3525	0.4176	0.3634	0.4321
47	0.3506	0.3907	0.3514	0.4077	0.3584	0.4242	0.3695	0.4389
48	0.3558	0.3966	0.3568	0.4139	0.3640	0.4306	0.3753	0.4455
49	0.3607	0.4022	0.3618	0.4198	0.3692	0.4368	0.3808	0.4519
50	0.3652	0.4070	0.3665	0.4250	0.3741	0.4422	0.3859	0.4576

Fuente: Propia

Tabla 30: Desplazamientos para diversos factores de rigidez del AMS

Desplazamientos en Eje X y Eje Y (m)								
Nivel	$k_a = 1.7k_0$		$k_a = 1.8k_0$		$k_a = 1.9k_0$		$k_a = 2.0k_0$	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
1	0.0046	0.0092	0.0046	0.0093	0.0047	0.0094	0.0048	0.0095
2	0.0126	0.0211	0.0127	0.0213	0.0129	0.0215	0.0131	0.0217
3	0.0217	0.0330	0.0221	0.0334	0.0224	0.0338	0.0227	0.0340
4	0.0314	0.0448	0.0318	0.0453	0.0323	0.0458	0.0328	0.0462
5	0.0411	0.0564	0.0418	0.0571	0.0424	0.0577	0.0430	0.0583
6	0.0508	0.0677	0.0517	0.0687	0.0526	0.0694	0.0533	0.0701
7	0.0605	0.0790	0.0616	0.0801	0.0627	0.0810	0.0636	0.0818
8	0.0701	0.0900	0.0714	0.0913	0.0727	0.0925	0.0739	0.0934
9	0.0797	0.1011	0.0813	0.1026	0.0828	0.1039	0.0842	0.1050
10	0.0893	0.1123	0.0912	0.1140	0.0929	0.1155	0.0945	0.1168
11	0.0991	0.1241	0.1012	0.1261	0.1033	0.1278	0.1051	0.1293
12	0.1089	0.1366	0.1113	0.1389	0.1137	0.1409	0.1158	0.1426
13	0.1184	0.1487	0.1212	0.1513	0.1238	0.1536	0.1262	0.1555
14	0.1276	0.1598	0.1306	0.1627	0.1335	0.1651	0.1362	0.1672
15	0.1363	0.1701	0.1396	0.1732	0.1428	0.1759	0.1457	0.1781
16	0.1447	0.1799	0.1483	0.1832	0.1518	0.1861	0.1550	0.1886
17	0.1528	0.1893	0.1567	0.1929	0.1606	0.1960	0.1640	0.1987
18	0.1607	0.1985	0.1650	0.2024	0.1691	0.2057	0.1728	0.2085
19	0.1686	0.2077	0.1732	0.2118	0.1776	0.2153	0.1816	0.2183
20	0.1764	0.2168	0.1813	0.2212	0.1861	0.2249	0.1903	0.2281
21	0.1842	0.2260	0.1895	0.2307	0.1946	0.2347	0.1991	0.2381
22	0.1922	0.2356	0.1978	0.2405	0.2032	0.2448	0.2081	0.2483
23	0.2002	0.2457	0.2063	0.2509	0.2120	0.2554	0.2172	0.2592
24	0.2084	0.2562	0.2148	0.2617	0.2209	0.2665	0.2264	0.2705
25	0.2165	0.2664	0.2232	0.2722	0.2297	0.2773	0.2355	0.2815
26	0.2248	0.2767	0.2319	0.2829	0.2388	0.2882	0.2448	0.2927
27	0.2330	0.2865	0.2406	0.2930	0.2477	0.2985	0.2542	0.3032
28	0.2411	0.2958	0.2490	0.3025	0.2566	0.3083	0.2633	0.3132
29	0.2490	0.3046	0.2573	0.3116	0.2652	0.3176	0.2722	0.3227
30	0.2568	0.3132	0.2655	0.3205	0.2737	0.3267	0.2810	0.3319
31	0.2646	0.3218	0.2736	0.3293	0.2822	0.3357	0.2898	0.3411
32	0.2724	0.3304	0.2817	0.3381	0.2906	0.3447	0.2985	0.3503
33	0.2802	0.3392	0.2899	0.3472	0.2992	0.3540	0.3074	0.3597
34	0.2882	0.3482	0.2982	0.3565	0.3078	0.3635	0.3163	0.3694
35	0.2963	0.3578	0.3067	0.3663	0.3165	0.3735	0.3253	0.3796
36	0.3044	0.3678	0.3151	0.3765	0.3253	0.3840	0.3344	0.3903
37	0.3124	0.3776	0.3235	0.3866	0.3340	0.3942	0.3433	0.4007
38	0.3201	0.3866	0.3315	0.3958	0.3423	0.4037	0.3519	0.4103
39	0.3275	0.3948	0.3392	0.4041	0.3503	0.4121	0.3601	0.4189
40	0.3347	0.4022	0.3467	0.4117	0.3580	0.4199	0.3680	0.4267
41	0.3419	0.4097	0.3541	0.4194	0.3657	0.4277	0.3759	0.4347
42	0.3490	0.4169	0.3615	0.4268	0.3734	0.4352	0.3838	0.4423
43	0.3561	0.4240	0.3688	0.4341	0.3809	0.4426	0.3915	0.4498
44	0.3629	0.4309	0.3759	0.4411	0.3882	0.4497	0.3991	0.4570
45	0.3697	0.4377	0.3829	0.4481	0.3954	0.4568	0.4064	0.4642
46	0.3762	0.4445	0.3896	0.4549	0.4023	0.4638	0.4135	0.4713
47	0.3825	0.4515	0.3962	0.4621	0.4091	0.4711	0.4205	0.4786
48	0.3885	0.4583	0.4025	0.4690	0.4156	0.4782	0.4271	0.4858
49	0.3943	0.4649	0.4085	0.4758	0.4218	0.4850	0.4335	0.4927
50	0.3996	0.4707	0.4140	0.4817	0.4275	0.4910	0.4394	0.4988

Fuente: Propia

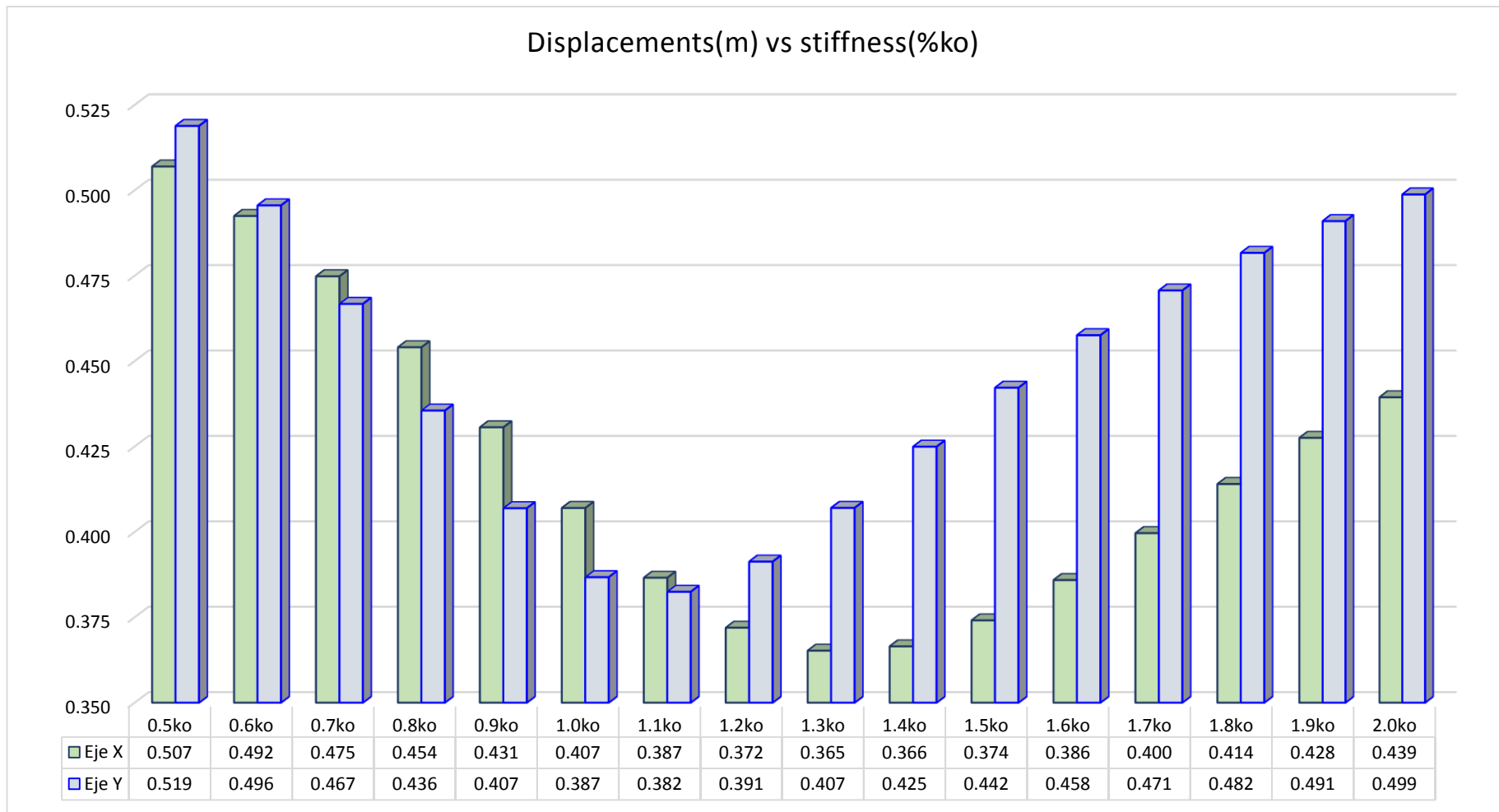


Gráfico 5: Gráfico de barras de desplazamientos en el piso 50 del edificio para diversos factores de rigidez del AMS

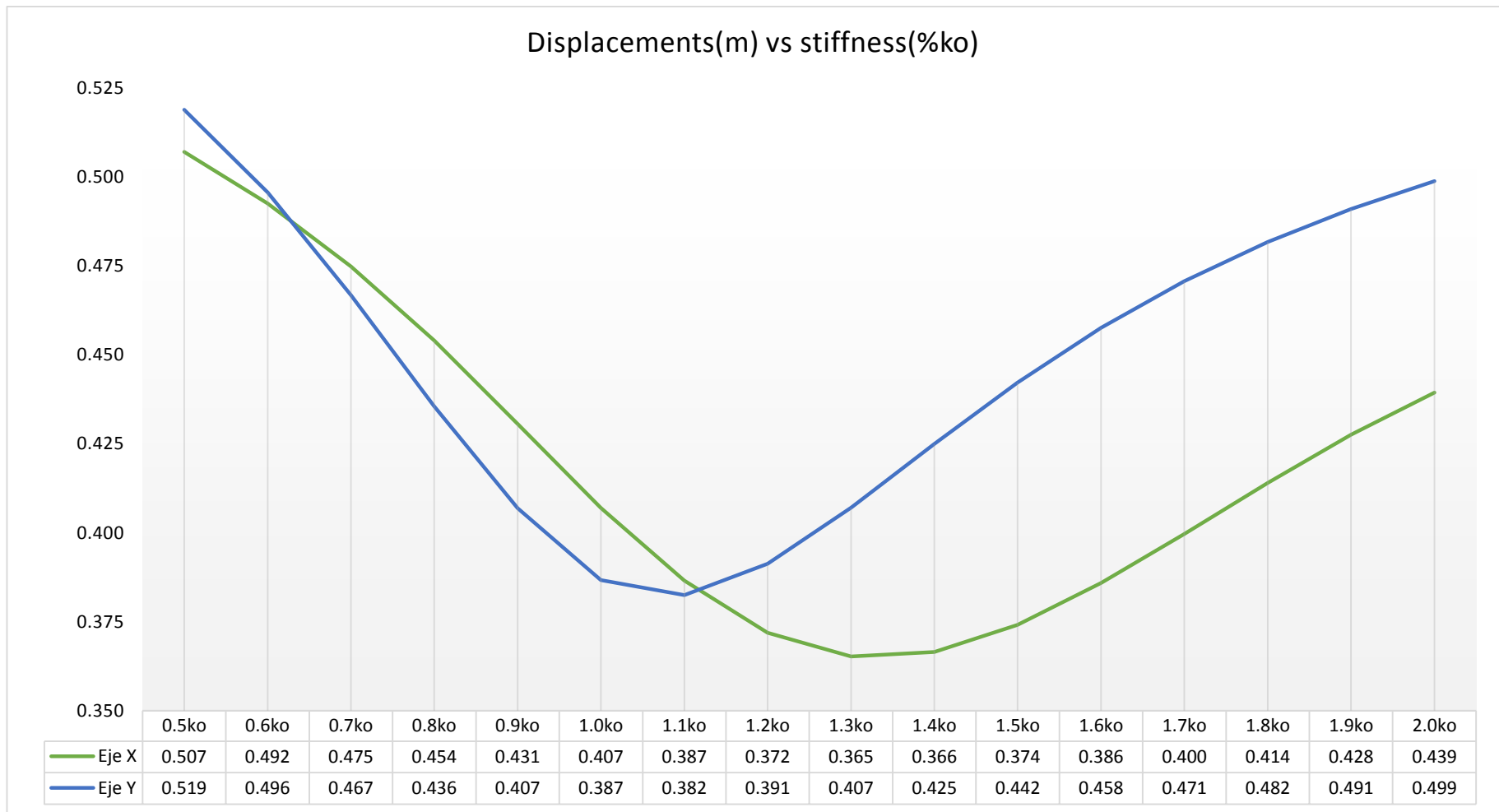


Gráfico 6: Líneas de tendencia de desplazamientos en el piso 50 del edificio para diversos factores de rigidez del AMS

Según los datos obtenidos, se puede observar en los gráficos que el menor desplazamiento del edificio en el Eje X, se logra multiplicando por un factor de 1.3 a la rigidez del sistema, mientras que para el Eje Y, el menor desplazamiento resulta de multiplicar por un factor de 1.1 al sistema del AMS. Debido a que los factores para disminuir la amplitud del edificio en ambos ejes resultan ser distintos, resulta conveniente elegir el factor de 1.1, ya que el desplazamiento para el Eje Y es de 0.382 m. siendo este el mínimo y para el Eje X, es de 0.387 m. siendo este uno de los más pequeños. Por otro lado, los desplazamientos de ambos ejes son muy cercanos durante la excitación sísmica, esto resulta conveniente, ya que se evita la torsión en la estructura.

III.2.2.3 Diferentes ubicaciones para 2 AMS

En 1994 Igusa y Xu, propusieron el uso de múltiples AMS en vez de un solo amortiguador, debido a su alta sensibilidad a la frecuencia de sintonización o la variación de la relación de amortiguamiento.

Por lo tanto, una vez determinada tanto la masa óptima como el factor de rigidez para el sistema del AMS, se propondrá el uso de 2 AMS con la misma masa en vez de un solo amortiguador, permaneciendo uno de ellos en el último nivel de la edificación mientras que el segundo amortiguador variará de ubicación cada 5 pisos, desde el piso 5 - 50.

Tabla 31: Desplazamientos para 2 masas de AMS en distintos niveles

Desplazamientos en Eje X y Eje Y (m)								
Nivel	$M_a = m_{p50}$		$M_a = m_{p50} + m_{p5}$		$M_a = m_{p50} + m_{p10}$		$M_a = m_{p50} + m_{p15}$	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
1	0.0046	0.0085	0.0045	0.0087	0.0044	0.0087	0.0044	0.0086
2	0.0127	0.0194	0.0122	0.0197	0.0121	0.0196	0.0120	0.0195
3	0.0219	0.0303	0.0211	0.0306	0.0208	0.0305	0.0207	0.0303
4	0.0316	0.0410	0.0305	0.0413	0.0300	0.0411	0.0299	0.0409
5	0.0414	0.0514	0.0399	0.0517	0.0392	0.0515	0.0391	0.0512
6	0.0512	0.0615	0.0492	0.0618	0.0484	0.0616	0.0482	0.0612
7	0.0609	0.0714	0.0585	0.0717	0.0575	0.0715	0.0572	0.0711
8	0.0705	0.0811	0.0676	0.0813	0.0664	0.0811	0.0661	0.0806
9	0.0802	0.0906	0.0767	0.0908	0.0753	0.0907	0.0749	0.0901
10	0.0898	0.1001	0.0857	0.1003	0.0841	0.1002	0.0837	0.0995
11	0.0995	0.1100	0.0948	0.1101	0.0930	0.1100	0.0925	0.1094
12	0.1094	0.1205	0.1040	0.1206	0.1019	0.1204	0.1014	0.1198
13	0.1189	0.1306	0.1129	0.1308	0.1106	0.1305	0.1100	0.1299
14	0.1280	0.1397	0.1214	0.1399	0.1188	0.1396	0.1182	0.1390
15	0.1367	0.1482	0.1294	0.1483	0.1265	0.1480	0.1259	0.1474
16	0.1450	0.1561	0.1371	0.1562	0.1339	0.1559	0.1332	0.1552
17	0.1531	0.1637	0.1445	0.1638	0.1411	0.1635	0.1403	0.1627
18	0.1609	0.1710	0.1517	0.1712	0.1480	0.1708	0.1472	0.1700
19	0.1687	0.1783	0.1588	0.1784	0.1548	0.1780	0.1539	0.1771
20	0.1764	0.1854	0.1658	0.1855	0.1616	0.1851	0.1606	0.1841
21	0.1841	0.1926	0.1728	0.1927	0.1683	0.1922	0.1673	0.1912
22	0.1919	0.2000	0.1798	0.2001	0.1750	0.1995	0.1739	0.1985
23	0.1998	0.2077	0.1870	0.2079	0.1819	0.2073	0.1807	0.2061
24	0.2077	0.2158	0.1942	0.2159	0.1888	0.2153	0.1875	0.2140
25	0.2156	0.2236	0.2013	0.2237	0.1956	0.2231	0.1943	0.2218
26	0.2237	0.2316	0.2086	0.2317	0.2026	0.2310	0.2012	0.2296
27	0.2317	0.2391	0.2159	0.2392	0.2096	0.2385	0.2081	0.2370
28	0.2395	0.2462	0.2230	0.2463	0.2163	0.2455	0.2148	0.2440
29	0.2471	0.2530	0.2299	0.2531	0.2230	0.2522	0.2214	0.2506
30	0.2546	0.2596	0.2367	0.2597	0.2295	0.2588	0.2279	0.2571
31	0.2621	0.2662	0.2435	0.2663	0.2361	0.2653	0.2343	0.2636
32	0.2695	0.2728	0.2503	0.2729	0.2426	0.2719	0.2408	0.2701
33	0.2770	0.2796	0.2572	0.2797	0.2492	0.2786	0.2473	0.2768
34	0.2846	0.2866	0.2641	0.2866	0.2558	0.2856	0.2539	0.2836
35	0.2922	0.2940	0.2712	0.2940	0.2626	0.2929	0.2606	0.2909
36	0.2999	0.3017	0.2782	0.3018	0.2694	0.3006	0.2673	0.2985
37	0.3074	0.3094	0.2853	0.3095	0.2762	0.3082	0.2740	0.3061
38	0.3147	0.3165	0.2920	0.3165	0.2828	0.3153	0.2805	0.3130
39	0.3217	0.3230	0.2985	0.3230	0.2891	0.3217	0.2868	0.3194
40	0.3284	0.3289	0.3048	0.3289	0.2951	0.3275	0.2928	0.3252
41	0.3351	0.3349	0.3111	0.3348	0.3013	0.3335	0.2989	0.3311
42	0.3417	0.3406	0.3174	0.3406	0.3074	0.3392	0.3049	0.3367
43	0.3482	0.3463	0.3235	0.3463	0.3134	0.3448	0.3109	0.3424
44	0.3545	0.3519	0.3295	0.3518	0.3192	0.3503	0.3167	0.3478
45	0.3606	0.3574	0.3353	0.3573	0.3249	0.3558	0.3223	0.3532
46	0.3665	0.3627	0.3409	0.3626	0.3304	0.3611	0.3277	0.3585
47	0.3720	0.3682	0.3463	0.3681	0.3356	0.3665	0.3330	0.3639
48	0.3772	0.3733	0.3513	0.3732	0.3406	0.3716	0.3379	0.3690
49	0.3821	0.3783	0.3560	0.3781	0.3452	0.3765	0.3425	0.3739
50	0.3866	0.3825	0.3604	0.3823	0.3495	0.3807	0.3468	0.3781

Fuente: Propia

Tabla 32: Desplazamientos para 2 masas de AMS en distintos niveles

Desplazamientos en Eje X y Eje Y (m)								
Nivel	$M_a = m_{p50} + m_{p20}$		$M_a = m_{p50} + m_{p25}$		$M_a = m_{p50} + m_{p30}$		$M_a = m_{p50} + m_{p35}$	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
1	0.0044	0.0086	0.0044	0.0086	0.0044	0.0085	0.0044	0.0085
2	0.0120	0.0195	0.0120	0.0194	0.0120	0.0193	0.0119	0.0193
3	0.0207	0.0302	0.0207	0.0301	0.0206	0.0300	0.0206	0.0299
4	0.0298	0.0407	0.0297	0.0406	0.0297	0.0405	0.0296	0.0403
5	0.0390	0.0510	0.0389	0.0509	0.0388	0.0507	0.0387	0.0505
6	0.0481	0.0610	0.0480	0.0608	0.0479	0.0606	0.0477	0.0604
7	0.0571	0.0708	0.0569	0.0705	0.0568	0.0703	0.0567	0.0700
8	0.0659	0.0803	0.0658	0.0800	0.0656	0.0797	0.0654	0.0794
9	0.0747	0.0897	0.0745	0.0893	0.0743	0.0890	0.0741	0.0886
10	0.0834	0.0991	0.0832	0.0986	0.0830	0.0983	0.0827	0.0978
11	0.0922	0.1088	0.0920	0.1083	0.0917	0.1079	0.0914	0.1074
12	0.1011	0.1192	0.1008	0.1186	0.1005	0.1181	0.1001	0.1175
13	0.1096	0.1292	0.1093	0.1285	0.1089	0.1279	0.1085	0.1273
14	0.1178	0.1382	0.1174	0.1375	0.1170	0.1368	0.1165	0.1361
15	0.1254	0.1465	0.1250	0.1457	0.1246	0.1450	0.1240	0.1442
16	0.1328	0.1544	0.1323	0.1535	0.1318	0.1527	0.1312	0.1518
17	0.1399	0.1619	0.1394	0.1609	0.1388	0.1600	0.1381	0.1591
18	0.1467	0.1691	0.1462	0.1681	0.1456	0.1671	0.1448	0.1661
19	0.1535	0.1763	0.1529	0.1752	0.1522	0.1741	0.1514	0.1731
20	0.1601	0.1834	0.1595	0.1821	0.1587	0.1810	0.1579	0.1799
21	0.1667	0.1904	0.1661	0.1892	0.1653	0.1880	0.1644	0.1868
22	0.1734	0.1976	0.1727	0.1963	0.1718	0.1951	0.1709	0.1938
23	0.1801	0.2051	0.1794	0.2039	0.1785	0.2026	0.1775	0.2012
24	0.1869	0.2130	0.1862	0.2118	0.1852	0.2103	0.1841	0.2089
25	0.1936	0.2206	0.1929	0.2195	0.1918	0.2179	0.1907	0.2164
26	0.2005	0.2284	0.1997	0.2271	0.1987	0.2256	0.1974	0.2240
27	0.2073	0.2357	0.2065	0.2344	0.2054	0.2329	0.2041	0.2312
28	0.2140	0.2426	0.2131	0.2412	0.2120	0.2398	0.2107	0.2380
29	0.2205	0.2492	0.2196	0.2477	0.2185	0.2463	0.2171	0.2446
30	0.2270	0.2556	0.2260	0.2541	0.2248	0.2527	0.2234	0.2509
31	0.2334	0.2621	0.2324	0.2604	0.2312	0.2590	0.2297	0.2573
32	0.2398	0.2685	0.2387	0.2668	0.2375	0.2654	0.2360	0.2637
33	0.2463	0.2751	0.2451	0.2734	0.2439	0.2719	0.2424	0.2703
34	0.2528	0.2819	0.2517	0.2801	0.2504	0.2786	0.2489	0.2771
35	0.2595	0.2891	0.2583	0.2873	0.2569	0.2857	0.2555	0.2843
36	0.2662	0.2967	0.2650	0.2948	0.2636	0.2932	0.2621	0.2917
37	0.2729	0.3042	0.2716	0.3023	0.2702	0.3006	0.2687	0.2991
38	0.2793	0.3111	0.2780	0.3092	0.2766	0.3075	0.2751	0.3060
39	0.2855	0.3174	0.2842	0.3154	0.2828	0.3137	0.2812	0.3122
40	0.2915	0.3232	0.2902	0.3212	0.2887	0.3195	0.2871	0.3179
41	0.2976	0.3290	0.2962	0.3270	0.2948	0.3253	0.2931	0.3238
42	0.3036	0.3347	0.3022	0.3326	0.3007	0.3309	0.2991	0.3294
43	0.3095	0.3403	0.3081	0.3382	0.3066	0.3365	0.3050	0.3350
44	0.3153	0.3457	0.3139	0.3436	0.3124	0.3419	0.3107	0.3404
45	0.3209	0.3511	0.3195	0.3490	0.3180	0.3473	0.3164	0.3458
46	0.3263	0.3564	0.3249	0.3543	0.3234	0.3526	0.3218	0.3511
47	0.3316	0.3618	0.3302	0.3597	0.3286	0.3580	0.3270	0.3565
48	0.3365	0.3669	0.3351	0.3648	0.3335	0.3632	0.3319	0.3616
49	0.3411	0.3718	0.3397	0.3698	0.3382	0.3681	0.3365	0.3665
50	0.3453	0.3760	0.3439	0.3740	0.3424	0.3723	0.3407	0.3708

Fuente: Propia

Tabla 33: Desplazamientos para 2 masas de AMS en distintos niveles

Desplazamientos en Eje X y Eje Y (m)						
Nivel	$M_a = m_{p50} + m_{p40}$		$M_a = m_{p50} + m_{p45}$		$M_a = m_{p50} + m_{p50}$	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
1	0.0043	0.0085	0.0043	0.0085	0.0044	0.0084
2	0.0119	0.0192	0.0118	0.0191	0.0119	0.0189
3	0.0205	0.0298	0.0204	0.0297	0.0205	0.0293
4	0.0295	0.0401	0.0294	0.0400	0.0294	0.0395
5	0.0385	0.0502	0.0384	0.0500	0.0384	0.0495
6	0.0475	0.0601	0.0474	0.0597	0.0474	0.0592
7	0.0564	0.0696	0.0562	0.0693	0.0562	0.0686
8	0.0651	0.0789	0.0649	0.0785	0.0648	0.0778
9	0.0737	0.0881	0.0734	0.0876	0.0734	0.0869
10	0.0823	0.0972	0.0820	0.0966	0.0819	0.0958
11	0.0909	0.1067	0.0906	0.1061	0.0905	0.1052
12	0.0995	0.1168	0.0991	0.1160	0.0991	0.1151
13	0.1079	0.1265	0.1075	0.1257	0.1074	0.1246
14	0.1159	0.1352	0.1154	0.1344	0.1153	0.1332
15	0.1234	0.1433	0.1228	0.1424	0.1227	0.1412
16	0.1305	0.1508	0.1300	0.1499	0.1299	0.1486
17	0.1374	0.1580	0.1368	0.1571	0.1367	0.1557
18	0.1440	0.1650	0.1434	0.1640	0.1433	0.1626
19	0.1505	0.1719	0.1499	0.1708	0.1498	0.1694
20	0.1570	0.1787	0.1564	0.1776	0.1562	0.1761
21	0.1634	0.1855	0.1628	0.1844	0.1626	0.1828
22	0.1698	0.1925	0.1692	0.1913	0.1691	0.1897
23	0.1764	0.1998	0.1757	0.1986	0.1756	0.1970
24	0.1830	0.2074	0.1823	0.2062	0.1821	0.2045
25	0.1895	0.2149	0.1888	0.2136	0.1887	0.2119
26	0.1962	0.2225	0.1955	0.2211	0.1953	0.2194
27	0.2028	0.2297	0.2021	0.2283	0.2020	0.2265
28	0.2093	0.2364	0.2086	0.2350	0.2084	0.2331
29	0.2157	0.2429	0.2149	0.2414	0.2148	0.2395
30	0.2220	0.2492	0.2212	0.2477	0.2210	0.2458
31	0.2282	0.2555	0.2274	0.2540	0.2272	0.2520
32	0.2345	0.2618	0.2337	0.2603	0.2335	0.2583
33	0.2408	0.2684	0.2400	0.2669	0.2398	0.2648
34	0.2473	0.2752	0.2464	0.2736	0.2462	0.2714
35	0.2538	0.2824	0.2529	0.2807	0.2527	0.2785
36	0.2605	0.2899	0.2595	0.2882	0.2593	0.2860
37	0.2671	0.2974	0.2661	0.2957	0.2658	0.2934
38	0.2735	0.3044	0.2725	0.3026	0.2722	0.3002
39	0.2796	0.3107	0.2786	0.3088	0.2782	0.3065
40	0.2855	0.3165	0.2845	0.3146	0.2841	0.3122
41	0.2915	0.3223	0.2905	0.3205	0.2901	0.3181
42	0.2975	0.3279	0.2964	0.3262	0.2960	0.3237
43	0.3033	0.3334	0.3023	0.3319	0.3018	0.3293
44	0.3091	0.3388	0.3080	0.3374	0.3075	0.3347
45	0.3147	0.3442	0.3136	0.3429	0.3131	0.3402
46	0.3200	0.3495	0.3190	0.3481	0.3185	0.3455
47	0.3252	0.3549	0.3242	0.3535	0.3236	0.3510
48	0.3301	0.3601	0.3290	0.3586	0.3285	0.3563
49	0.3347	0.3650	0.3336	0.3635	0.3331	0.3614
50	0.3390	0.3693	0.3379	0.3677	0.3374	0.3658

Fuente: Propia

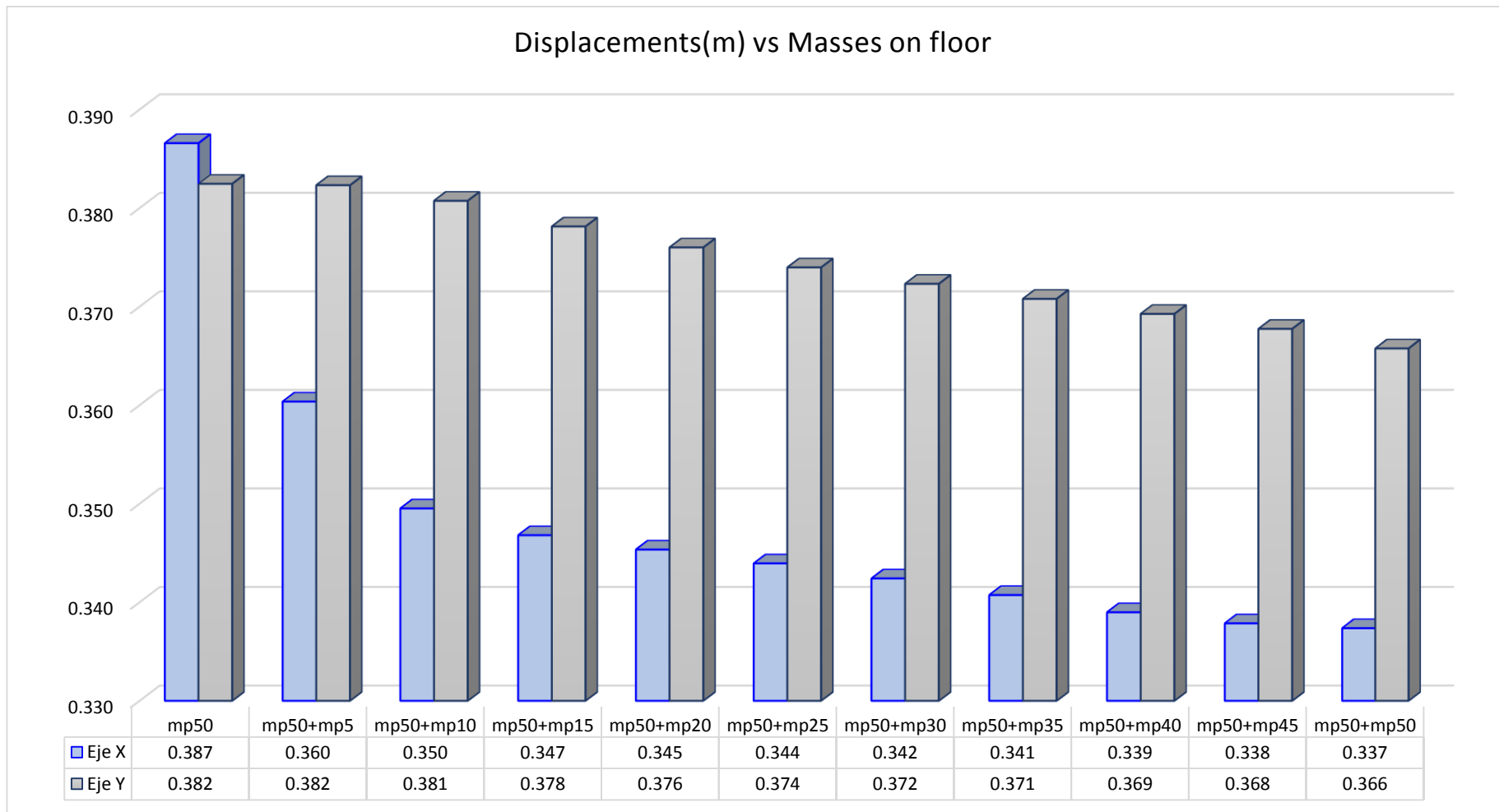


Gráfico 7: Gráfico de barras de desplazamientos en el piso 50 del edificio para 2 masas de AMS en distintos niveles

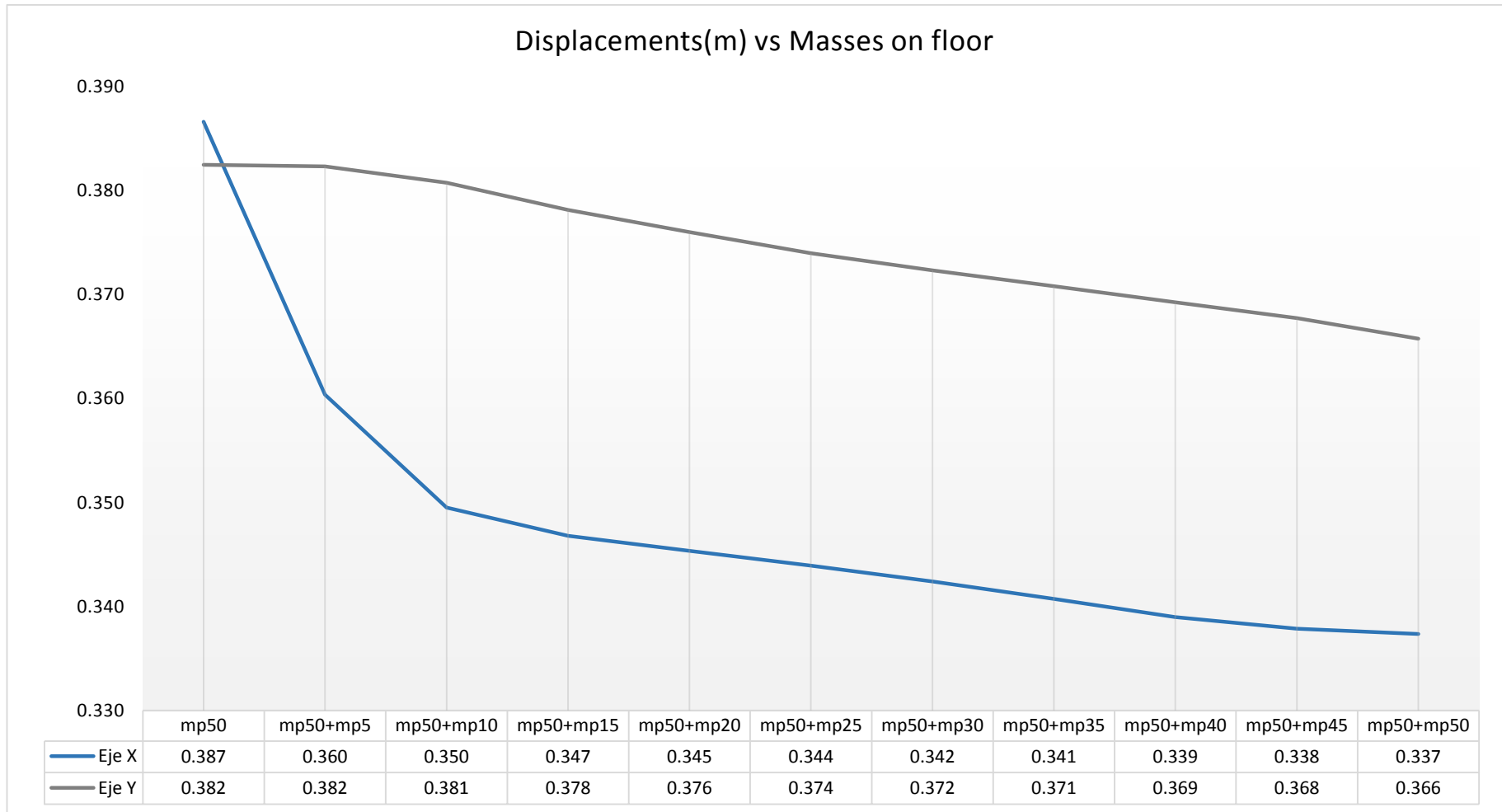


Gráfico 8: Líneas de tendencia de desplazamientos en el piso 50 del edificio para 2 masas de AMS en distintos niveles

Según los datos obtenidos, se puede observar en los Gráficos 7 y 8 que los desplazamientos tanto para Eje X como para el Eje Y disminuyen conforme el segundo AMS se acerca al último nivel de la estructura.

Por otro lado, se observa que el comportamiento de 2 AMS con la misma masa es más satisfactorio debido a que son menos sensibles a las incertidumbres en los parámetros del sistema.

De acuerdo a los resultados de la investigación, se concluye que la masa efectiva del AMS resulta ser de 1.5% de la masa total de la estructura. Por otro lado, resulta conveniente que se multiplique por 1.1 a la rigidez hallada por las fórmulas anteriormente indicadas en el capítulo III.2.2. Para finalizar, se puede disminuir aún más la magnitud de los desplazamientos añadiendo un segundo AMS en el último nivel al edificio. Esto se ve reflejado en el gráfico 9 mostrado a continuación.

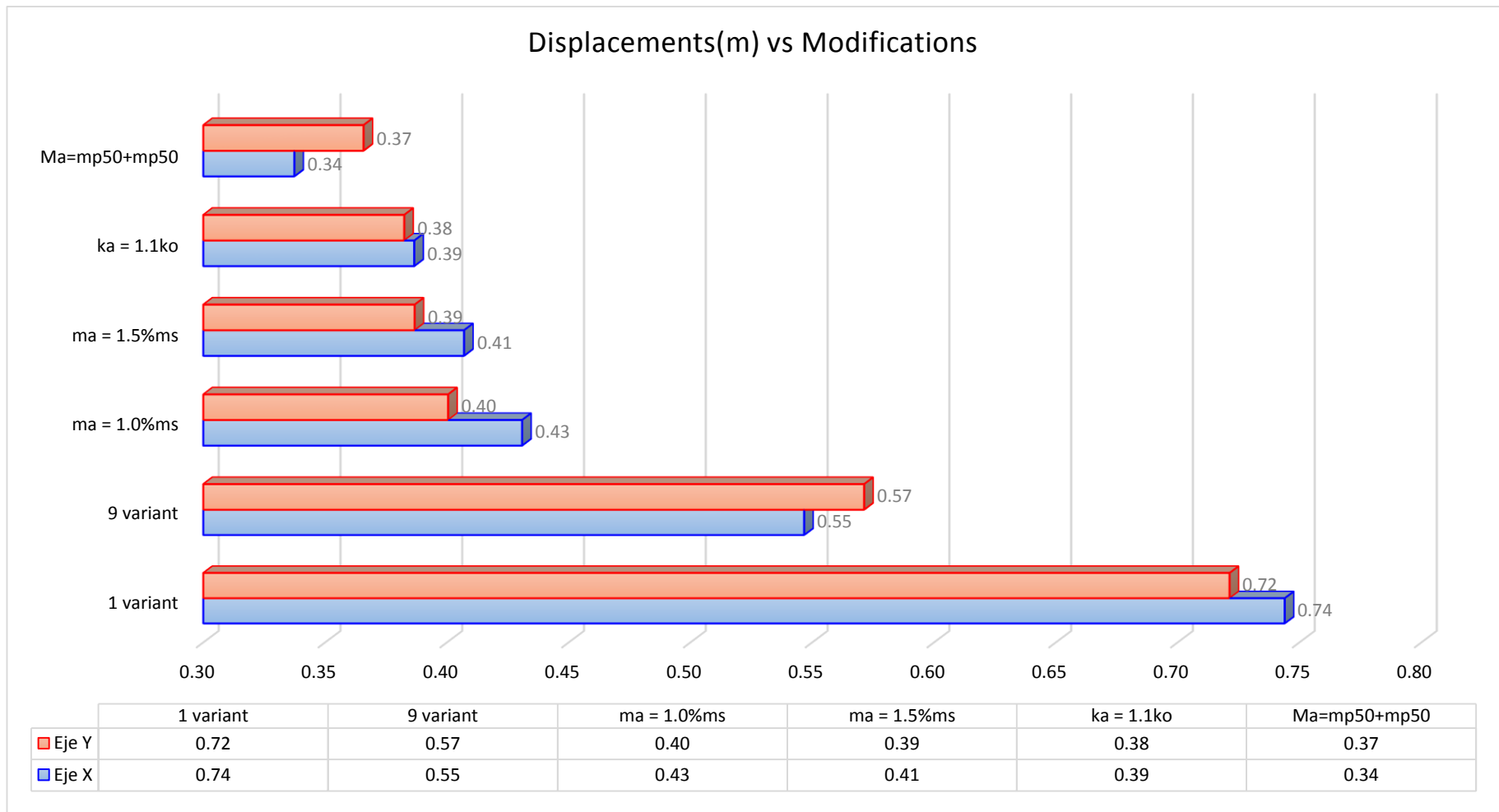


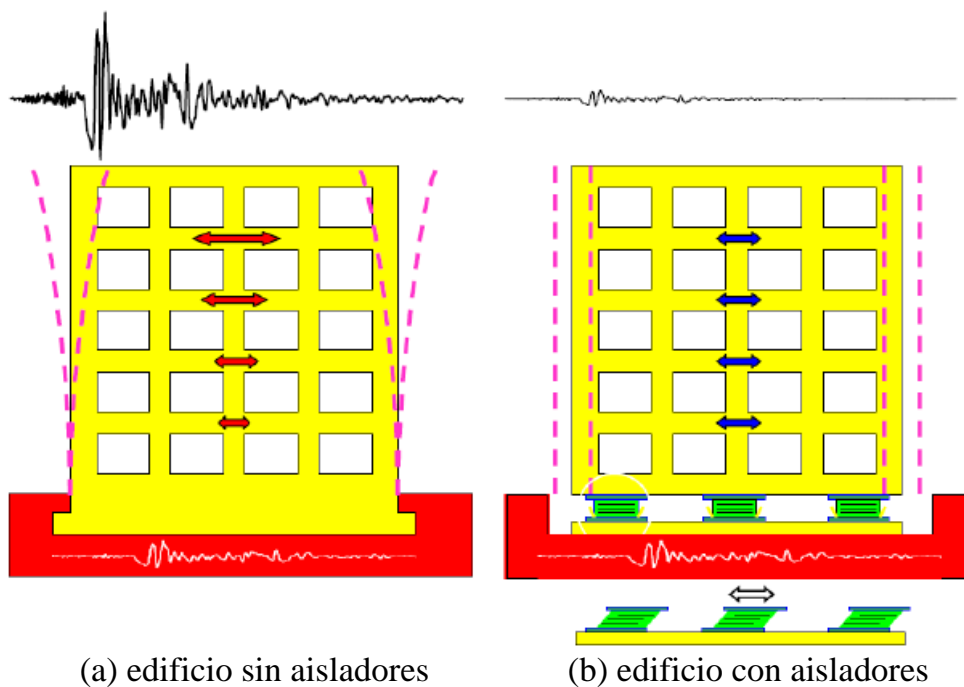
Gráfico 9: Gráfico comparativo de reducción de desplazamientos en el piso 50 mejorando con las nuevas características del AMS

Se puede observar en el Gráfico 9 la forma en que la deformación de la edificación va mermando conforme se modifica la estructuración y se añade el AMS con sus características iniciales modificadas. Este proceso evolutivo de la edificación con su consiguiente disminución de desplazamientos, se procederá a describir en las conclusiones.

III.2.3 Sistema de Aisladores Sísmicos de Base

El concepto detrás del aislamiento sísmico es muy simple, se busca el desacoplamiento de la superestructura de su cimentación a través de elementos de filtro de baja frecuencia denominados aisladores sísmicos. Los aisladores sísmicos son elementos lateralmente flexibles y al mismo tiempo son capaces de soportar las cargas verticales de la estructura. Dado que los aisladores son más flexibles que la estructura, la mayor parte de los movimientos laterales se producen en los aisladores. Como resultado, la estructura aislada experimenta menos movimiento y una considerable reducción de las fuerzas sísmicas.

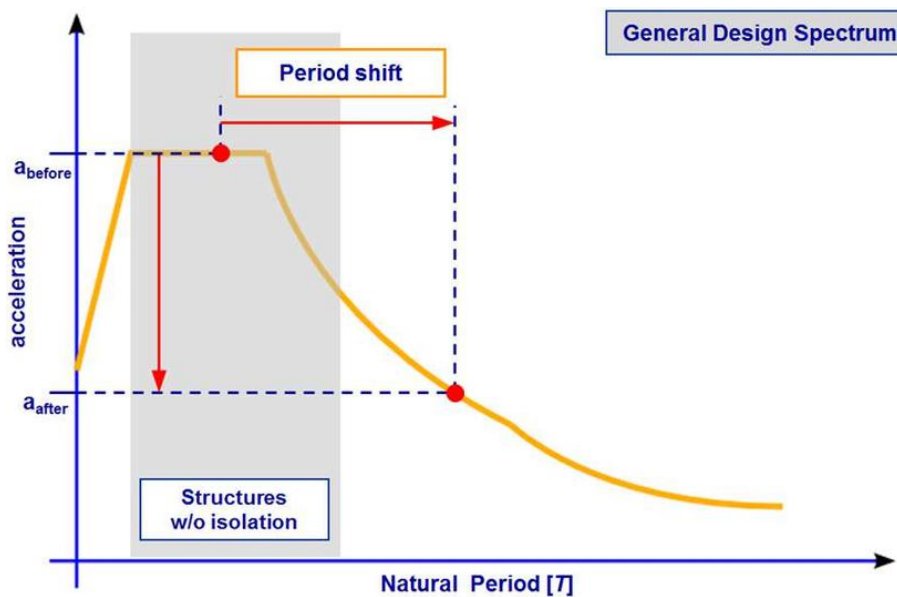
Figura 47: Respuesta de un edificio sin aisladores y con aisladores



Fuente: Propia

Los aisladores de base se basan en el concepto de la reducción de la demanda sísmica. Estos sistemas tienen como finalidad aislar la cimentación de la superestructura. Al colocarlos se alarga considerablemente el período fundamental de vibración de la estructura llevándolo a zonas en donde las aceleraciones espectrales son reducidas y, consecuentemente, las fuerzas que producen resultan de menor cuantía.

Figura 48: cambio de periodo de la estructura producto del aislador



Fuente: Propia

III.2.3.1 Determinación del periodo aislado para la edificación

Teniendo en consideración que para estructuras de menores a 10 niveles se recomienda que el periodo natural de vibración de la estructura aislada sea mayor o igual a 1.5 segundos y menor o igual a 3 segundos, es decir, $1.5s < T_D < 3s$.

Por otro lado, otra recomendación sugiere que el periodo natural de vibración de la estructura aislada, T_D , sea mayor a dos veces el periodo fundamental de vibración de la estructura en base rígida, T , es decir, $T_D > 2T$.

Se tomará en cuenta la segunda recomendación, ya que esta investigación se basa en un edificio alto, donde el periodo natural de la estructura, por sí mismo, alcanza

los 2.65 segundos, por lo que es necesario incrementar aún más el periodo aislado para la edificación. En esta investigación se buscará determinar el periodo aislado de la edificación en un rango que varía de 4.0s – 6.0s con un amortiguamiento efectivo “ β ” de 10%.

Tabla 34: Desplazamientos para distintos periodos

Desplazamientos en Eje X y Eje Y (m)								
Nivel	T _D = 4.0		T _D = 4.1		T _D = 4.2		T _D = 4.3	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
0	0.3206	0.3030	0.3235	0.3053	0.3254	0.3065	0.3262	0.3067
1	0.3228	0.3055	0.3256	0.3076	0.3274	0.3088	0.3282	0.3089
2	0.3269	0.3107	0.3295	0.3126	0.3312	0.3136	0.3318	0.3135
3	0.3308	0.3154	0.3333	0.3172	0.3348	0.3179	0.3352	0.3176
4	0.3346	0.3200	0.3369	0.3216	0.3383	0.3221	0.3386	0.3217
5	0.3384	0.3245	0.3406	0.3259	0.3418	0.3263	0.3420	0.3256
6	0.3422	0.3290	0.3443	0.3302	0.3453	0.3304	0.3453	0.3296
7	0.3460	0.3335	0.3479	0.3345	0.3488	0.3345	0.3487	0.3335
8	0.3499	0.3380	0.3516	0.3388	0.3524	0.3387	0.3521	0.3375
9	0.3538	0.3426	0.3554	0.3432	0.3560	0.3429	0.3555	0.3415
10	0.3578	0.3473	0.3592	0.3477	0.3596	0.3472	0.3590	0.3456
11	0.3619	0.3523	0.3631	0.3525	0.3634	0.3518	0.3626	0.3500
12	0.3660	0.3576	0.3671	0.3576	0.3672	0.3566	0.3663	0.3546
13	0.3701	0.3627	0.3710	0.3625	0.3710	0.3613	0.3699	0.3591
14	0.3740	0.3674	0.3748	0.3670	0.3746	0.3656	0.3733	0.3632
15	0.3778	0.3718	0.3784	0.3712	0.3781	0.3696	0.3767	0.3670
16	0.3815	0.3759	0.3820	0.3752	0.3815	0.3734	0.3799	0.3706
17	0.3851	0.3799	0.3854	0.3790	0.3848	0.3771	0.3830	0.3742
18	0.3886	0.3839	0.3888	0.3828	0.3880	0.3807	0.3861	0.3776
19	0.3921	0.3878	0.3922	0.3865	0.3912	0.3843	0.3892	0.3810
20	0.3956	0.3917	0.3956	0.3903	0.3945	0.3879	0.3923	0.3844
21	0.3992	0.3956	0.3990	0.3941	0.3977	0.3915	0.3954	0.3879
22	0.4028	0.3997	0.4024	0.3980	0.4010	0.3953	0.3986	0.3914
23	0.4064	0.4040	0.4059	0.4021	0.4044	0.3992	0.4018	0.3952
24	0.4100	0.4085	0.4094	0.4064	0.4077	0.4033	0.4050	0.3991
25	0.4136	0.4128	0.4128	0.4105	0.4110	0.4072	0.4081	0.4028
26	0.4173	0.4171	0.4163	0.4146	0.4144	0.4112	0.4113	0.4066
27	0.4209	0.4212	0.4198	0.4185	0.4177	0.4149	0.4145	0.4102
28	0.4244	0.4250	0.4232	0.4222	0.4209	0.4184	0.4176	0.4135
29	0.4279	0.4286	0.4265	0.4257	0.4241	0.4217	0.4206	0.4166
30	0.4312	0.4321	0.4297	0.4290	0.4271	0.4249	0.4235	0.4197
31	0.4345	0.4356	0.4328	0.4323	0.4302	0.4280	0.4264	0.4227
32	0.4378	0.4390	0.4360	0.4356	0.4331	0.4312	0.4293	0.4257
33	0.4410	0.4425	0.4391	0.4389	0.4361	0.4344	0.4321	0.4287
34	0.4443	0.4460	0.4422	0.4423	0.4391	0.4376	0.4349	0.4318
35	0.4475	0.4497	0.4453	0.4459	0.4421	0.4410	0.4378	0.4350
36	0.4507	0.4535	0.4484	0.4495	0.4450	0.4444	0.4406	0.4383
37	0.4538	0.4572	0.4513	0.4530	0.4478	0.4478	0.4433	0.4415
38	0.4568	0.4605	0.4542	0.4562	0.4506	0.4508	0.4459	0.4444
39	0.4596	0.4635	0.4569	0.4590	0.4531	0.4536	0.4483	0.4470
40	0.4623	0.4663	0.4595	0.4617	0.4556	0.4561	0.4507	0.4494
41	0.4650	0.4690	0.4620	0.4643	0.4581	0.4585	0.4530	0.4517
42	0.4676	0.4715	0.4645	0.4667	0.4604	0.4609	0.4553	0.4540
43	0.4701	0.4741	0.4669	0.4691	0.4627	0.4632	0.4575	0.4561
44	0.4726	0.4765	0.4693	0.4714	0.4650	0.4654	0.4596	0.4582
45	0.4749	0.4789	0.4715	0.4737	0.4671	0.4675	0.4617	0.4603
46	0.4772	0.4812	0.4737	0.4759	0.4692	0.4697	0.4637	0.4623
47	0.4794	0.4835	0.4758	0.4782	0.4712	0.4718	0.4656	0.4644
48	0.4814	0.4858	0.4777	0.4803	0.4731	0.4738	0.4674	0.4663
49	0.4834	0.4879	0.4796	0.4823	0.4749	0.4758	0.4691	0.4682
50	0.4852	0.4898	0.4814	0.4842	0.4766	0.4775	0.4707	0.4698

Fuente: Propia

Tabla 35: Desplazamientos para distintos periodos

Desplazamientos en Eje X y Eje Y (m)								
Nivel	T _D = 4.4		T _D = 4.5		T _D = 4.6		T _D = 4.7	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
0	0.3260	0.3133	0.3270	0.3214	0.3351	0.3292	0.3430	0.3368
1	0.3279	0.3154	0.3288	0.3235	0.3369	0.3313	0.3447	0.3389
2	0.3313	0.3199	0.3321	0.3279	0.3401	0.3356	0.3479	0.3431
3	0.3346	0.3240	0.3352	0.3319	0.3432	0.3395	0.3510	0.3470
4	0.3378	0.3279	0.3384	0.3357	0.3463	0.3433	0.3539	0.3507
5	0.3410	0.3318	0.3414	0.3396	0.3493	0.3471	0.3569	0.3544
6	0.3442	0.3356	0.3445	0.3433	0.3523	0.3508	0.3599	0.3580
7	0.3474	0.3395	0.3476	0.3471	0.3554	0.3545	0.3629	0.3617
8	0.3507	0.3434	0.3507	0.3509	0.3584	0.3583	0.3659	0.3653
9	0.3539	0.3473	0.3539	0.3548	0.3615	0.3620	0.3689	0.3691
10	0.3573	0.3513	0.3571	0.3587	0.3647	0.3659	0.3720	0.3729
11	0.3607	0.3556	0.3604	0.3629	0.3679	0.3701	0.3752	0.3769
12	0.3642	0.3601	0.3637	0.3674	0.3712	0.3745	0.3784	0.3813
13	0.3677	0.3645	0.3670	0.3717	0.3744	0.3787	0.3816	0.3854
14	0.3709	0.3685	0.3702	0.3757	0.3775	0.3826	0.3846	0.3892
15	0.3741	0.3722	0.3732	0.3793	0.3805	0.3862	0.3876	0.3928
16	0.3772	0.3758	0.3762	0.3828	0.3834	0.3896	0.3904	0.3961
17	0.3802	0.3792	0.3790	0.3862	0.3862	0.3929	0.3932	0.3994
18	0.3832	0.3826	0.3819	0.3895	0.3890	0.3961	0.3959	0.4025
19	0.3861	0.3859	0.3847	0.3928	0.3918	0.3994	0.3986	0.4057
20	0.3891	0.3892	0.3875	0.3960	0.3946	0.4026	0.4014	0.4088
21	0.3920	0.3926	0.3904	0.3993	0.3974	0.4058	0.4041	0.4121
22	0.3950	0.3961	0.3932	0.4028	0.4002	0.4092	0.4069	0.4153
23	0.3981	0.3998	0.3961	0.4064	0.4030	0.4127	0.4097	0.4188
24	0.4011	0.4036	0.3991	0.4101	0.4059	0.4164	0.4125	0.4224
25	0.4041	0.4072	0.4020	0.4137	0.4087	0.4199	0.4152	0.4258
26	0.4072	0.4109	0.4049	0.4173	0.4116	0.4234	0.4181	0.4293
27	0.4102	0.4144	0.4078	0.4207	0.4144	0.4268	0.4208	0.4326
28	0.4131	0.4176	0.4106	0.4239	0.4172	0.4299	0.4235	0.4356
29	0.4160	0.4207	0.4133	0.4269	0.4199	0.4328	0.4262	0.4385
30	0.4188	0.4237	0.4160	0.4298	0.4225	0.4357	0.4287	0.4413
31	0.4215	0.4266	0.4186	0.4326	0.4251	0.4385	0.4312	0.4440
32	0.4242	0.4295	0.4212	0.4355	0.4276	0.4413	0.4337	0.4468
33	0.4269	0.4324	0.4238	0.4384	0.4301	0.4441	0.4362	0.4495
34	0.4296	0.4354	0.4264	0.4413	0.4327	0.4470	0.4387	0.4524
35	0.4323	0.4386	0.4290	0.4444	0.4352	0.4500	0.4412	0.4553
36	0.4350	0.4418	0.4315	0.4475	0.4377	0.4530	0.4436	0.4583
37	0.4376	0.4449	0.4340	0.4505	0.4401	0.4560	0.4460	0.4612
38	0.4401	0.4477	0.4364	0.4533	0.4424	0.4587	0.4482	0.4638
39	0.4424	0.4502	0.4386	0.4558	0.4446	0.4611	0.4504	0.4662
40	0.4446	0.4525	0.4408	0.4580	0.4467	0.4633	0.4524	0.4683
41	0.4469	0.4548	0.4429	0.4603	0.4488	0.4655	0.4545	0.4705
42	0.4490	0.4570	0.4449	0.4624	0.4508	0.4676	0.4564	0.4725
43	0.4511	0.4591	0.4470	0.4645	0.4528	0.4696	0.4584	0.4745
44	0.4532	0.4612	0.4489	0.4665	0.4547	0.4715	0.4602	0.4764
45	0.4551	0.4632	0.4508	0.4684	0.4565	0.4735	0.4620	0.4783
46	0.4570	0.4652	0.4526	0.4704	0.4583	0.4754	0.4637	0.4801
47	0.4588	0.4671	0.4543	0.4723	0.4600	0.4773	0.4654	0.4819
48	0.4605	0.4690	0.4559	0.4741	0.4616	0.4790	0.4669	0.4837
49	0.4622	0.4708	0.4575	0.4759	0.4631	0.4808	0.4685	0.4854
50	0.4637	0.4724	0.4590	0.4775	0.4646	0.4823	0.4699	0.4869

Tabla 35: Desplazamientos para distintos periodos

Tabla 36: Desplazamientos para distintos periodos

Desplazamientos en Eje X y Eje Y (m)								
Nivel	$T_D = 4.8$		$T_D = 4.9$		$T_D = 5.0$		$T_D = 5.1$	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
0	0.3506	0.3442	0.3579	0.3512	0.3649	0.3580	0.3715	0.3644
1	0.3523	0.3462	0.3596	0.3532	0.3666	0.3599	0.3732	0.3663
2	0.3554	0.3504	0.3626	0.3573	0.3696	0.3640	0.3761	0.3703
3	0.3584	0.3541	0.3656	0.3610	0.3724	0.3676	0.3790	0.3738
4	0.3613	0.3578	0.3685	0.3646	0.3753	0.3711	0.3817	0.3773
5	0.3643	0.3614	0.3713	0.3681	0.3781	0.3746	0.3845	0.3807
6	0.3672	0.3650	0.3742	0.3717	0.3809	0.3780	0.3872	0.3841
7	0.3701	0.3686	0.3770	0.3752	0.3837	0.3815	0.3900	0.3874
8	0.3730	0.3722	0.3799	0.3787	0.3865	0.3849	0.3928	0.3908
9	0.3760	0.3758	0.3829	0.3823	0.3894	0.3884	0.3956	0.3943
10	0.3791	0.3796	0.3858	0.3860	0.3923	0.3920	0.3984	0.3978
11	0.3822	0.3836	0.3889	0.3899	0.3953	0.3959	0.4014	0.4016
12	0.3854	0.3878	0.3920	0.3940	0.3984	0.3999	0.4044	0.4055
13	0.3885	0.3919	0.3951	0.3980	0.4013	0.4039	0.4073	0.4094
14	0.3915	0.3956	0.3980	0.4017	0.4042	0.4075	0.4101	0.4129
15	0.3943	0.3991	0.4008	0.4051	0.4070	0.4108	0.4128	0.4162
16	0.3971	0.4024	0.4036	0.4083	0.4097	0.4140	0.4155	0.4193
17	0.3999	0.4056	0.4062	0.4115	0.4123	0.4170	0.4180	0.4223
18	0.4025	0.4087	0.4089	0.4145	0.4149	0.4200	0.4205	0.4252
19	0.4052	0.4118	0.4115	0.4175	0.4174	0.4230	0.4231	0.4281
20	0.4079	0.4149	0.4141	0.4206	0.4200	0.4260	0.4256	0.4310
21	0.4106	0.4180	0.4167	0.4236	0.4226	0.4290	0.4281	0.4340
22	0.4133	0.4212	0.4194	0.4268	0.4252	0.4321	0.4306	0.4370
23	0.4160	0.4246	0.4221	0.4301	0.4278	0.4353	0.4332	0.4402
24	0.4188	0.4281	0.4248	0.4336	0.4304	0.4387	0.4358	0.4435
25	0.4215	0.4315	0.4274	0.4369	0.4331	0.4419	0.4383	0.4466
26	0.4242	0.4349	0.4301	0.4402	0.4357	0.4452	0.4409	0.4498
27	0.4270	0.4381	0.4328	0.4433	0.4383	0.4482	0.4435	0.4528
28	0.4296	0.4411	0.4354	0.4463	0.4408	0.4511	0.4460	0.4556
29	0.4322	0.4439	0.4379	0.4490	0.4433	0.4538	0.4484	0.4583
30	0.4347	0.4466	0.4403	0.4517	0.4457	0.4564	0.4507	0.4608
31	0.4372	0.4493	0.4428	0.4543	0.4481	0.4590	0.4530	0.4633
32	0.4396	0.4520	0.4452	0.4569	0.4504	0.4616	0.4553	0.4658
33	0.4420	0.4547	0.4475	0.4596	0.4527	0.4641	0.4576	0.4684
34	0.4444	0.4575	0.4499	0.4623	0.4550	0.4668	0.4599	0.4709
35	0.4469	0.4603	0.4523	0.4651	0.4574	0.4695	0.4621	0.4736
36	0.4492	0.4632	0.4546	0.4679	0.4596	0.4723	0.4643	0.4763
37	0.4516	0.4661	0.4569	0.4707	0.4618	0.4750	0.4665	0.4790
38	0.4538	0.4686	0.4590	0.4732	0.4640	0.4775	0.4686	0.4814
39	0.4559	0.4710	0.4611	0.4755	0.4660	0.4797	0.4705	0.4835
40	0.4579	0.4731	0.4630	0.4775	0.4679	0.4817	0.4724	0.4855
41	0.4599	0.4752	0.4650	0.4796	0.4698	0.4837	0.4743	0.4874
42	0.4618	0.4771	0.4669	0.4815	0.4716	0.4856	0.4761	0.4893
43	0.4637	0.4791	0.4687	0.4834	0.4734	0.4874	0.4778	0.4911
44	0.4655	0.4809	0.4705	0.4852	0.4751	0.4892	0.4795	0.4928
45	0.4672	0.4828	0.4722	0.4870	0.4768	0.4909	0.4811	0.4945
46	0.4689	0.4846	0.4738	0.4888	0.4784	0.4926	0.4827	0.4962
47	0.4705	0.4864	0.4754	0.4905	0.4800	0.4944	0.4842	0.4979
48	0.4721	0.4881	0.4769	0.4922	0.4814	0.4960	0.4856	0.4995
49	0.4735	0.4897	0.4783	0.4938	0.4828	0.4976	0.4870	0.5010
50	0.4749	0.4912	0.4797	0.4952	0.4842	0.4990	0.4883	0.5024

Fuente: Propia

Tabla N°37: Desplazamientos para distintos periodos

Desplazamientos en Eje X y Eje Y (m)								
Nivel	T _D = 5.2		T _D = 5.3		T _D = 5.4		T _D = 5.5	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
0	0.3779	0.3705	0.3838	0.3762	0.3894	0.3816	0.3945	0.3865
1	0.3795	0.3724	0.3854	0.3780	0.3910	0.3833	0.3961	0.3882
2	0.3824	0.3762	0.3882	0.3818	0.3937	0.3871	0.3988	0.3919
3	0.3851	0.3797	0.3909	0.3852	0.3964	0.3904	0.4014	0.3951
4	0.3879	0.3831	0.3936	0.3885	0.3990	0.3936	0.4039	0.3983
5	0.3906	0.3864	0.3962	0.3918	0.4016	0.3968	0.4065	0.4014
6	0.3932	0.3897	0.3989	0.3951	0.4041	0.4000	0.4090	0.4045
7	0.3959	0.3931	0.4015	0.3983	0.4067	0.4032	0.4115	0.4076
8	0.3987	0.3964	0.4042	0.4015	0.4093	0.4063	0.4140	0.4107
9	0.4014	0.3997	0.4069	0.4048	0.4120	0.4095	0.4166	0.4138
10	0.4042	0.4032	0.4096	0.4082	0.4147	0.4129	0.4193	0.4171
11	0.4071	0.4069	0.4125	0.4118	0.4174	0.4164	0.4220	0.4205
12	0.4100	0.4108	0.4153	0.4156	0.4202	0.4201	0.4247	0.4242
13	0.4129	0.4145	0.4181	0.4193	0.4230	0.4237	0.4274	0.4277
14	0.4157	0.4180	0.4208	0.4227	0.4256	0.4270	0.4300	0.4309
15	0.4183	0.4212	0.4234	0.4258	0.4281	0.4301	0.4324	0.4339
16	0.4209	0.4242	0.4259	0.4288	0.4306	0.4330	0.4349	0.4368
17	0.4234	0.4272	0.4284	0.4317	0.4330	0.4358	0.4372	0.4395
18	0.4259	0.4300	0.4308	0.4345	0.4354	0.4385	0.4395	0.4422
19	0.4283	0.4329	0.4332	0.4373	0.4377	0.4413	0.4418	0.4449
20	0.4308	0.4357	0.4356	0.4400	0.4401	0.4440	0.4441	0.4475
21	0.4333	0.4386	0.4380	0.4429	0.4424	0.4467	0.4464	0.4502
22	0.4357	0.4416	0.4405	0.4458	0.4448	0.4496	0.4488	0.4530
23	0.4383	0.4447	0.4429	0.4488	0.4472	0.4526	0.4511	0.4559
24	0.4408	0.4479	0.4454	0.4520	0.4497	0.4556	0.4535	0.4589
25	0.4433	0.4510	0.4479	0.4550	0.4520	0.4586	0.4558	0.4618
26	0.4458	0.4541	0.4503	0.4580	0.4545	0.4616	0.4582	0.4647
27	0.4483	0.4571	0.4528	0.4609	0.4568	0.4644	0.4605	0.4674
28	0.4507	0.4598	0.4551	0.4636	0.4591	0.4670	0.4627	0.4700
29	0.4531	0.4624	0.4574	0.4661	0.4614	0.4694	0.4649	0.4724
30	0.4554	0.4649	0.4597	0.4685	0.4636	0.4718	0.4671	0.4747
31	0.4577	0.4673	0.4619	0.4709	0.4658	0.4742	0.4692	0.4770
32	0.4599	0.4698	0.4641	0.4733	0.4679	0.4765	0.4713	0.4792
33	0.4621	0.4722	0.4662	0.4757	0.4700	0.4788	0.4733	0.4815
34	0.4643	0.4747	0.4684	0.4782	0.4721	0.4812	0.4754	0.4839
35	0.4665	0.4774	0.4706	0.4807	0.4742	0.4837	0.4775	0.4863
36	0.4687	0.4800	0.4727	0.4833	0.4763	0.4862	0.4795	0.4887
37	0.4708	0.4826	0.4748	0.4858	0.4783	0.4887	0.4814	0.4911
38	0.4728	0.4849	0.4767	0.4881	0.4802	0.4909	0.4833	0.4933
39	0.4748	0.4870	0.4786	0.4902	0.4821	0.4929	0.4851	0.4953
40	0.4766	0.4890	0.4804	0.4921	0.4838	0.4948	0.4868	0.4971
41	0.4784	0.4909	0.4821	0.4939	0.4855	0.4966	0.4885	0.4988
42	0.4801	0.4927	0.4839	0.4957	0.4872	0.4983	0.4901	0.5005
43	0.4819	0.4944	0.4855	0.4974	0.4888	0.4999	0.4917	0.5021
44	0.4835	0.4961	0.4871	0.4990	0.4904	0.5015	0.4932	0.5037
45	0.4851	0.4978	0.4887	0.5006	0.4919	0.5031	0.4947	0.5052
46	0.4866	0.4994	0.4902	0.5022	0.4934	0.5047	0.4962	0.5067
47	0.4881	0.5010	0.4916	0.5038	0.4948	0.5063	0.4975	0.5083
48	0.4895	0.5026	0.4930	0.5054	0.4961	0.5077	0.4988	0.5097
49	0.4909	0.5041	0.4943	0.5068	0.4974	0.5092	0.5001	0.5111
50	0.4921	0.5054	0.4956	0.5081	0.4986	0.5104	0.5013	0.5124

Fuente: Propia

Tabla 38: Desplazamientos para distintos periodos

Desplazamientos en Eje X y Eje Y (m)										
Nivel	T _D = 5.6		T _D = 5.7		T _D = 5.8		T _D = 5.9		T _D = 6.0	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
0	0.3993	0.3910	0.4036	0.3950	0.4074	0.3986	0.4107	0.4017	0.4136	0.4043
1	0.4008	0.3927	0.4050	0.3967	0.4088	0.4003	0.4121	0.4033	0.4150	0.4059
2	0.4034	0.3962	0.4076	0.4002	0.4114	0.4037	0.4146	0.4066	0.4173	0.4091
3	0.4060	0.3994	0.4101	0.4033	0.4138	0.4067	0.4170	0.4096	0.4196	0.4120
4	0.4085	0.4025	0.4125	0.4063	0.4162	0.4096	0.4193	0.4125	0.4219	0.4148
5	0.4109	0.4056	0.4150	0.4093	0.4185	0.4125	0.4216	0.4153	0.4242	0.4176
6	0.4134	0.4086	0.4174	0.4122	0.4209	0.4154	0.4239	0.4181	0.4264	0.4203
7	0.4159	0.4116	0.4198	0.4152	0.4232	0.4183	0.4262	0.4209	0.4286	0.4230
8	0.4183	0.4146	0.4222	0.4181	0.4256	0.4212	0.4285	0.4237	0.4309	0.4258
9	0.4209	0.4177	0.4247	0.4211	0.4280	0.4241	0.4308	0.4266	0.4332	0.4286
10	0.4234	0.4209	0.4272	0.4242	0.4304	0.4271	0.4332	0.4295	0.4355	0.4314
11	0.4261	0.4243	0.4298	0.4275	0.4330	0.4303	0.4357	0.4327	0.4379	0.4345
12	0.4288	0.4278	0.4324	0.4310	0.4355	0.4337	0.4382	0.4360	0.4403	0.4377
13	0.4314	0.4313	0.4349	0.4344	0.4380	0.4370	0.4406	0.4391	0.4427	0.4408
14	0.4339	0.4344	0.4374	0.4374	0.4404	0.4400	0.4429	0.4421	0.4450	0.4436
15	0.4363	0.4373	0.4398	0.4403	0.4427	0.4428	0.4452	0.4448	0.4472	0.4463
16	0.4387	0.4401	0.4421	0.4430	0.4450	0.4454	0.4474	0.4474	0.4493	0.4488
17	0.4410	0.4428	0.4443	0.4456	0.4472	0.4480	0.4495	0.4499	0.4514	0.4512
18	0.4432	0.4454	0.4465	0.4482	0.4493	0.4505	0.4516	0.4523	0.4534	0.4536
19	0.4455	0.4480	0.4487	0.4507	0.4514	0.4529	0.4537	0.4547	0.4555	0.4559
20	0.4477	0.4506	0.4509	0.4532	0.4536	0.4554	0.4558	0.4571	0.4575	0.4583
21	0.4500	0.4532	0.4531	0.4558	0.4557	0.4579	0.4579	0.4595	0.4595	0.4606
22	0.4523	0.4559	0.4553	0.4584	0.4579	0.4605	0.4600	0.4620	0.4616	0.4631
23	0.4546	0.4588	0.4575	0.4612	0.4601	0.4632	0.4621	0.4647	0.4636	0.4656
24	0.4569	0.4617	0.4598	0.4641	0.4623	0.4660	0.4643	0.4674	0.4657	0.4683
25	0.4591	0.4645	0.4620	0.4668	0.4644	0.4687	0.4664	0.4700	0.4678	0.4708
26	0.4614	0.4674	0.4643	0.4696	0.4666	0.4713	0.4685	0.4726	0.4699	0.4734
27	0.4637	0.4700	0.4665	0.4722	0.4688	0.4739	0.4706	0.4751	0.4719	0.4758
28	0.4659	0.4725	0.4686	0.4746	0.4709	0.4762	0.4726	0.4774	0.4739	0.4780
29	0.4681	0.4749	0.4707	0.4769	0.4729	0.4785	0.4746	0.4795	0.4758	0.4801
30	0.4702	0.4771	0.4728	0.4791	0.4749	0.4806	0.4766	0.4816	0.4777	0.4822
31	0.4722	0.4794	0.4748	0.4813	0.4769	0.4827	0.4785	0.4837	0.4796	0.4842
32	0.4742	0.4816	0.4768	0.4834	0.4788	0.4848	0.4804	0.4857	0.4814	0.4862
33	0.4763	0.4838	0.4787	0.4856	0.4807	0.4870	0.4822	0.4878	0.4832	0.4882
34	0.4783	0.4861	0.4807	0.4878	0.4826	0.4891	0.4841	0.4899	0.4850	0.4902
35	0.4803	0.4884	0.4826	0.4901	0.4845	0.4914	0.4859	0.4921	0.4868	0.4923
36	0.4822	0.4908	0.4846	0.4925	0.4864	0.4936	0.4878	0.4943	0.4886	0.4945
37	0.4842	0.4932	0.4864	0.4947	0.4882	0.4958	0.4895	0.4965	0.4903	0.4966
38	0.4860	0.4953	0.4882	0.4968	0.4900	0.4979	0.4912	0.4984	0.4920	0.4985
39	0.4877	0.4972	0.4899	0.4987	0.4916	0.4997	0.4928	0.5002	0.4936	0.5002
40	0.4894	0.4989	0.4915	0.5004	0.4932	0.5013	0.4944	0.5018	0.4951	0.5018
41	0.4910	0.5007	0.4931	0.5020	0.4948	0.5029	0.4959	0.5034	0.4965	0.5033
42	0.4926	0.5023	0.4947	0.5036	0.4963	0.5045	0.4974	0.5049	0.4980	0.5047
43	0.4942	0.5039	0.4962	0.5052	0.4977	0.5060	0.4988	0.5063	0.4994	0.5062
44	0.4957	0.5054	0.4976	0.5066	0.4992	0.5074	0.5002	0.5077	0.5007	0.5075
45	0.4971	0.5069	0.4991	0.5081	0.5005	0.5089	0.5015	0.5091	0.5020	0.5089
46	0.4985	0.5084	0.5004	0.5096	0.5019	0.5103	0.5028	0.5105	0.5033	0.5102
47	0.4999	0.5099	0.5017	0.5110	0.5031	0.5117	0.5041	0.5119	0.5045	0.5116
48	0.5011	0.5113	0.5030	0.5124	0.5043	0.5130	0.5052	0.5132	0.5056	0.5128
49	0.5023	0.5126	0.5041	0.5137	0.5055	0.5143	0.5064	0.5144	0.5067	0.5140
50	0.5035	0.5138	0.5053	0.5149	0.5066	0.5155	0.5074	0.5156	0.5078	0.5151

Fuente: Propia

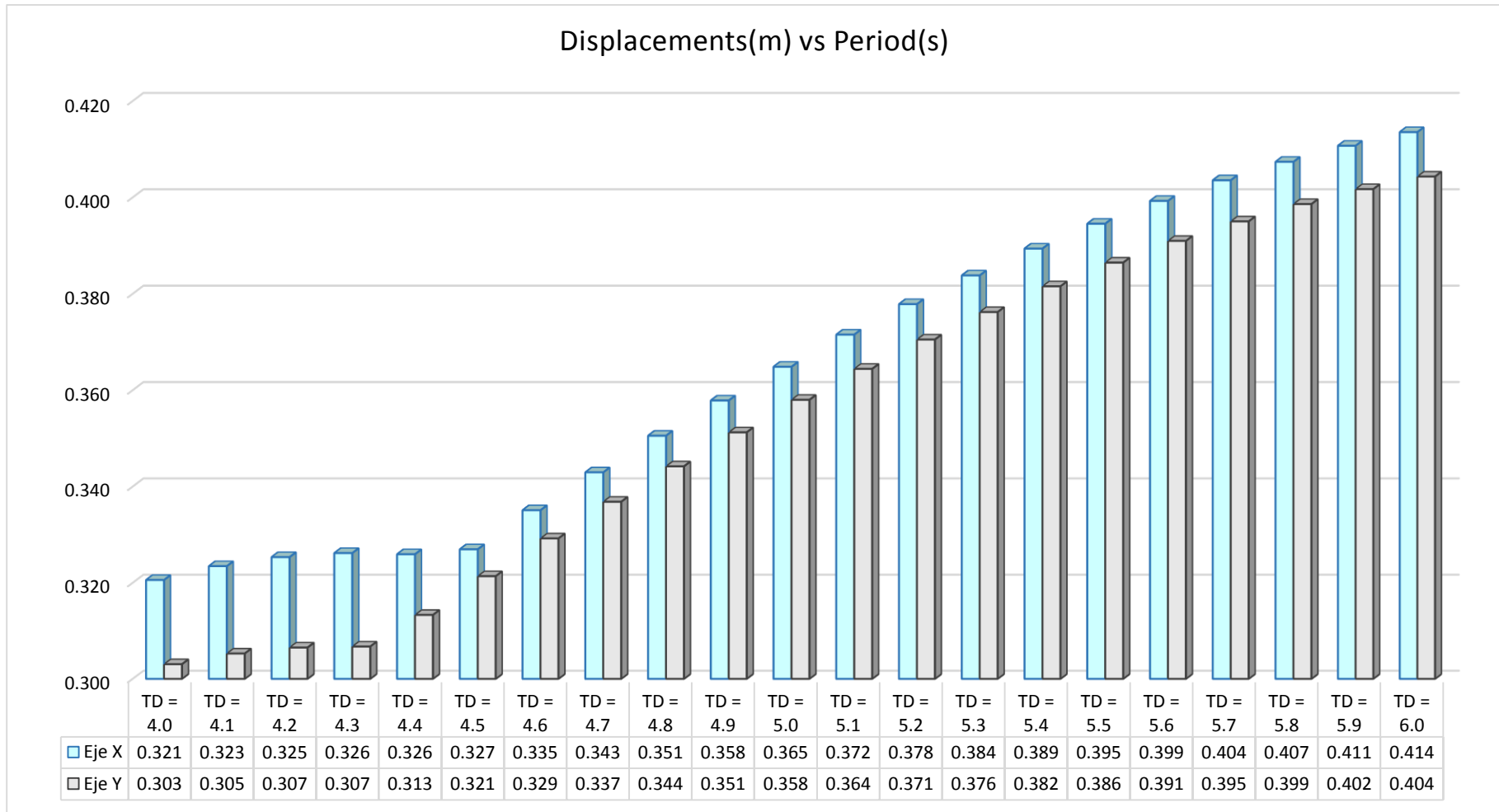


Gráfico 10: Gráfico de barras de desplazamientos de los aisladores del edificio para distintos periodos aislados

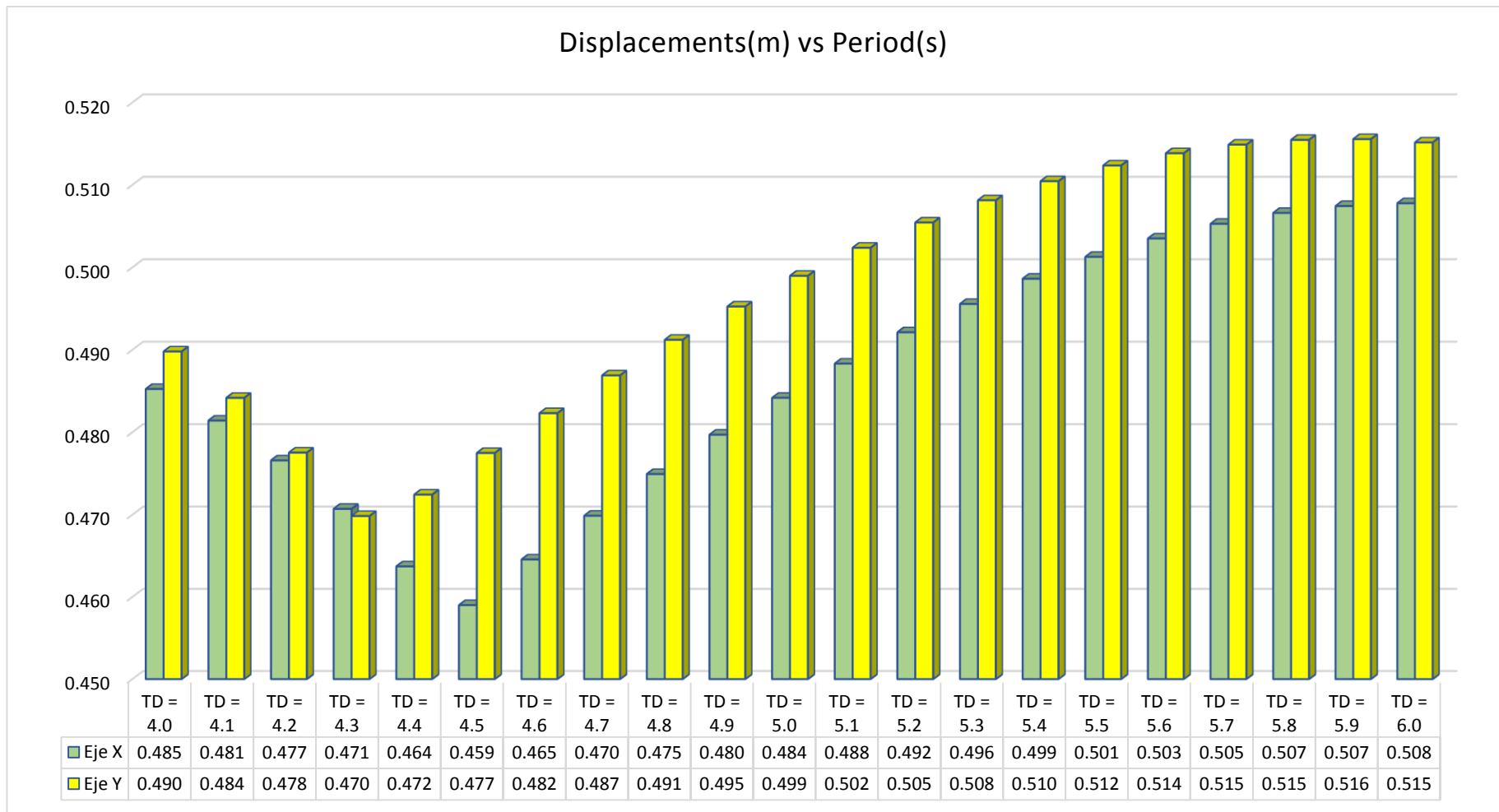


Gráfico 11: Gráfico de barras de desplazamientos en el piso 50 del edificio para distintos periodos aislados

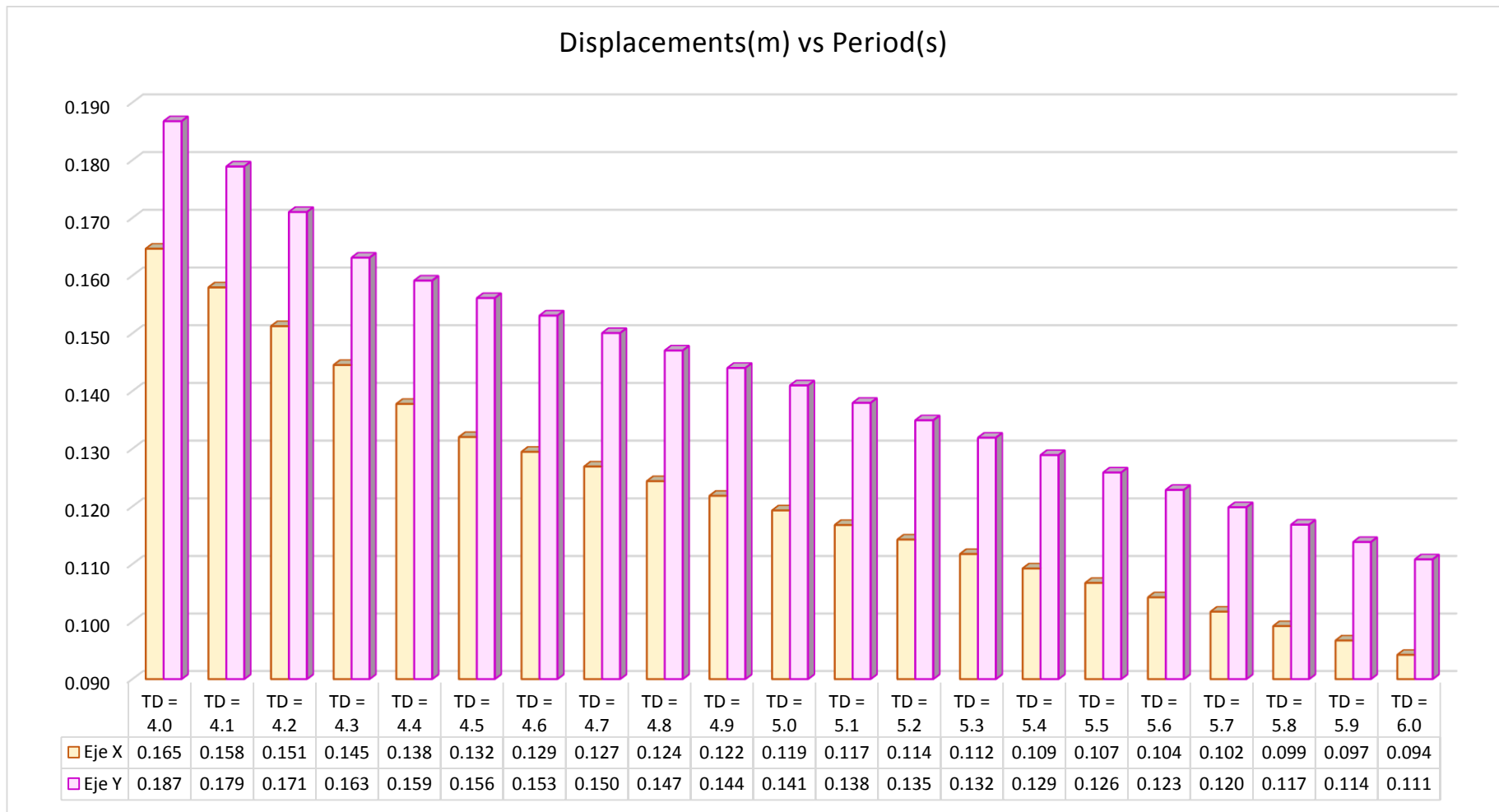


Gráfico 12: Gráfico de barras de diferencia de desplazamientos entre la base y el piso 50 del edificio para distintos periodos aislado

Según los datos obtenidos, se puede observar en el Gráfico 10 que el desplazamiento de los aisladores se incrementa mientras se aumenta el periodo aislado. Para determinar el periodo adecuado para los aisladores, se tiene que tomar en cuenta el máximo desplazamiento permisible para los aisladores, los cuales no tienen límites claramente definidos, aunque se consideran aceptables valores entre 5cm y 40cm para sismos severos y hasta el doble de dicho valores para sismos extremos (Buckle y Mayes 1990; Skinner et al. 1993). De este gráfico sólo se puede definir un periodo aislado para la edificación no mayor a 5.6 segundos.

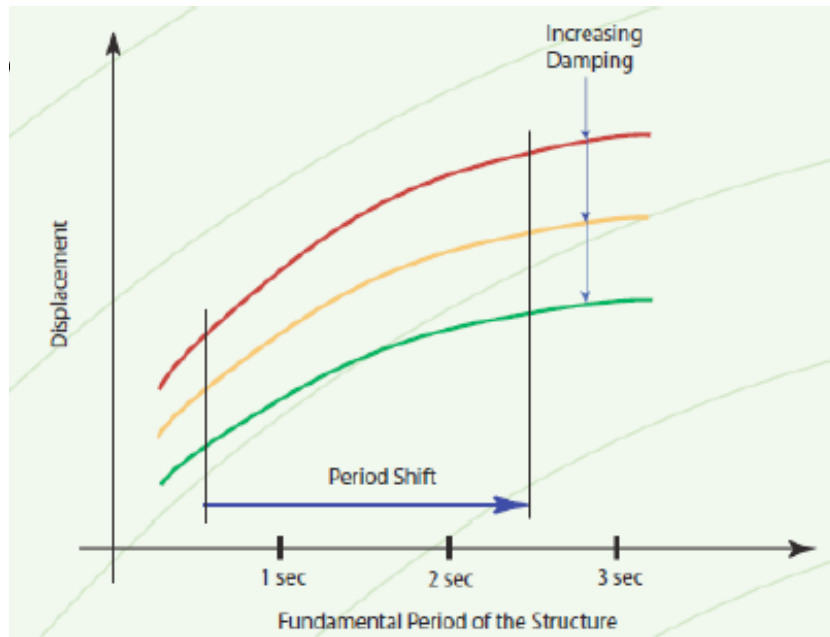
En el Gráfico 11 se muestran los desplazamientos máximos en el último nivel de la estructura, se denota que el menor desplazamiento resultante se da cuando el periodo aislado del edificio es igual a 4.4 segundos. Por otro lado, en esta investigación se ha tenido conveniente considerar como desplazamiento total, para ambos ejes de la edificación, una magnitud no mayor a 50 centímetros; de esta manera, sólo se determinar un periodo aislado no mayor a 5.0 segundos.

Para finalizar, es necesario verificar la diferencia de desplazamientos entre la base y el último nivel de edificio, ya que esta diferencia nos muestra la deformación real de la estructura. En el Gráfico 12, se observa que la diferencia de desplazamientos resulta ser cada vez menor mientras se aumenta el periodo aislado, es decir, resulta conveniente elegir el periodo más alto posible, siempre y cuando se cumplan con los requisitos de desplazamiento máximo permisible de los aisladores y el desplazamiento total de la edificación, indicados en los párrafos anteriores. De esta manera, se concluye que el periodo óptimo de aislación basal sea igual a 5.0 segundos.

III.2.3.2 Determinación del amortiguamiento efectivo del aislador sísmico

Los aisladores sísmicos se basan en el concepto de la reducción de la demanda sísmica, esto se logra debido al amortiguamiento que añaden los aisladores sísmicos a la estructura.

Figura 49: cambio de amortiguación de la estructura producto del aislador



Fuente: Propia

La mayoría de las estructuras, por sí solas, tienen entre 2-5% de amortiguamiento inherente; sin embargo, gracias a los aisladores sísmicos, este amortiguamiento se puede elevar hasta un 30%. En este capítulo se buscará el amortiguamiento óptimo para la estructura aislada en un rango de 10% - 30%.

Tabla 39: Desplazamientos para distintas amortizaciones

Desplazamientos en Eje X y Eje Y (m)										
Nivel	$\beta = 10\%$		$\beta = 15\%$		$\beta = 20\%$		$\beta = 25\%$		$\beta = 30\%$	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
0	0.3649	0.3580	0.3647	0.3579	0.3645	0.3577	0.3642	0.3575	0.3640	0.3572
1	0.3666	0.3599	0.3664	0.3598	0.3661	0.3595	0.3659	0.3593	0.3656	0.3591
2	0.3696	0.3640	0.3693	0.3638	0.3691	0.3636	0.3688	0.3633	0.3685	0.3631
3	0.3724	0.3676	0.3722	0.3674	0.3719	0.3671	0.3717	0.3669	0.3714	0.3666
4	0.3753	0.3711	0.3750	0.3709	0.3748	0.3706	0.3745	0.3704	0.3742	0.3701
5	0.3781	0.3746	0.3778	0.3744	0.3775	0.3741	0.3772	0.3738	0.3769	0.3736
6	0.3809	0.3780	0.3806	0.3778	0.3803	0.3775	0.3800	0.3773	0.3797	0.3770
7	0.3837	0.3815	0.3834	0.3812	0.3831	0.3810	0.3828	0.3807	0.3825	0.3804
8	0.3865	0.3849	0.3862	0.3847	0.3859	0.3844	0.3856	0.3841	0.3853	0.3838
9	0.3894	0.3884	0.3891	0.3882	0.3888	0.3879	0.3884	0.3876	0.3881	0.3873
10	0.3923	0.3920	0.3920	0.3918	0.3917	0.3915	0.3914	0.3912	0.3910	0.3909
11	0.3953	0.3959	0.3950	0.3956	0.3947	0.3953	0.3943	0.3950	0.3940	0.3947
12	0.3984	0.3999	0.3980	0.3996	0.3977	0.3993	0.3974	0.3990	0.3970	0.3987
13	0.4013	0.4039	0.4010	0.4035	0.4006	0.4032	0.4003	0.4029	0.4000	0.4026
14	0.4042	0.4075	0.4039	0.4071	0.4035	0.4068	0.4031	0.4065	0.4028	0.4061
15	0.4070	0.4108	0.4066	0.4104	0.4062	0.4101	0.4059	0.4098	0.4055	0.4094
16	0.4097	0.4140	0.4093	0.4136	0.4089	0.4133	0.4085	0.4129	0.4082	0.4126
17	0.4123	0.4170	0.4119	0.4167	0.4115	0.4163	0.4111	0.4160	0.4108	0.4156
18	0.4149	0.4200	0.4145	0.4196	0.4141	0.4193	0.4137	0.4189	0.4133	0.4186
19	0.4174	0.4230	0.4170	0.4226	0.4166	0.4222	0.4162	0.4219	0.4159	0.4215
20	0.4200	0.4260	0.4196	0.4256	0.4192	0.4252	0.4188	0.4248	0.4184	0.4245
21	0.4226	0.4290	0.4221	0.4286	0.4217	0.4282	0.4213	0.4278	0.4209	0.4274
22	0.4252	0.4321	0.4247	0.4317	0.4243	0.4313	0.4239	0.4309	0.4235	0.4305
23	0.4278	0.4353	0.4273	0.4349	0.4269	0.4345	0.4265	0.4341	0.4261	0.4337
24	0.4304	0.4387	0.4300	0.4382	0.4295	0.4378	0.4291	0.4374	0.4287	0.4371
25	0.4331	0.4419	0.4326	0.4415	0.4321	0.4411	0.4317	0.4407	0.4313	0.4403
26	0.4357	0.4452	0.4352	0.4447	0.4347	0.4443	0.4343	0.4439	0.4339	0.4435
27	0.4383	0.4482	0.4378	0.4478	0.4373	0.4473	0.4369	0.4469	0.4365	0.4465
28	0.4408	0.4511	0.4403	0.4506	0.4398	0.4502	0.4394	0.4497	0.4390	0.4493
29	0.4433	0.4538	0.4428	0.4533	0.4423	0.4529	0.4418	0.4524	0.4414	0.4520
30	0.4457	0.4564	0.4451	0.4559	0.4446	0.4554	0.4442	0.4550	0.4438	0.4546
31	0.4481	0.4590	0.4475	0.4585	0.4470	0.4580	0.4465	0.4576	0.4461	0.4572
32	0.4504	0.4616	0.4498	0.4610	0.4493	0.4605	0.4488	0.4601	0.4484	0.4597
33	0.4527	0.4641	0.4521	0.4636	0.4516	0.4631	0.4511	0.4627	0.4507	0.4622
34	0.4550	0.4668	0.4544	0.4662	0.4539	0.4657	0.4534	0.4653	0.4530	0.4648
35	0.4574	0.4695	0.4567	0.4689	0.4562	0.4684	0.4557	0.4680	0.4552	0.4675
36	0.4596	0.4723	0.4590	0.4717	0.4585	0.4712	0.4580	0.4707	0.4575	0.4703
37	0.4618	0.4750	0.4612	0.4744	0.4607	0.4739	0.4602	0.4734	0.4597	0.4729
38	0.4640	0.4775	0.4633	0.4768	0.4627	0.4763	0.4622	0.4758	0.4618	0.4754
39	0.4660	0.4797	0.4653	0.4790	0.4647	0.4785	0.4642	0.4780	0.4637	0.4776
40	0.4679	0.4817	0.4672	0.4810	0.4666	0.4805	0.4661	0.4800	0.4656	0.4795
41	0.4698	0.4837	0.4691	0.4830	0.4685	0.4825	0.4680	0.4820	0.4675	0.4815
42	0.4716	0.4856	0.4709	0.4849	0.4703	0.4843	0.4698	0.4838	0.4693	0.4834
43	0.4734	0.4874	0.4727	0.4867	0.4721	0.4862	0.4716	0.4856	0.4711	0.4852
44	0.4751	0.4892	0.4744	0.4885	0.4738	0.4879	0.4733	0.4874	0.4728	0.4869
45	0.4768	0.4909	0.4761	0.4902	0.4755	0.4896	0.4749	0.4891	0.4744	0.4886
46	0.4784	0.4926	0.4777	0.4919	0.4770	0.4913	0.4765	0.4908	0.4760	0.4903
47	0.4800	0.4944	0.4792	0.4936	0.4786	0.4930	0.4780	0.4925	0.4775	0.4920
48	0.4814	0.4960	0.4807	0.4953	0.4800	0.4946	0.4795	0.4941	0.4789	0.4936
49	0.4828	0.4976	0.4821	0.4968	0.4814	0.4962	0.4808	0.4957	0.4803	0.4951
50	0.4842	0.4990	0.4834	0.4982	0.4827	0.4976	0.4821	0.4970	0.4816	0.4965

Fuente: Propia

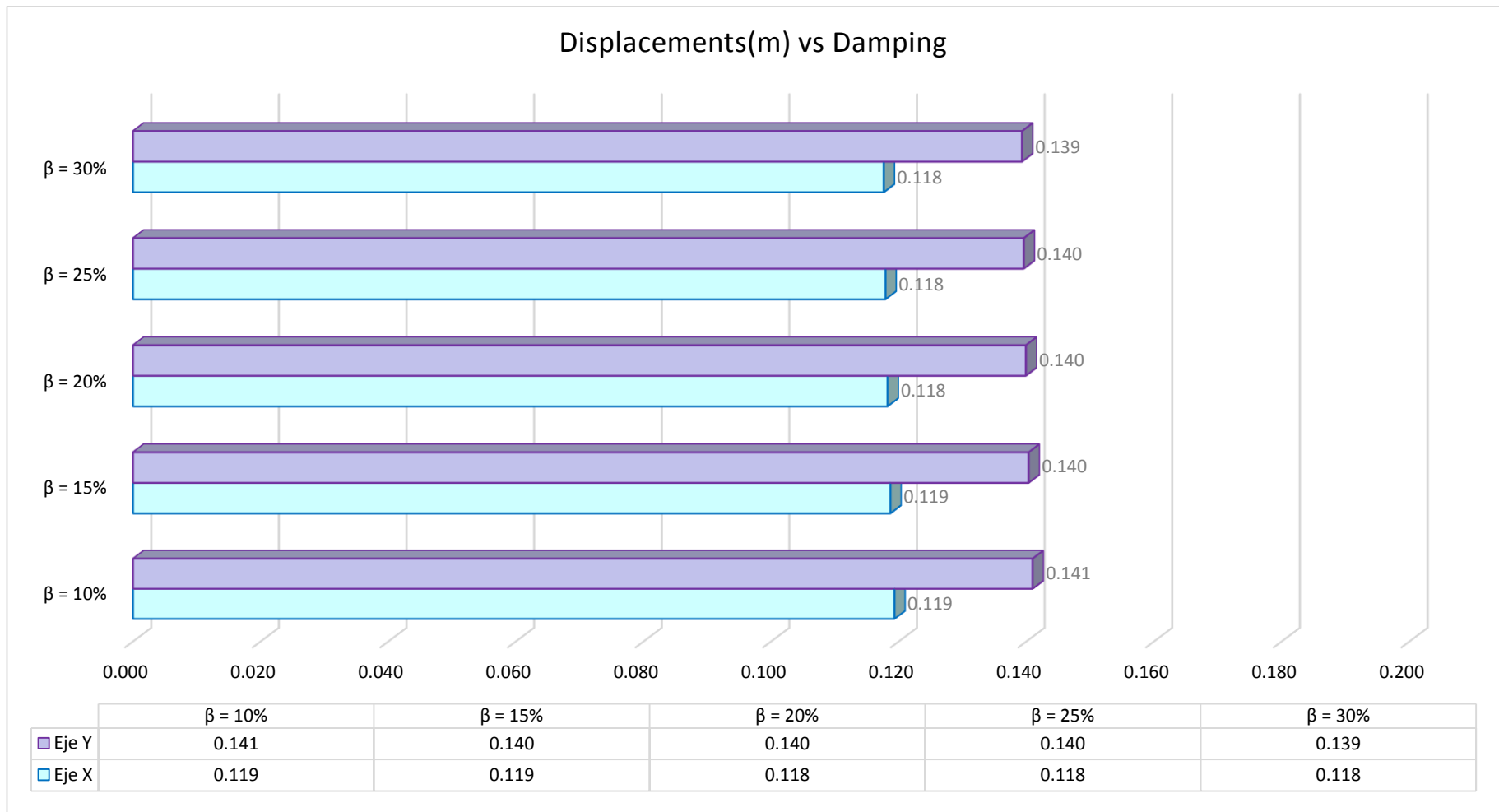


Gráfico 13: Diferencia de desplazamientos entre la base y el piso 50 del edificio para distintos porcentajes de amortiguación

Según los datos obtenidos del Gráfico 13, que el desplazamiento del edificio disminuye conforme se aumenta el porcentaje de amortiguación de los aisladores; sin embargo, esta variación es muy insignificante, casi nula en comparación al aumento sustancial de amortiguación de los aisladores. Debido a esto, se puede concluir que el amortiguamiento efectivo " β " del aislador sísmico es igual 10%.

De acuerdo a los resultados obtenidos de los gráficos anteriores, se concluye que para este tipo de estructura, el periodo óptimo de aislación basal es igual a 5 segundos con un aporte de amortiguación del 10%.

A continuación se mostrarán gráficos de variaciones de la superestructura, tanto de desplazamientos, de aceleraciones y de fuerzas de corte.

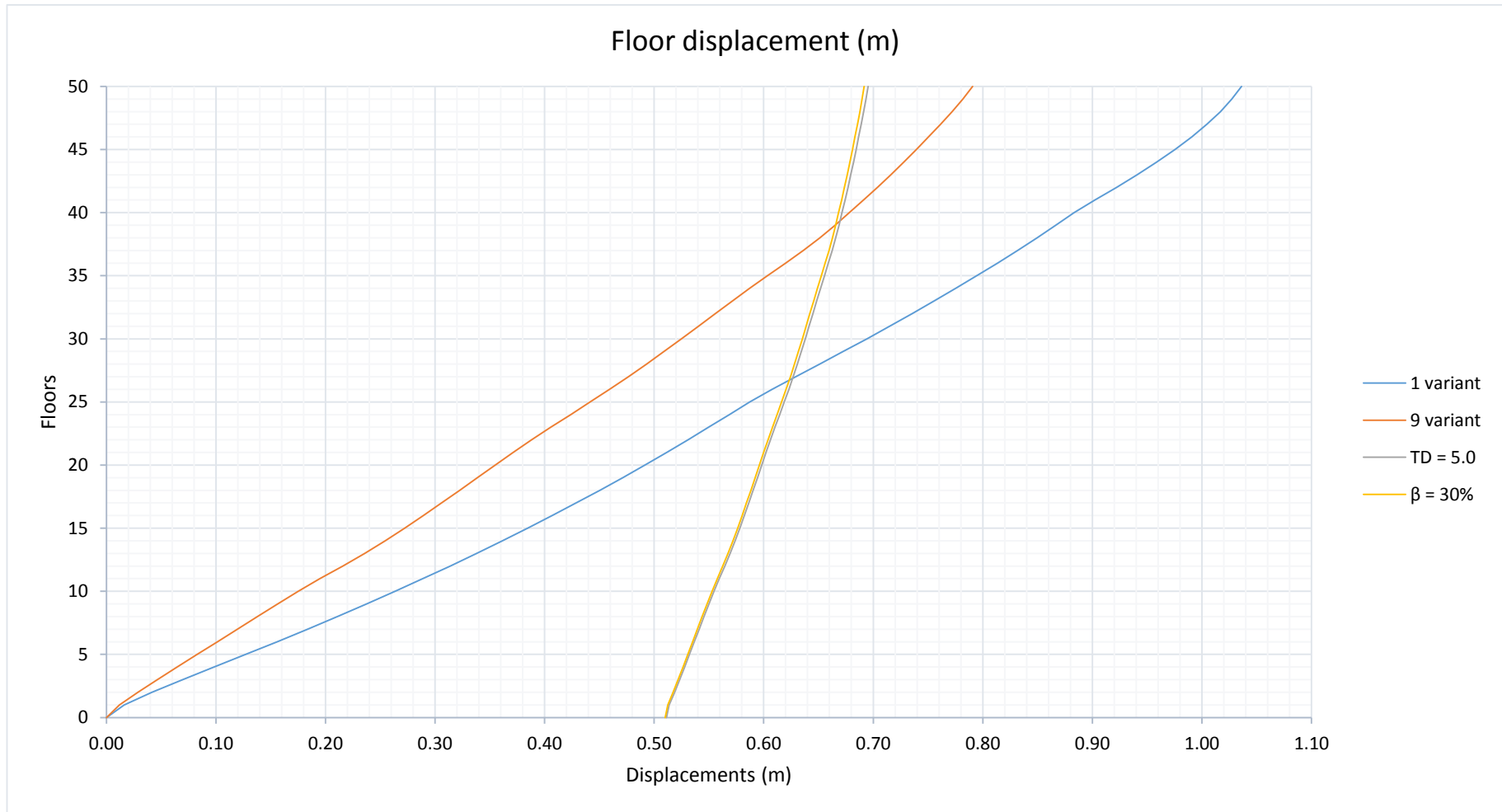


Gráfico 14: Gráfico comparativo de desplazamientos en cada nivel del edificio

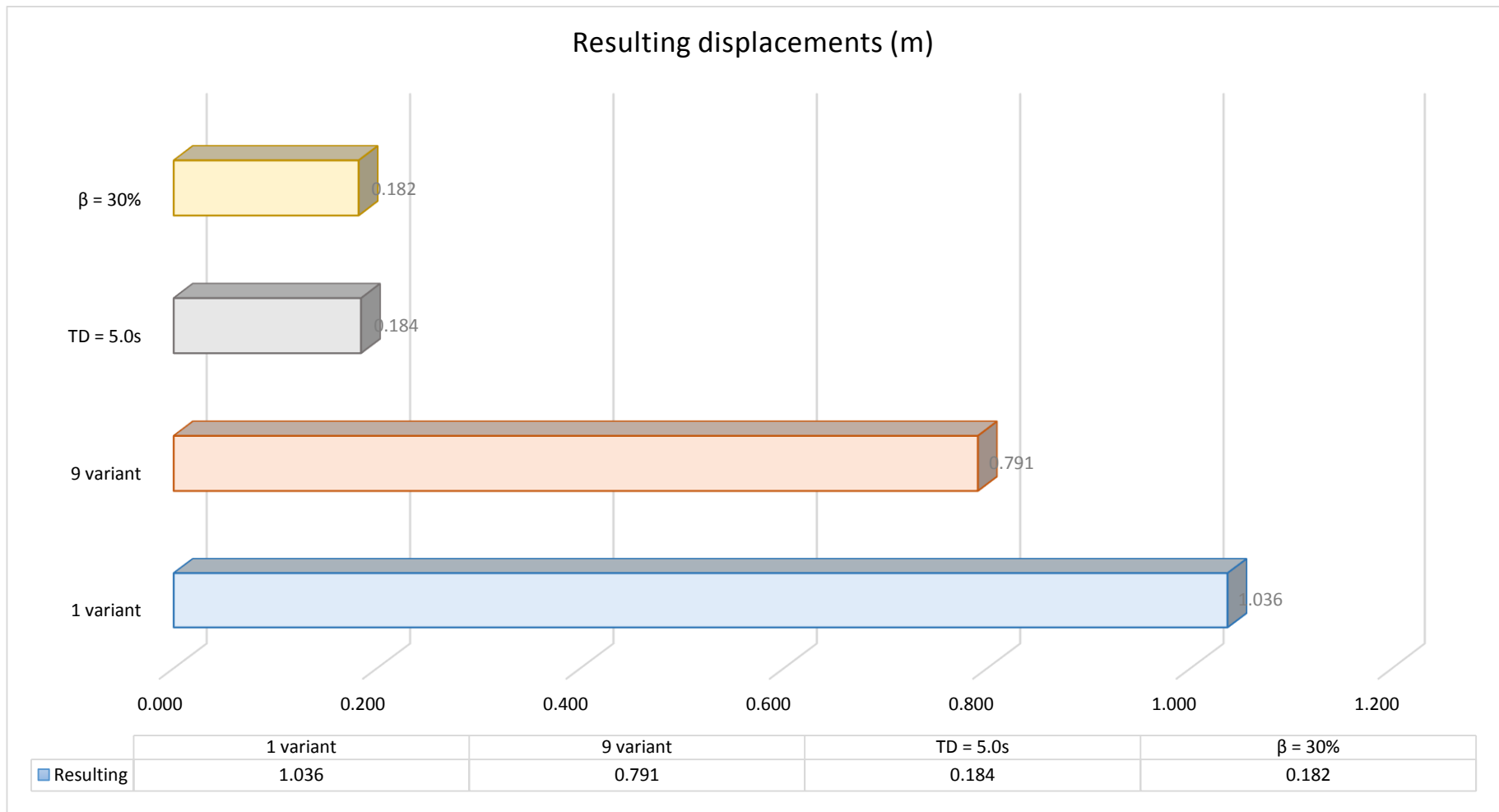


Gráfico 15: Gráfico comparativo de variación de desplazamientos entre el último y primer nivel de la edificación

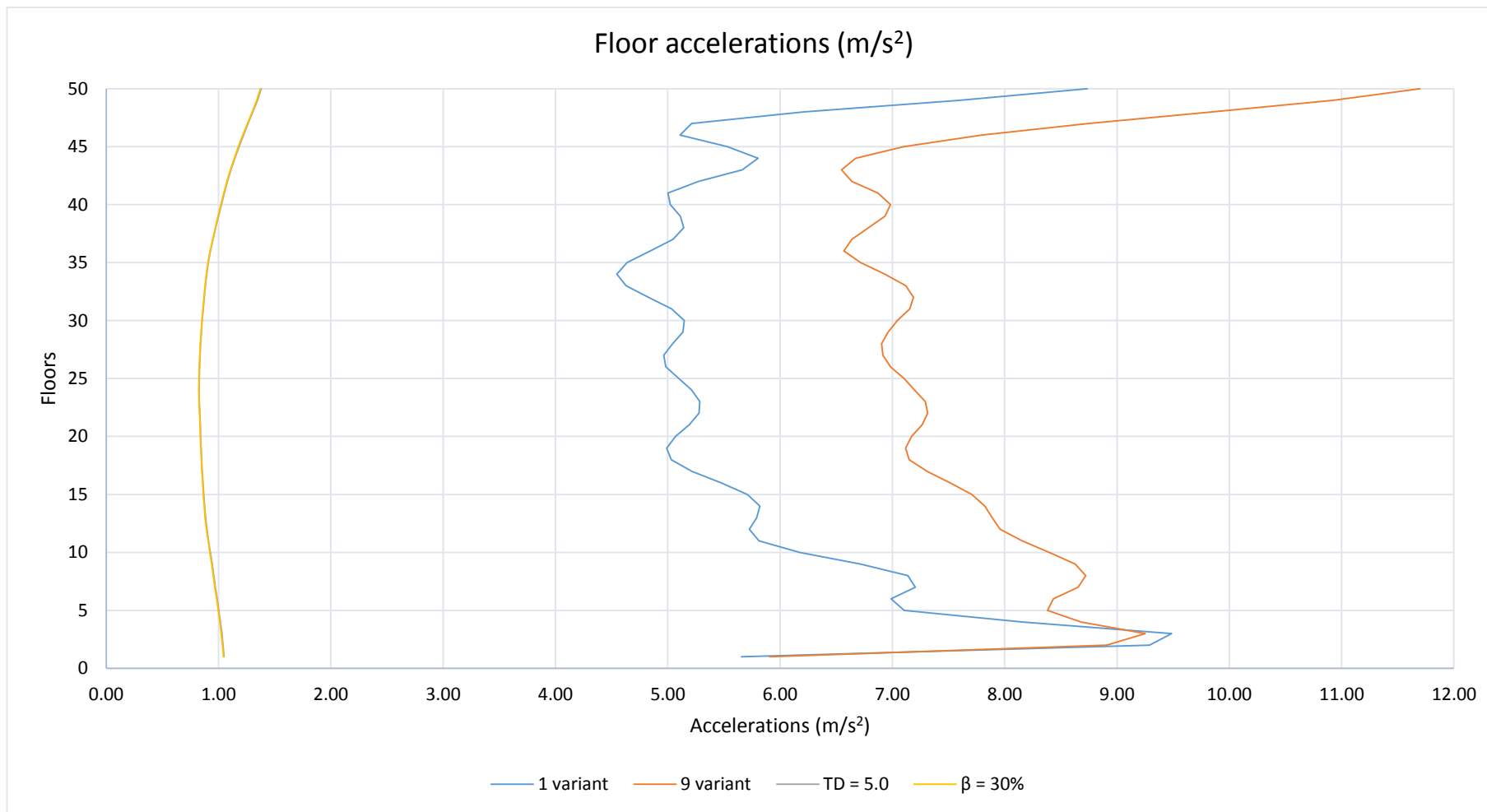


Gráfico 16: Gráfico comparativo de aceleraciones en cada nivel del edificio

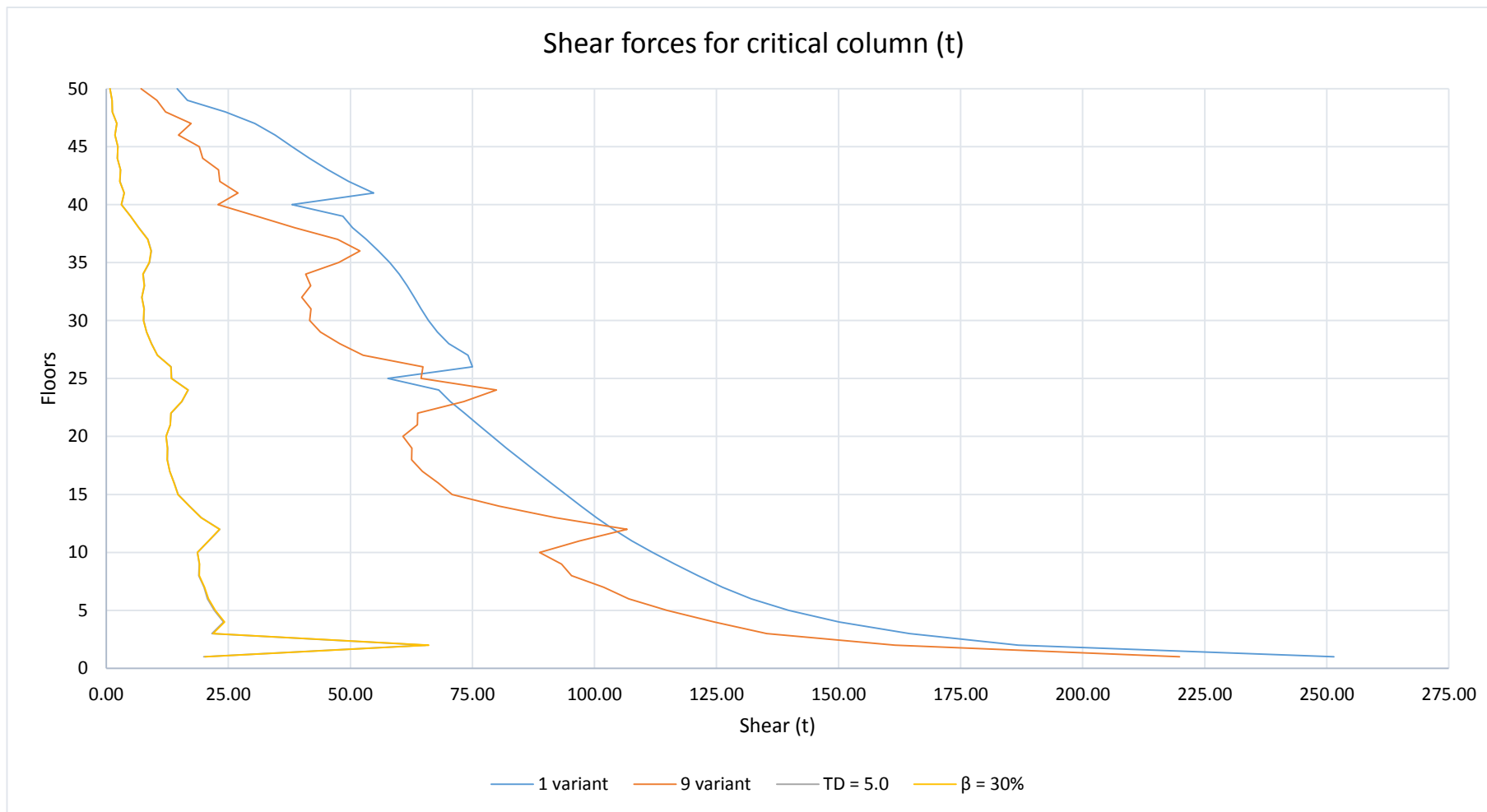


Gráfico 17: Gráfico comparativo de fuerzas cortantes en columna crítica por cada nivel del edificio

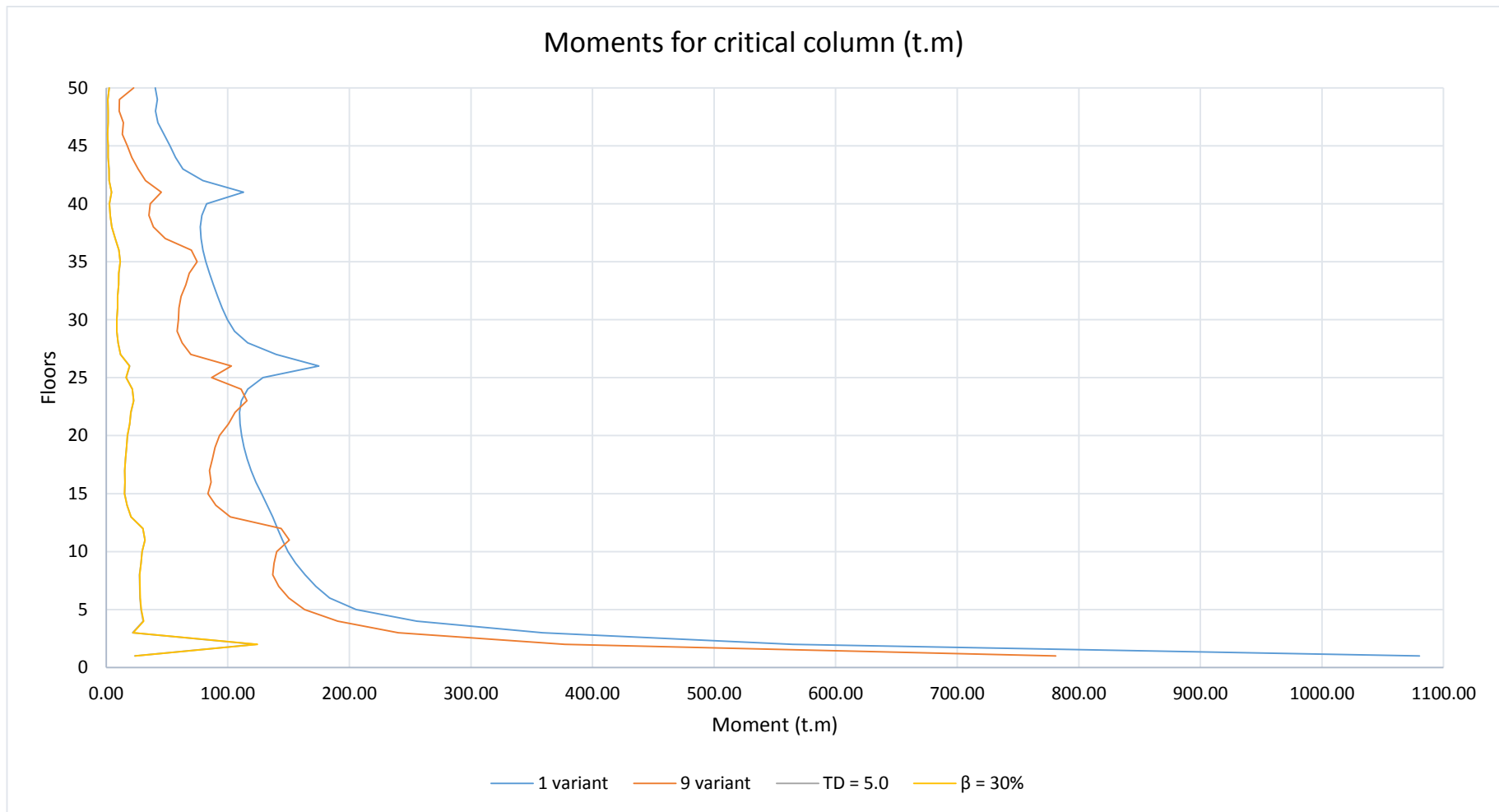
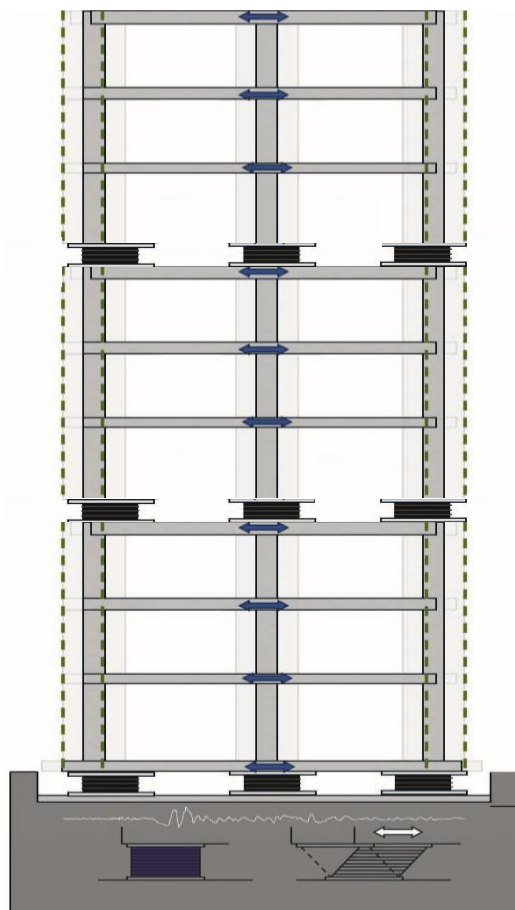


Gráfico 18: Gráfico comparativo de momentos en columna crítica por cada nivel del edificio

III.2.4 Sistema de separaciones de pisos mediante aisladores sísmicos

El sistema de separaciones de pisos mediante aisladores sísmicos se basa en los mismos principios de los aisladores sísmicos basales, es decir, en el concepto de la reducción de la demanda sísmica alargando el período fundamental de vibración de la estructura llevándolo a zonas en donde las aceleraciones espectrales son reducidas. No obstante, mientras los aisladores sísmicos basales separan el edificio de su base, este sistema consiste en el desacoplamiento de la estructura por tramos, es decir, se separa la estructura mediante aisladores sísmicos cada cierto número de pisos, convirtiéndolo en varios bloques independientes tanto en comportamiento y reacciones frente a las solicitaciones de carga.

Figura 50: desacoplamiento de edificio con aisladores sísmicos



Fuente: Propia

III.2.4.1 Determinación del número de bloques aislados

Tomando como base los resultados obtenidos en el ítem III.2.3 como el periodo óptimo de aislación igual a 5 segundos con un aporte de amortiguación igual a 10%. En esta investigación se buscará determinar el número óptimo de bloques aislados en un rango que varía de 1 - 5 bloques.

Tabla 40: Desplazamientos para distintos bloques aislados

Nivel	Desplazamientos en Eje X y Eje Y (m)									
	isolators on 1 level		isolators on 2 levels		isolators on 3 levels		isolators on 4 levels		isolators on 5 levels	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
0	0.3649	0.3580	0.3307	0.3231	0.3262	0.3190	0.3215	0.3147	0.3562	0.3501
1	0.3666	0.3599	0.3324	0.3256	0.3279	0.3215	0.3233	0.3172	0.3579	0.3520
2	0.3696	0.3640	0.3344	0.3283	0.3299	0.3241	0.3253	0.3199	0.3608	0.3560
3	0.3724	0.3676	0.3364	0.3310	0.3319	0.3268	0.3274	0.3227	0.3636	0.3595
4	0.3753	0.3711	0.3386	0.3338	0.3341	0.3296	0.3296	0.3255	0.3664	0.3629
5	0.3781	0.3746	0.3408	0.3366	0.3363	0.3324	0.3319	0.3283	0.3691	0.3663
6	0.3809	0.3780	0.3430	0.3395	0.3386	0.3354	0.3343	0.3313	0.3718	0.3696
7	0.3837	0.3815	0.3454	0.3424	0.3410	0.3384	0.3368	0.3343	0.3745	0.3730
8	0.3865	0.3849	0.3478	0.3454	0.3435	0.3414	0.3394	0.3374	0.3772	0.3763
9	0.3894	0.3884	0.3502	0.3485	0.3460	0.3445	0.3421	0.3406	0.3798	0.3796
10	0.3923	0.3920	0.3529	0.3517	0.3487	0.3477	0.3450	0.3440	0.3822	0.3826
11	0.3953	0.3959	0.3557	0.3553	0.3516	0.3513	0.3484	0.3480	0.3942	0.3941
12	0.3984	0.3999	0.3586	0.3594	0.3547	0.3556	0.3527	0.3535	0.3968	0.3976
13	0.4013	0.4039	0.3615	0.3633	0.3577	0.3596	0.3622	0.3631	0.3997	0.4015
14	0.4042	0.4075	0.3642	0.3667	0.3605	0.3631	0.3653	0.3669	0.4027	0.4053
15	0.4070	0.4108	0.3668	0.3698	0.3632	0.3663	0.3683	0.3704	0.4055	0.4087
16	0.4097	0.4140	0.3693	0.3728	0.3657	0.3694	0.3712	0.3736	0.4083	0.4120
17	0.4123	0.4170	0.3717	0.3756	0.3680	0.3720	0.3739	0.3767	0.4110	0.4151
18	0.4149	0.4200	0.3742	0.3784	0.3774	0.3806	0.3766	0.3797	0.4135	0.4180
19	0.4174	0.4230	0.3766	0.3812	0.3798	0.3834	0.3793	0.3826	0.4160	0.4209
20	0.4200	0.4260	0.3791	0.3840	0.3824	0.3864	0.3820	0.3855	0.4183	0.4236
21	0.4226	0.4290	0.3817	0.3869	0.3851	0.3894	0.3847	0.3885	0.4288	0.4335
22	0.4252	0.4321	0.3844	0.3900	0.3879	0.3926	0.3876	0.3918	0.4312	0.4364
23	0.4278	0.4353	0.3872	0.3935	0.3907	0.3961	0.3906	0.3955	0.4339	0.4397
24	0.4304	0.4387	0.3902	0.3974	0.3936	0.3998	0.3938	0.3995	0.4366	0.4432
25	0.4331	0.4419	0.3931	0.4010	0.3965	0.4033	0.3968	0.4034	0.4394	0.4465
26	0.4357	0.4452	0.3981	0.4058	0.3993	0.4066	0.4052	0.4115	0.4422	0.4499
27	0.4383	0.4482	0.4006	0.4087	0.4020	0.4097	0.4079	0.4146	0.4449	0.4531
28	0.4408	0.4511	0.4032	0.4116	0.4047	0.4125	0.4106	0.4175	0.4477	0.4563
29	0.4433	0.4538	0.4057	0.4143	0.4072	0.4152	0.4132	0.4203	0.4504	0.4592
30	0.4457	0.4564	0.4082	0.4169	0.4097	0.4178	0.4158	0.4229	0.4529	0.4619
31	0.4481	0.4590	0.4106	0.4194	0.4122	0.4204	0.4183	0.4254	0.4617	0.4702
32	0.4504	0.4616	0.4130	0.4218	0.4146	0.4230	0.4208	0.4280	0.4640	0.4728
33	0.4527	0.4641	0.4153	0.4243	0.4169	0.4254	0.4233	0.4306	0.4665	0.4756
34	0.4550	0.4668	0.4177	0.4270	0.4250	0.4332	0.4259	0.4334	0.4690	0.4784
35	0.4574	0.4695	0.4201	0.4298	0.4274	0.4361	0.4286	0.4366	0.4716	0.4814
36	0.4596	0.4723	0.4225	0.4328	0.4300	0.4392	0.4314	0.4400	0.4741	0.4844
37	0.4618	0.4750	0.4249	0.4357	0.4325	0.4423	0.4341	0.4432	0.4765	0.4873
38	0.4640	0.4775	0.4271	0.4383	0.4349	0.4450	0.4423	0.4514	0.4789	0.4901
39	0.4660	0.4797	0.4292	0.4405	0.4372	0.4474	0.4444	0.4537	0.4811	0.4925
40	0.4679	0.4817	0.4311	0.4425	0.4393	0.4496	0.4465	0.4558	0.4832	0.4947
41	0.4698	0.4837	0.4329	0.4444	0.4414	0.4517	0.4485	0.4578	0.4920	0.5030
42	0.4716	0.4856	0.4347	0.4461	0.4433	0.4536	0.4505	0.4597	0.4940	0.5052
43	0.4734	0.4874	0.4364	0.4478	0.4453	0.4554	0.4524	0.4615	0.4961	0.5074
44	0.4751	0.4892	0.4381	0.4494	0.4471	0.4572	0.4542	0.4633	0.4982	0.5096
45	0.4768	0.4909	0.4398	0.4511	0.4489	0.4590	0.4560	0.4650	0.5002	0.5117
46	0.4784	0.4926	0.4414	0.4528	0.4507	0.4609	0.4578	0.4669	0.5021	0.5137
47	0.4800	0.4944	0.4430	0.4546	0.4524	0.4628	0.4595	0.4689	0.5040	0.5157
48	0.4814	0.4960	0.4445	0.4564	0.4541	0.4646	0.4612	0.4709	0.5058	0.5175
49	0.4828	0.4976	0.4460	0.4581	0.4557	0.4664	0.4629	0.4728	0.5075	0.5194
50	0.4842	0.4990	0.4475	0.4598	0.4572	0.4681	0.4645	0.4746	0.5091	0.5211

Fuente: Propia

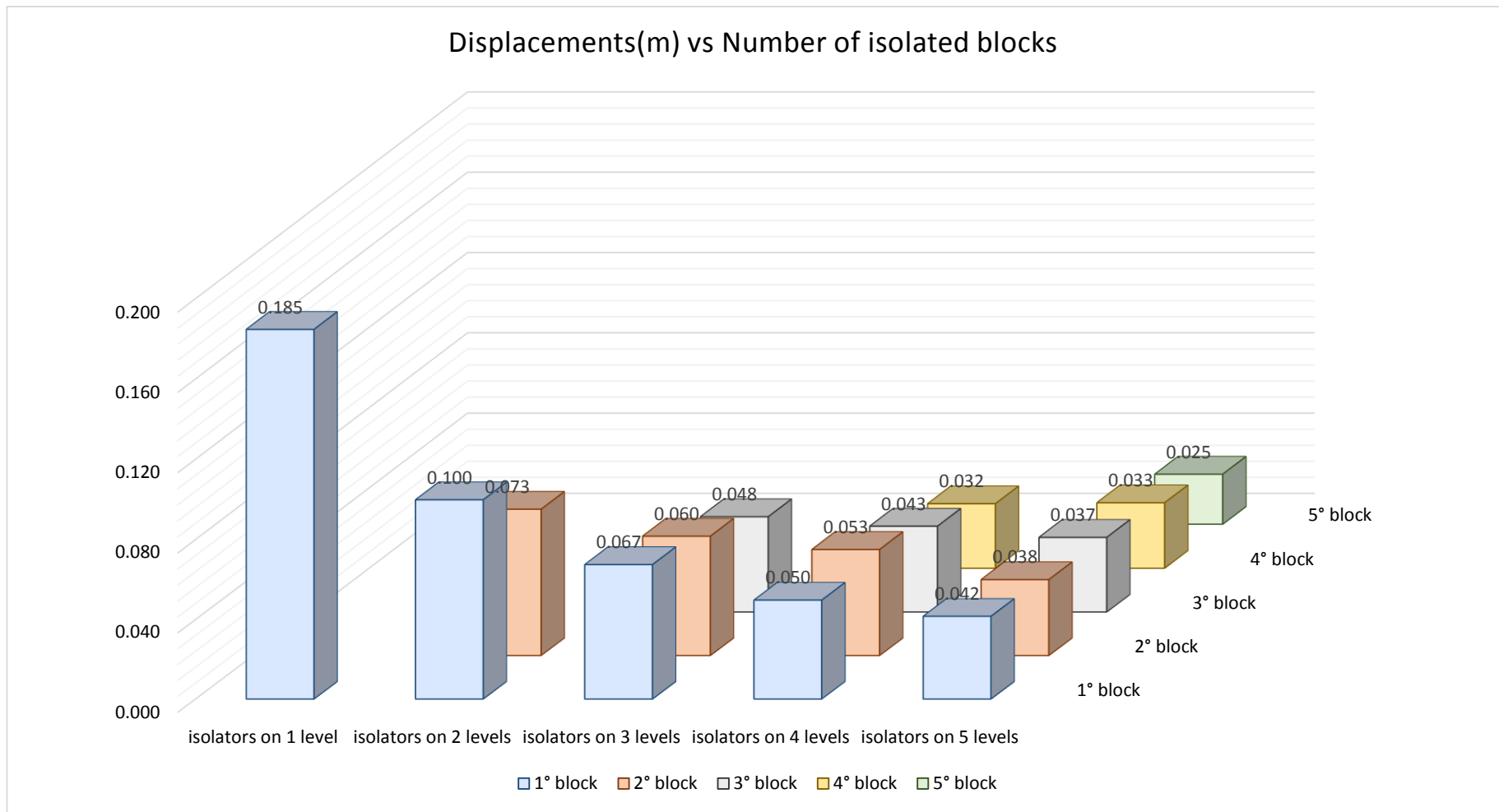


Gráfico 19: Gráfico de barras de diferencia de desplazamientos entre la base y el último nivel de cada bloque aislado

Para poder interpretar los resultados obtenidos en el Gráfico 19, es necesario recordar que el sistema de separaciones de pisos mediante aisladores sísmicos consiste en desacoplar la estructura mediante aisladores sísmicos, creando varios bloques de pisos montados uno sobre otro, independizando así el comportamiento y la respuesta de cada bloque frente a cargas externas provenientes del sismo y del viento.

Debido a lo expuesto en el párrafo anterior, si se desea analizar los desplazamientos generados en la superestructura, es necesario separar cada bloque formado y tomar la diferencia de desplazamientos entre el primer y último nivel de cada bloque en mención. De esta manera, en el gráfico anterior se muestra el desacoplamiento de la estructura en 1, 2, 3, 4 y 5 bloques, de los cuales se observa lo siguiente:

- Si se desacopla la estructura de la cimentación formando 1 bloque, la deformación resultante del edificio será de 0.185 m.
- Si se desacopla la estructura formando 2 bloques independientes, la deformación resultante del 1° bloque será de 0.100 m, mientras que la deformación resultante del 2° bloque será de 0.073 m.
- Si se desacopla la estructura formando 3 bloques independientes, la deformación resultante del 1° bloque será de 0.067 m, la deformación resultante del 2° bloque será de 0.060 m y la deformación resultante del 3° bloque será de 0.048 m.
- Si se desacopla la estructura formando 4 bloques independientes, la deformación resultante del 1° bloque será de 0.050 m, la deformación resultante del 2° bloque será de 0.053 m, la deformación resultante del 3° bloque será de 0.043 m y la deformación resultante del 4° bloque será de 0.032 m.
- Si se desacopla la estructura formando 5 bloques independientes, la deformación resultante del 1° bloque será de 0.042 m, la deformación resultante del 2° bloque será de 0.038 m, la deformación resultante del 3° bloque será de 0.037 m, la deformación resultante del 4° bloque será de 0.033 m y la deformación resultante del 5° bloque será de 0.025 m.

Para finalizar, es notorio que la deformación resultante de cada bloque independiente disminuye conforme se aumenta el número de bloques desacoplados, llegando a tener deformaciones muy pequeñas en edificios altos como el que se presenta en esta investigación.

III.3 Conclusiones y Recomendaciones

III.3.1 Conclusiones

De los datos obtenidos a lo largo de este trabajo sobre la resistencia sísmica de un edificio de gran altura con estructuras metálicas, se desprenden múltiples conclusiones respecto a cada opción de amortiguación analizada durante el desarrollo de esta investigación.

Es necesario tomar en cuenta que los edificios de gran altura poseen periodos fundamentales altos en comparación con los edificios de mediana altura. Esto hace que los periodos que posee un fenómeno sísmico tenga dos efectos: si son de corta duración, las aceleraciones no van a afectar mayormente al edificio; pero si estos son prolongados, se genera un movimiento de terreno de periodo largo, el cual consiste en una oscilación más lenta y mucho más prolongada generando una amplificación del efecto mientras más cercanos estén al periodo natural de la estructura, provocando así el fenómeno de resonancia. Por otro lado, los sismos severos que presentan periodos naturales altos (entre 3.0 s – 4.0 s) resultan ser los más perjudiciales para este tipo de edificación.

De la primera opción de amortiguación para este edificio de gran altura, basado en la modificación de su sistema estructural se obtuvo lo siguiente:

- La variante 1 correspondiente al sistema de pórticos rígidos, solo es recomendable para edificios de poca altura, para no más de 30 pisos, esto se puede evidenciar en el resultado de esta investigación, ya que presenta un periodo de 4.37 segundos, muy amplio para una edificación de gran envergadura.

- La variante 2 correspondiente al sistema de pórticos contraventeados tipo X, solo es recomendable para edificios de mediana altura, entre 20 y 50 pisos, esto se puede evidenciar en el resultado de esta investigación, ya que presenta un periodo de 3.57 segundos, muy amplio y además se encuentra dentro del rango de un sismo de periodo largo, resultando riesgoso para la seguridad de la edificación.
- La variante 3 correspondiente al sistema de pórticos contraventeados tipo chevron en V invertida, al igual que la variante 2, también es recomendable para edificios de mediana altura, entre 20 y 50 pisos, esto se puede evidenciar en el resultado de esta investigación, ya que presenta un periodo de 3.55 segundos, también amplio y además se encuentra dentro del rango de un sismo de periodo largo, resultando riesgoso para la seguridad de la edificación.
- La variante 4 correspondiente al sistema de pórticos contraventeados tipo chevron en V, al igual que la variante 2 y 3, también es recomendable para edificios de mediana altura, entre 20 y 50 pisos, esto se puede evidenciar en el resultado de esta investigación, ya que presenta un periodo de 3.60 segundos, también amplio y además se encuentra dentro del rango de un sismo de periodo largo, resultando riesgoso para la seguridad de la edificación.
- La variante 5 correspondiente al sistema de estructuración tubular, es recomendable para edificios que promedian los 50 pisos, sin embargo, en esta investigación se obtuvo un periodo de 3.65 segundos, esto se debe a que la separación entre las columnas de exteriores que conforman “el tubo” están separadas 3 metros entre sus ejes, mientras que la recomendación para un correcto funcionamiento de este sistema sugiere una separación del rango de 1.00 a 3.00 metros entre ejes de columnas.
- La variante 6 correspondiente al sistema arriostrado con armadura de sombrero en pórticos contraventeados tipo X, es recomendable para edificios que promedian los 40 pisos, esto se puede evidenciar en el resultado de esta investigación, ya que presenta un periodo de 3.56 segundos, muy amplio y además se encuentra dentro del rango de un sismo de periodo largo, resultando riesgoso para la seguridad de la edificación.

- La variante 7 correspondiente al sistema arriostrado con armadura de sombrero en pórticos contraventeados tipo Chevron en V invertida, al igual que la variante 6, también es recomendable para edificios que promedian los 40 pisos, esto se puede evidenciar en el resultado de esta investigación, ya que presenta un periodo de 3.54 segundos, muy amplio y además se encuentra dentro del rango de un sismo de periodo largo, resultando riesgoso para la seguridad de la edificación.

- La variante 8 correspondiente al sistema arriostrado con armadura de sombrero en pórticos contraventeados tipo Chevron en V, al igual que la variante 6 y 7, también es recomendable para edificios que promedian los 40 pisos, esto se puede evidenciar en el resultado de esta investigación, ya que presenta un periodo de 3.59 segundos, muy amplio y además se encuentra dentro del rango de un sismo de periodo largo, resultando riesgoso para la seguridad de la edificación.

- La variante 9 correspondiente al sistema de estructuración tubular arriostrado, es recomendable para edificios que sobrepasan los 60 pisos. A pesar que la separación entre las columnas de exteriores que conforman “el tubo” están separadas 3 metros entre sus ejes (mientras se sugiere una separación del rango de 1.00 a 3.00 metros entre ejes de columnas), la estructura presenta un periodo natural de 2.65 segundos, menor y fuera del rango de periodos de un sismo de periodo natural alto.

- La variante 10 correspondiente al sistema arriostrado con cinturones en pórticos contraventeados tipo X, es recomendable para edificios que superan los 40 pisos, esto se puede evidenciar en el resultado de esta investigación, ya que presenta un periodo de 3.14 segundos, relativamente amplio y encontrándose dentro del rango de un sismo de periodo largo, sin embargo, resulta una opción favorable ya que se encuentra casi fuera del límite del rango de periodos de un sismo de periodo natural alto.

- La variante 11 correspondiente al sistemas arriostrados con cinturones en pórticos contraventeados tipo Chevron en V invertida, al igual que la variante 10, también es recomendable para edificios que superan los 40 pisos, esto se puede evidenciar en el resultado de esta investigación, ya que presenta un periodo de 3.19 segundos, relativamente amplio y encontrándose dentro del rango de un sismo de periodo

largo, sin embargo, resulta una opción favorable ya que se encuentra casi fuera del límite del rango de periodos de un sismo de periodo natural alto.

- La variante 12 correspondiente al sistemas arriostrados con cinturones en pórticos contraventados tipo Chevron en V, al igual que la variante 10 y 11, también es recomendable para edificios que superan los 40 pisos, esto se puede evidenciar en el resultado de esta investigación, ya que presenta un periodo de 3.23 segundos, relativamente amplio y encontrándose dentro del rango de un sismo de periodo largo, sin embargo, resulta una opción favorable ya que se encuentra casi fuera del límite del rango de periodos de un sismo de periodo natural alto.

La segunda opción de amortiguación para este edificio de gran altura, se basó en el sistema de amortiguadores de masa sintonizada AMS, el cual se describe como dispositivos que utilizan una gran masa colocada en la parte superior de la estructura vinculada al edificio a través de un resorte y un mecanismo de amortiguamiento viscoso. La frecuencia natural del dispositivo se sintoniza cerca de la frecuencia natural del sistema principal provocando que el AMS vibre en resonancia, disipando la energía absorbida a través de los mecanismos de amortiguamiento del mismo.

Los parámetros de diseño del AMS consisten en la relación entre la frecuencia del amortiguador y la frecuencia de la estructura principal, relación entre la masa del amortiguador y la masa de la estructura principal, y el amortiguamiento óptimo. Se buscó determinar estos parámetros para lograr la máxima eficiencia de este sistema.

- Al realizar los análisis para la determinación del valor de la masa de AMS se pudo observar en los gráficos que el desplazamiento del edificio disminuye conforme se aumenta la masa del AMS en función al porcentaje de la masa total del edificio. Sin embargo, la variación de desplazamientos resultó ser cada vez menos significativa mientras se aumenta la masa del AMS, debido a esto, se concluyó que la masa óptima para el AMS resulta ser de 1.5% del peso del sistema,

ya que es a partir de este porcentaje, donde los desplazamientos resultan ser menos significativos respecto al desplazamiento anterior.

- Respecto a la determinación de la rigidez del AMS se determinó que el factor para la rigidez del sistema de AMS, que sirva para lograr la máxima eficiencia del mismo debía ser igual a 1.1, ya que los máximos desplazamientos tanto para el Eje X como para el Eje Y resultaban siendo los mínimos y además estas magnitudes fueron muy cercanos, lo cual resulta conveniente para evitar la torsión en la estructura.

- En cuanto al caso de tener 2 AMS, y tomando en cuenta que el comportamiento de varios AMS con la misma masa que un solo amortiguador, es más satisfactorio debido a que son menos sensibles a las incertidumbres en los parámetros del sistema. Teniendo 1 AMS ubicado en el último nivel mientras que el segundo amortiguador variará de ubicación cada 5 pisos, desde el piso 5 – 50, se observó que los desplazamientos tanto para Eje X como para el Eje Y disminuyen conforme el segundo AMS se acerca al último nivel de la estructura. Es decir, 2 AMS ubicados en el último nivel mejoran aún más el comportamiento de la edificación frente a las fuerzas sísmicas inerciales.

En resumen, en el Gráfico 9, se puede observar la forma en que la deformación de la edificación va mermando conforme se modifica la estructuración y se añade el AMS con sus características iniciales modificadas. Este proceso evolutivo de la edificación con su consiguiente disminución de desplazamientos, se describe a continuación:

- El tipo de estructuración propuesto en la variante 1 presenta una deformación resultante en el último nivel de 1.04 m, sin embargo, si se cambia la estructuración a la variante 9, la deformación resultante disminuye a 0.79 m, es decir, la deformación se redujo en 23.7%.

- Si a la variante 9 se añade un AMS de masa equivalente al 1% de la masa del edificio, la nueva deformación resultante será de 0.59 m, es decir, la deformación se reduce en 25.6%.

- Si al AMS de masa igual al 1% de la masa del edificio se decide cambiar la magnitud de la masa y ahora esta resulta igual al 1.5% de la masa del edificio, la deformación resultante será de 0.56 m, es decir, se reducirá la deformación en 4.6%.
- Si al AMS de masa igual al 1.5% de la masa del edificio se decide cambiar su rigidez incrementando en 10% resultando una rigidez final igual al 1.1 de la rigidez inicial, la deformación resultante será de 0.54 m, es decir, se reducirá la deformación en 3.1%.
- Si se decide agregar un segundo AMS con las mismas características que el primer AMS, la deformación resultante disminuye a 0.50 m, reduciéndose en 8.5% respecto a la deformación anterior.
- En relación a la deformación que presenta el tipo de estructuración de la variante 9 sin AMS y añadiendo a éste 2 AMS cada una de masa igual a 1.5% de la masa del edificio, con rigidez igual a 1.1 respecto a su rigidez inicial, la deformación se reduce en 52%.

En la tercera opción de amortiguación para un edificio de gran altura, se presentó el sistema de aisladores sísmicos de base, el cual consiste en aislar la superestructura de la cimentación a través de dispositivos cuya característica principal consiste en entregar una alta rigidez vertical para soportar las cargas de la edificación y una rigidez lateral baja, para permitir el desplazamiento de la superestructura ante eventos sísmicos, de esta manera se reduce el nivel de aceleraciones que una estructura experimenta durante un sismo, mediante el aumento del período propio de la estructura llevándolo lejos de los períodos predominantes del movimiento del suelo, con la consiguiente disminución de los esfuerzos internos.

- Al realizar los análisis para la determinación del periodo aislado para la edificación en el gráfico 12, se observó que la diferencia de desplazamientos resultaba ser cada vez menor mientras se aumentaba el periodo aislado, es decir,

resultó conveniente elegir el periodo más alto posible, siempre y cuando se cumplieran con los requisitos de desplazamiento máximo permisible de los aisladores (valores entre 5cm y 40cm para sismos severos) y el desplazamiento total de la edificación (una magnitud no mayor a 50 centímetros). De esta manera, se concluyó que el periodo óptimo de aislación basal es igual a 5.0 segundos.

- Respecto a la determinación del amortiguamiento efectivo del aislador sísmico, se apreció que el desplazamiento del edificio disminuía conforme se aumentaba el porcentaje de amortiguación de los aisladores; sin embargo, esta variación era muy insignificante, casi nula en comparación al aumento sustancial de amortiguación de los aisladores. Debido a esto, se concluyó que el amortiguamiento efectivo “ β ” del aislador sísmico es igual 10%.

La característica principal del sistema de los aisladores sísmicos es la reducción del nivel de aceleraciones que una estructura experimenta durante un sismo, mediante el aumento del período propio de la estructura llevándolo lejos de los períodos predominantes del movimiento del suelo, logrando de esta manera la disminución de desplazamientos relativos del edificio, disminución de fuerzas de corte y disminución de fuerzas momentos en la estructura. De esta manera, en los Gráficos 14, 15, 16, 17 y 18 donde se observó la reducción de cada fenómeno interno producido por las fuerzas de inercia en la estructura, en relación al tipo de estructuración presentado en la variante 9 sin aisladores y añadiendo a este aisladores con un periodo de 5.0 segundos y una amortiguación del 10%, los cuales se describirán a continuación:

- La deformación que sufre la estructura en el último nivel, producto de las fuerzas de inercia, se redujo en más del 75%.

- El promedio de reducción de las aceleraciones por cada nivel resultó ser mayor a 87%, alcanzando en algunos niveles reducciones de hasta el 89% de la aceleración inicial.

- El promedio de reducción de las fuerzas de corte por cada nivel resultó ser mayor a 81%, alcanzando en algunos niveles reducciones de hasta el 90% de la fuerza cortante inicial.

- El promedio de reducción de los momentos flectores por cada nivel resultó ser mayor a 84%, alcanzando en algunos niveles reducciones de hasta el 93% del momento flector inicial.

En la cuarta opción de amortiguación para un edificio de gran altura, se propuso un sistema de separaciones de pisos mediante aisladores sísmicos, el cual consiste en el desacoplamiento de la estructura por tramos, es decir, se separa la estructura mediante aisladores sísmicos cada cierto número de pisos, creando varios bloques de pisos montados uno sobre otro, independizando así el comportamiento y la respuesta de cada bloque frente a cargas externas provenientes del sismo y del viento.

Al realizar los análisis para la determinación del número de bloques aislados, se observó lo siguiente:

- Si se desacopla la estructura de la cimentación formando 1 bloque, la deformación resultante del edificio será de 0.185 m.

- Si se desacopla la estructura formando 2 bloques independientes, la deformación resultante del 1° bloque será de 0.100 m, mientras que la deformación resultante del 2° bloque será de 0.073 m.

- Si se desacopla la estructura formando 3 bloques independientes, la deformación resultante del 1° bloque será de 0.067 m, la deformación resultante del 2° bloque será de 0.060 m y la deformación resultante del 3° bloque será de 0.048 m.

- Si se desacopla la estructura formando 4 bloques independientes, la deformación resultante del 1° bloque será de 0.050 m, la deformación resultante del 2° bloque será de 0.053 m, la deformación resultante del 3° bloque será de 0.043 m y la deformación resultante del 4° bloque será de 0.032 m.

- Si se desacopla la estructura formando 5 bloques independientes, la deformación resultante del 1° bloque será de 0.042 m, la deformación resultante del 2° bloque será de 0.038 m, la deformación resultante del 3° bloque será de 0.037 m, la deformación resultante del 4° bloque será de 0.033 m y la deformación resultante del 5° bloque será de 0.025 m.

III.3.2 Recomendaciones

De acuerdo a los resultados obtenidos en esta investigación se efectuarán diversas recomendaciones en función a cada opción de amortiguación.

Respecto a la primera opción de amortiguación basada en la modificación de su sistema estructural, se recomienda lo siguiente:

- Tomar en cuenta que el análisis realizado en esta investigación fue para un edificio que presenta regularidad tanto en altura como en planta, de variar esta condición modificando de manera drástica la arquitectura de la edificación, entonces la variante recomendada puede ser diferente a la sugerida en este trabajo. Por lo que resulta indispensable verificar el periodo fundamental de la estructura realizando un análisis modal con cada variante en función a su altura.

Acerca de la segunda opción de amortiguación realizada con el sistema de amortiguadores de masa sintonizada AMS, se aconseja lo siguiente:

- Se debe prestar atención a la ubicación de éstos si se desea aumentar el número de AMS, ya que existirán lugares que pueden resultar perjudiciales a la respuesta de la estructura frente a las solicitaciones de carga, aumentando significativamente los esfuerzos implicados.

En cuanto a la tercera opción de amortiguación desarrollada mediante el sistema de aisladores sísmicos de base, se sugiere lo siguiente:

- No se debe limitar el uso de estos dispositivos en función a la altura de la estructura; sin embargo, deberán realizarse estudios de optimización, para cada

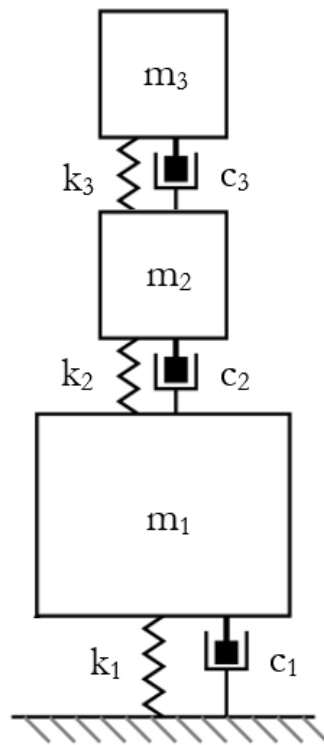
tipo de edificio, ya que el periodo óptimo variará en función a la altura de la edificación.

Y en la cuarta opción de amortiguación elaborado con el sistema de separaciones de pisos mediante aisladores sísmicos, se recomienda lo siguiente:

- Si se desea analizar el costo de la inclusión de estos dispositivos, debido al alto número de aisladores que se pueden utilizar en este sistema, el incremento de los costos no será sustancial si la estructura es de gran envergadura, además se deben considerar los costos solo a largo plazo.

Para finalizar, se recomienda continuar con esta investigación añadiendo una quinta opción de amortiguación para edificios altos, esta puede consistir en un amortiguador dual de masa sintonizada, es decir, un AMS sobre otro AMS.

Figura 51: amortiguador dual de masa sintonizada



Fuente: Google imágenes

BIBLIOGRAFÍA

- AMBROSINI, R. D., CUITIÑO, G., REBECO, J., (2004). “Eficiencia de amortiguadores sintonizados en estructuras sismorresistente”. *Mecánica Computacional* Vol. XXIII, pp. 447-462.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. *Specification for Structural Steel Buildings* ANSI/AISC 360-10.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. *ASCE/SEI 7-10 Standard. Minimum Design Loads for Buildings and other Structures*. Virginia.
- BAZÁN, Enrique, MELI, Roberto (2004). *Diseño sísmico de edificios*, Primera edición, Editorial Limusa Noriega Editores, México.
- BASSOTI, Ricardo Daniel. “Control de vibraciones torsionales en estructuras sismorresistentes”.
- BOZZO, L., (1996) “Análisis de edificios con sistemas de aislamiento de base”. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 1, N°1, pp. 17-38.
- CASABONE, Carlos. “Tecnologías en construcción presente y futuro – Aisladores Sísmicos”. Ponencia presentada en el Seminario ACI. Lima.
- CHENG, G., WU, J., (2003). “Experimental study on multiple tuned mass dampers to reduce seismic responses of a three-storey building structure”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 32, 793-810.
- CHOPRA, ANIL K. (2014). *Dinámica de estructuras*, Cuarta edición, Editorial Pearson Educación, México.
- CONSTANTINOU, M., SOONG T., DARGUSH, G., (1998). “Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit”. *Monograph Series, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research*, Buffalo, NY.
- GOMEZ MARTINEZ, Miguel Ángel. “Diseño estructural de edificios altos tipo torre empleando concreto de alta resistencia”.
- HENOC HINOSTROZA, Ricardo Arturo. “Calificación sísmica de edificios altos”.

- ILHARREGUY ARAYA, Philippe Leonardo. “Estimación multimodelo de parámetros estructurales para el diseño y sintonía de amortiguadores de masa sintonizados”.
- INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION DE CHILE (2013) NCH2745. Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica – requisitos.
- McCORMAC, Jack C. Y CSERNAK, Stephen F. (2012). Diseño de Estructuras de Acero, Quinta Edición, Editorial Alfaomega, México.
- NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.020. CARGAS (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones.
- NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.030. DISEÑO SISMORRESISTENTE (2016). Reglamento Nacional de Edificaciones.
- NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.090. ESTRUCTURAS METÁLICAS (2015). Reglamento Nacional de Edificaciones.
- VALDEBENITO M., Galo. “Dispositivos para el control de vibraciones”.
- VILLAREAL CASTRO, Genner (2007). Interacción suelo-estructura en edificios altos.
- VILLAVERDE R., KOYAMA L. A. (1993). Damped resonant appendages to increase inherent damping in buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 22, pp.
- VILLAVERDE R (1994). Seismic control of structures with damped resonant appendages, 9° World Conference of Structural Control, vol. WP-4, pp. 113-119.
- WHITTAKER, Aiken I., (1993), “Development Development and Application of Passive Energy Dissipation Techniques in the U.S.A”.

ANEXOS

- Anexo 1

Tabla de modos y frecuencias de la variante 1 de estructuración

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	4.369467	0.228860858	1.437975178	2.067772612
MODAL	Mode	2	3.550343	0.281662891	1.769740139	3.131980158
MODAL	Mode	3	3.251818	0.307520322	1.932207172	3.733424554
MODAL	Mode	4	1.589579	0.629097454	3.952735882	15.62412095
MODAL	Mode	5	1.249204	0.800509987	5.029752588	25.2984111
MODAL	Mode	6	1.209485	0.826798521	5.194928322	26.98728027
MODAL	Mode	7	0.922126	1.084450532	6.81380365	46.42792019
MODAL	Mode	8	0.712891	1.402738219	8.813664166	77.68067604
MODAL	Mode	9	0.702711	1.42306076	8.941354458	79.94781955
MODAL	Mode	10	0.65934	1.516667829	9.529505017	90.81146586
MODAL	Mode	11	0.49683	2.012762221	12.64655802	159.9354297
MODAL	Mode	12	0.49298	2.028481135	12.74532287	162.443255
MODAL	Mode	13	0.488633	2.04652659	12.8587058	165.3463149
MODAL	Mode	14	0.396992	2.518942525	15.82698266	250.4933802
MODAL	Mode	15	0.364104	2.746471738	17.25659087	297.7899285
MODAL	Mode	16	0.328482	3.044306051	19.12793905	365.8780522
MODAL	Mode	17	0.305543	3.272863907	20.56401041	422.8785243
MODAL	Mode	18	0.281964	3.546550404	22.28363339	496.5603169
MODAL	Mode	19	0.263557	3.794252002	23.83998843	568.3450485
MODAL	Mode	20	0.251876	3.970211816	24.94557655	622.2817892
MODAL	Mode	21	0.248831	4.018784972	25.25077069	637.6014203
MODAL	Mode	22	0.215128	4.648394194	29.2067221	853.032616
MODAL	Mode	23	0.207927	4.809374374	30.2181904	913.1390311
MODAL	Mode	24	0.185801	5.382112804	33.81681209	1143.57678
MODAL	Mode	25	0.176728	5.658412978	35.55285728	1264.005661
MODAL	Mode	26	0.124521	8.030789491	50.45893853	2546.104478
MODAL	Mode	27	0.122582	8.157780351	51.25684564	2627.264225
MODAL	Mode	28	0.117702	8.496048449	53.38224678	2849.664272
MODAL	Mode	29	0.101073	9.893831275	62.1647753	3864.459288
MODAL	Mode	30	0.059528	16.79876485	105.5497525	11140.75025

- Anexo 2

Tabla de modos y frecuencias de la variante 2 de estructuración

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	3.570112	0.280103229	1.759940493	3.097390538
MODAL	Mode	2	3.132214	0.319262965	2.005988371	4.023989345
MODAL	Mode	3	2.248753	0.444690907	2.794075376	7.806857207
MODAL	Mode	4	1.171303	0.853750002	5.364269469	28.77538694
MODAL	Mode	5	1.020492	0.979919755	6.157017407	37.90886335
MODAL	Mode	6	0.763997	1.308905862	8.224098082	67.63578926
MODAL	Mode	7	0.610044	1.639224964	10.29955421	106.0808169
MODAL	Mode	8	0.533139	1.875684588	11.78527384	138.8926796
MODAL	Mode	9	0.403023	2.481246209	15.59012973	243.0521448
MODAL	Mode	10	0.397264	2.517215879	15.81613383	250.1500893
MODAL	Mode	11	0.351305	2.846527002	17.88525664	319.882405
MODAL	Mode	12	0.308805	3.238289446	20.34677267	413.9911579
MODAL	Mode	13	0.283265	3.530266885	22.18132102	492.0110022
MODAL	Mode	14	0.254947	3.922383086	24.64505977	607.3789713
MODAL	Mode	15	0.253907	3.938448962	24.74600465	612.3647463
MODAL	Mode	16	0.251869	3.97031836	24.94624599	622.3151889
MODAL	Mode	17	0.244469	4.090496366	25.70134666	660.5592203
MODAL	Mode	18	0.211042	4.738403997	29.77227037	886.3880833
MODAL	Mode	19	0.205293	4.871077742	30.6058841	936.7201415
MODAL	Mode	20	0.181541	5.508411158	34.61036805	1197.877577
MODAL	Mode	21	0.17992	5.558039026	34.92218914	1219.559295
MODAL	Mode	22	0.159857	6.255579495	39.30496517	1544.880287
MODAL	Mode	23	0.150897	6.627038361	41.63891006	1733.798831
MODAL	Mode	24	0.133955	7.465192152	46.90518564	2200.09644
MODAL	Mode	25	0.118125	8.465637938	53.19117191	2829.300769
MODAL	Mode	26	0.110482	9.051213262	56.87045018	3234.248103
MODAL	Mode	27	0.094863	10.54147577	66.2340457	4386.94881
MODAL	Mode	28	0.088417	11.31000596	71.06286325	5049.930534
MODAL	Mode	29	0.08441	11.84693815	74.43650772	5540.793681
MODAL	Mode	30	0.059656	16.76265888	105.322892	11092.91157

- Anexo 3

Tabla de modos y frecuencias de la variante 3 de estructuración

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	3.548228	0.281830786	1.770795052	3.135715115
MODAL	Mode	2	3.114902	0.321037363	2.017137243	4.068842659
MODAL	Mode	3	2.233599	0.447707997	2.813032311	7.913150785
MODAL	Mode	4	1.175863	0.850439087	5.343466374	28.55263289
MODAL	Mode	5	1.023123	0.977399897	6.141184672	37.71414918
MODAL	Mode	6	0.766018	1.305453091	8.202403682	67.27942616
MODAL	Mode	7	0.621312	1.609497135	10.11276875	102.2680918
MODAL	Mode	8	0.540346	1.850665885	11.6280767	135.2121677
MODAL	Mode	9	0.410789	2.434341777	15.29542048	233.9498878
MODAL	Mode	10	0.410616	2.435367735	15.30186677	234.1471267
MODAL	Mode	11	0.360158	2.776561199	17.44564853	304.3506526
MODAL	Mode	12	0.307599	3.250981719	20.42652057	417.2427425
MODAL	Mode	13	0.296728	3.370093014	21.17491891	448.3771907
MODAL	Mode	14	0.262374	3.811355643	23.94745377	573.4805423
MODAL	Mode	15	0.259812	3.848935645	24.18357589	584.845343
MODAL	Mode	16	0.253776	3.940489802	24.75882763	612.9995454
MODAL	Mode	17	0.243995	4.098450687	25.75132514	663.1307464
MODAL	Mode	18	0.217983	4.587518873	28.82423118	830.8363031
MODAL	Mode	19	0.208897	4.787044269	30.07788622	904.6792392
MODAL	Mode	20	0.187968	5.320058984	33.42691644	1117.358743
MODAL	Mode	21	0.178207	5.611447675	35.25776559	1243.110034
MODAL	Mode	22	0.164078	6.094669267	38.29393639	1466.425564
MODAL	Mode	23	0.151121	6.617234631	41.57731141	1728.672824
MODAL	Mode	24	0.139098	7.189165418	45.17085853	2040.40646
MODAL	Mode	25	0.117888	8.482594334	53.29771209	2840.646114
MODAL	Mode	26	0.115348	8.669400866	54.47145214	2967.139099
MODAL	Mode	27	0.098426	10.15993255	63.83673889	4075.129232
MODAL	Mode	28	0.089325	11.19511881	70.34100601	4947.857127
MODAL	Mode	29	0.084144	11.88433817	74.671499	5575.832763
MODAL	Mode	30	0.059477	16.81332243	105.6412204	11160.06745

- Anexo 4

Tabla de modos y frecuencias de la variante 4 de estructuración

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	3.59675	0.278028773	1.746906303	3.051681632
MODAL	Mode	2	3.145158	0.317949061	1.997732867	3.990936609
MODAL	Mode	3	2.267953	0.440926151	2.770420714	7.675230932
MODAL	Mode	4	1.192427	0.838625743	5.269240949	27.76490018
MODAL	Mode	5	1.033269	0.967802276	6.080881042	36.97711425
MODAL	Mode	6	0.778779	1.284061475	8.067996196	65.09256262
MODAL	Mode	7	0.62824	1.591749077	10.00125441	100.0250898
MODAL	Mode	8	0.544629	1.836113513	11.53664145	133.0940959
MODAL	Mode	9	0.416169	2.402868237	15.0976664	227.9395309
MODAL	Mode	10	0.414836	2.41059101	15.14619002	229.407072
MODAL	Mode	11	0.362941	2.755265812	17.31184567	299.7000004
MODAL	Mode	12	0.307971	3.247061352	20.40188818	416.2370413
MODAL	Mode	13	0.29795	3.356271206	21.08807393	444.7068621
MODAL	Mode	14	0.265653	3.764312925	23.65187566	559.4112223
MODAL	Mode	15	0.260739	3.835249615	24.09758403	580.6935562
MODAL	Mode	16	0.254146	3.934744896	24.72273132	611.2134437
MODAL	Mode	17	0.244704	4.086565616	25.67664903	659.2903055
MODAL	Mode	18	0.217744	4.592538638	28.85577129	832.655537
MODAL	Mode	19	0.209541	4.772337077	29.9854782	899.1289031
MODAL	Mode	20	0.188278	5.3112894	33.37181552	1113.678071
MODAL	Mode	21	0.179082	5.58402298	35.08545115	1230.988882
MODAL	Mode	22	0.163147	6.129448355	38.51245984	1483.209563
MODAL	Mode	23	0.151753	6.589655947	41.40402942	1714.293653
MODAL	Mode	24	0.13975	7.15562228	44.96010078	2021.410662
MODAL	Mode	25	0.118019	8.47321489	53.2387793	2834.367621
MODAL	Mode	26	0.11431	8.748154065	54.96627309	3021.291177
MODAL	Mode	27	0.098257	10.17743098	63.9466848	4089.178497
MODAL	Mode	28	0.089152	11.21675866	70.47697319	4967.00375
MODAL	Mode	29	0.084532	11.82987802	74.32931575	5524.84718
MODAL	Mode	30	0.059551	16.79222836	105.5086825	11132.08209

- Anexo 5

Tabla de modos y frecuencias de la variante 5 de estructuración

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	3.645135	0.274338281	1.723718255	2.971204622
MODAL	Mode	2	2.814107	0.355352476	2.232745453	4.98515226
MODAL	Mode	3	2.193685	0.455854016	2.864215254	8.203729021
MODAL	Mode	4	1.339423	0.746590141	4.690964203	22.00514516
MODAL	Mode	5	0.995376	1.004645511	6.312373911	39.84606439
MODAL	Mode	6	0.82291	1.215199448	7.635323319	58.29816218
MODAL	Mode	7	0.782145	1.278534844	8.033271349	64.53344857
MODAL	Mode	8	0.560913	1.782807714	11.20171124	125.4783346
MODAL	Mode	9	0.559719	1.786612214	11.22561561	126.0144459
MODAL	Mode	10	0.48761	2.050817723	12.88566779	166.0404343
MODAL	Mode	11	0.421448	2.372769454	14.90855017	222.2648681
MODAL	Mode	12	0.394215	2.536685593	15.93846565	254.0346873
MODAL	Mode	13	0.33653	2.971505872	18.67052203	348.588393
MODAL	Mode	14	0.336009	2.976112673	18.69946742	349.6700818
MODAL	Mode	15	0.290828	3.438458911	21.60447451	466.7533189
MODAL	Mode	16	0.28013	3.569765748	22.4294997	503.0824566
MODAL	Mode	17	0.274491	3.643100998	22.89027867	523.9648574
MODAL	Mode	18	0.231437	4.320836477	27.14861627	737.0473651
MODAL	Mode	19	0.223282	4.478649853	28.14018695	791.8701216
MODAL	Mode	20	0.213284	4.688573657	29.45917711	867.843116
MODAL	Mode	21	0.188033	5.318217109	33.4153436	1116.585188
MODAL	Mode	22	0.174133	5.74273204	36.08264957	1301.9576
MODAL	Mode	23	0.15568	6.423430731	40.35960559	1628.897763
MODAL	Mode	24	0.154262	6.482489468	40.73068258	1658.988503
MODAL	Mode	25	0.154062	6.490875705	40.78337486	1663.283665
MODAL	Mode	26	0.121667	8.219133598	51.64233946	2666.931225
MODAL	Mode	27	0.117399	8.517939921	53.51979496	2864.368452
MODAL	Mode	28	0.10811	9.249797278	58.11819035	3377.724049
MODAL	Mode	29	0.082145	12.17355479	76.48870058	5850.521316
MODAL	Mode	30	0.057865	17.28146516	108.582648	11790.19145

- Anexo 6

Tabla de modos y frecuencias de la variante 6 de estructuración

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	3.5615	0.28078055	1.764196228	3.112388329
MODAL	Mode	2	3.131223	0.319364073	2.006623653	4.026538484
MODAL	Mode	3	2.235631	0.44730097	2.81047488	7.898769048
MODAL	Mode	4	1.149409	0.870012598	5.46645037	29.88207965
MODAL	Mode	5	1.009264	0.990821302	6.225513845	38.75702264
MODAL	Mode	6	0.739584	1.352111783	8.495568892	72.17469079
MODAL	Mode	7	0.592306	1.688315695	10.60800037	112.5296718
MODAL	Mode	8	0.521555	1.917344194	12.04702887	145.1309046
MODAL	Mode	9	0.387948	2.577664477	16.19594357	262.3085881
MODAL	Mode	10	0.387052	2.583630528	16.23342937	263.5242293
MODAL	Mode	11	0.34485	2.899814361	18.22007099	331.9709868
MODAL	Mode	12	0.308479	3.241714179	20.3682909	414.8672741
MODAL	Mode	13	0.278311	3.593102357	22.57612794	509.6815526
MODAL	Mode	14	0.2517	3.972977536	24.96295408	623.1490765
MODAL	Mode	15	0.250063	3.998992119	25.12640853	631.3364054
MODAL	Mode	16	0.24478	4.085307472	25.66874388	658.8844125
MODAL	Mode	17	0.238103	4.199862629	26.38851516	696.3537325
MODAL	Mode	18	0.204731	4.884466404	30.69000755	941.8765632
MODAL	Mode	19	0.203133	4.922894458	30.93145812	956.7551017
MODAL	Mode	20	0.177518	5.633218747	35.39455726	1252.774684
MODAL	Mode	21	0.158582	6.305872949	39.62096826	1569.821126
MODAL	Mode	22	0.157199	6.361376764	39.96970902	1597.577639
MODAL	Mode	23	0.141141	7.085115825	44.51709565	1981.771805
MODAL	Mode	24	0.129466	7.724062125	48.53171366	2355.327231
MODAL	Mode	25	0.116257	8.6016145	54.04553784	2920.920161
MODAL	Mode	26	0.107726	9.282767921	58.32535101	3401.84657
MODAL	Mode	27	0.093804	10.66054516	66.98218073	4486.612535
MODAL	Mode	28	0.087508	11.42751511	71.80119504	5155.411609
MODAL	Mode	29	0.080567	12.41197601	77.98674531	6081.932444
MODAL	Mode	30	0.058051	17.22609408	108.2347412	11714.75921

- Anexo 7

Tabla de modos y frecuencias de la variante 7 de estructuración

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	3.541314	0.282381025	1.774252309	3.147971255
MODAL	Mode	2	3.113457	0.321186344	2.018073318	4.072619916
MODAL	Mode	3	2.222836	0.449875813	2.826653096	7.989967727
MODAL	Mode	4	1.159977	0.862086215	5.41664744	29.34006948
MODAL	Mode	5	1.014641	0.985570519	6.192522202	38.34733122
MODAL	Mode	6	0.747775	1.337300586	8.402507393	70.6021305
MODAL	Mode	7	0.608532	1.643299648	10.3251562	106.6088506
MODAL	Mode	8	0.531707	1.880736318	11.8170148	139.6418388
MODAL	Mode	9	0.404198	2.474035003	15.54482038	241.6414407
MODAL	Mode	10	0.398803	2.507504005	15.75511232	248.2235644
MODAL	Mode	11	0.355373	2.813943709	17.68052977	312.6011329
MODAL	Mode	12	0.307277	3.254393113	20.44795499	418.1188633
MODAL	Mode	13	0.292671	3.41680133	21.46839591	460.892023
MODAL	Mode	14	0.257157	3.8886775	24.43328133	596.9852367
MODAL	Mode	15	0.255768	3.909790243	24.56593661	603.4852414
MODAL	Mode	16	0.252204	3.965046661	24.91312292	620.6636939
MODAL	Mode	17	0.240682	4.154852224	26.10570645	681.5079092
MODAL	Mode	18	0.216921	4.609972384	28.96531075	838.9892268
MODAL	Mode	19	0.204143	4.898534677	30.77840111	947.3099749
MODAL	Mode	20	0.186285	5.368106484	33.72880779	1137.632475
MODAL	Mode	21	0.165237	6.051898842	38.02520189	1445.915978
MODAL	Mode	22	0.160765	6.220261093	39.0830531	1527.48504
MODAL	Mode	23	0.14388	6.950226658	43.66956202	1907.030647
MODAL	Mode	24	0.13579	7.364333795	46.2714739	2141.049296
MODAL	Mode	25	0.116533	8.581256851	53.91762696	2907.110497
MODAL	Mode	26	0.112433	8.894206115	55.88394518	3123.015329
MODAL	Mode	27	0.097406	10.2662667	64.5048561	4160.876461
MODAL	Mode	28	0.089448	11.17968443	70.24402894	4934.223601
MODAL	Mode	29	0.081145	12.32356488	77.43124178	5995.597203
MODAL	Mode	30	0.058336	17.14220885	107.7076748	11600.94321

- Anexo 8

Tabla de modos y frecuencias de la variante 8 de estructuración

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	3.589237	0.278610785	1.75056319	3.064471482
MODAL	Mode	2	3.14353	0.318113756	1.998767677	3.995072228
MODAL	Mode	3	2.256294	0.443204698	2.784737247	7.754761534
MODAL	Mode	4	1.175076	0.851008612	5.34704481	28.5908882
MODAL	Mode	5	1.024213	0.976359556	6.134648015	37.63390627
MODAL	Mode	6	0.758718	1.318013379	8.281322299	68.58029902
MODAL	Mode	7	0.613963	1.628761925	10.233813	104.7309284
MODAL	Mode	8	0.535248	1.868291171	11.73881964	137.7998865
MODAL	Mode	9	0.407527	2.45382611	15.41784416	237.7099186
MODAL	Mode	10	0.402892	2.482057701	15.59522848	243.2111513
MODAL	Mode	11	0.35778	2.79501564	17.5616012	308.4098368
MODAL	Mode	12	0.307613	3.250840861	20.42563553	417.2065869
MODAL	Mode	13	0.293678	3.405094591	21.3948403	457.7391917
MODAL	Mode	14	0.258255	3.872146025	24.32941101	591.92024
MODAL	Mode	15	0.257945	3.876798663	24.3586444	593.3435568
MODAL	Mode	16	0.252434	3.961434157	24.89042489	619.5332511
MODAL	Mode	17	0.24122	4.145593479	26.04753204	678.4739252
MODAL	Mode	18	0.216875	4.610959439	28.9715126	839.3485423
MODAL	Mode	19	0.204506	4.889825808	30.72368167	943.9446155
MODAL	Mode	20	0.186592	5.359276163	33.67332524	1133.892833
MODAL	Mode	21	0.164692	6.07195422	38.15121354	1455.515095
MODAL	Mode	22	0.161128	6.206229942	38.99489279	1520.601663
MODAL	Mode	23	0.143935	6.947600806	43.6530633	1905.589936
MODAL	Mode	24	0.136114	7.346776218	46.16115639	2130.852359
MODAL	Mode	25	0.11659	8.577084638	53.89141218	2904.284306
MODAL	Mode	26	0.111324	8.982786853	56.44051437	3185.531663
MODAL	Mode	27	0.097265	10.28119378	64.59864568	4172.985023
MODAL	Mode	28	0.089222	11.20793684	70.42154405	4959.193866
MODAL	Mode	29	0.081397	12.28544414	77.19172211	5958.561962
MODAL	Mode	30	0.058318	17.14742832	107.7404697	11608.00881

- Anexo 9

Tabla de modos y frecuencias de la variante 9 de estructuración

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	2.648916	0.377512871	2.371983326	5.626304898
MODAL	Mode	2	2.344527	0.4265252	2.679936871	7.182061632
MODAL	Mode	3	1.43246	0.698099985	4.386291566	19.2395537
MODAL	Mode	4	0.912589	1.095783609	6.885011473	47.40338298
MODAL	Mode	5	0.790781	1.264571946	7.945539873	63.13160387
MODAL	Mode	6	0.508968	1.964759424	12.34494754	152.3977298
MODAL	Mode	7	0.507661	1.96981767	12.37672944	153.1834317
MODAL	Mode	8	0.431595	2.316987376	14.55806104	211.9371412
MODAL	Mode	9	0.36357	2.75050079	17.28190615	298.6642802
MODAL	Mode	10	0.304926	3.279481294	20.60558868	424.590285
MODAL	Mode	11	0.302549	3.305245553	20.7674703	431.2878226
MODAL	Mode	12	0.283063	3.53278117	22.19711874	492.7120804
MODAL	Mode	13	0.278888	3.585666382	22.52940633	507.5741495
MODAL	Mode	14	0.232791	4.295699518	26.99067609	728.496596
MODAL	Mode	15	0.22641	4.416773779	27.75140812	770.1406524
MODAL	Mode	16	0.21094	4.740694505	29.78666206	887.2452366
MODAL	Mode	17	0.209964	4.762712146	29.92500298	895.5058032
MODAL	Mode	18	0.208701	4.791553498	30.10621854	906.3843948
MODAL	Mode	19	0.186179	5.371181166	33.74812658	1138.936048
MODAL	Mode	20	0.168162	5.946651735	37.36391481	1396.06213
MODAL	Mode	21	0.160518	6.229842291	39.14325355	1532.194298
MODAL	Mode	22	0.143769	6.95560795	43.70337367	1909.98487
MODAL	Mode	23	0.133822	7.472609703	46.95179149	2204.470724
MODAL	Mode	24	0.114086	8.765326495	55.07417064	3033.164272
MODAL	Mode	25	0.111095	9.001281588	56.55672022	3198.662602
MODAL	Mode	26	0.111036	9.006126783	56.58716348	3202.10707
MODAL	Mode	27	0.088938	11.24377455	70.64671904	4990.95891
MODAL	Mode	28	0.08603	11.62385289	73.03482169	5334.085179
MODAL	Mode	29	0.071471	13.99160063	87.9118195	7728.488008
MODAL	Mode	30	0.056732	17.62670708	110.7518669	12265.97602

- Anexo 10

Tabla de modos y frecuencias de la variante 10 de estructuración

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	3.141144	0.318355364	2.000285748	4.001143072
MODAL	Mode	2	2.81598	0.35511611	2.231260327	4.978522646
MODAL	Mode	3	1.788023	0.559276823	3.514039914	12.34847652
MODAL	Mode	4	1.025491	0.975142704	6.127002307	37.54015727
MODAL	Mode	5	0.907306	1.102164085	6.925101187	47.95702645
MODAL	Mode	6	0.616341	1.622478276	10.19433166	103.9243981
MODAL	Mode	7	0.543858	1.838715782	11.55299199	133.4716238
MODAL	Mode	8	0.478294	2.090763253	13.13665295	172.5716508
MODAL	Mode	9	0.367674	2.719799953	17.0890071	292.0341638
MODAL	Mode	10	0.346865	2.882968702	18.11422659	328.1252049
MODAL	Mode	11	0.325568	3.071558505	19.29917127	372.4580118
MODAL	Mode	12	0.30834	3.243169084	20.37743234	415.2397487
MODAL	Mode	13	0.272249	3.673102535	23.07878388	532.6302652
MODAL	Mode	14	0.242981	4.115549323	25.85875904	668.6754188
MODAL	Mode	15	0.242061	4.131187804	25.95701851	673.7668101
MODAL	Mode	16	0.231383	4.321841367	27.15493018	737.390233
MODAL	Mode	17	0.229588	4.355633351	27.36725148	748.9664533
MODAL	Mode	18	0.202395	4.940823221	31.04410787	963.7366334
MODAL	Mode	19	0.183744	5.442350579	34.1952972	1169.31835
MODAL	Mode	20	0.158511	6.308692312	39.63868284	1571.225177
MODAL	Mode	21	0.155469	6.432141195	40.41433505	1633.318478
MODAL	Mode	22	0.13642	7.330278926	46.05750085	2121.293384
MODAL	Mode	23	0.134671	7.425492274	46.65574396	2176.758444
MODAL	Mode	24	0.113505	8.810179212	55.35598858	3064.285471
MODAL	Mode	25	0.112417	8.89541993	55.8915718	3123.867799
MODAL	Mode	26	0.101874	9.816024018	61.67589789	3803.91638
MODAL	Mode	27	0.086519	11.55817989	72.62218609	5273.981912
MODAL	Mode	28	0.085797	11.65544918	73.23334701	5363.123114
MODAL	Mode	29	0.078565	12.72833927	79.9745143	6395.922938
MODAL	Mode	30	0.055879	17.89576363	112.4423991	12643.29311

- Anexo 11

Tabla de modos y frecuencias de la variante 11 de estructuración

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	3.188629	0.31361436	1.970497142	3.882858986
MODAL	Mode	2	2.845862	0.351387374	2.207831988	4.874522089
MODAL	Mode	3	1.842697	0.542682912	3.409777299	11.62658123
MODAL	Mode	4	1.057003	0.946071282	5.944341179	35.33519206
MODAL	Mode	5	0.929143	1.076260974	6.762347138	45.72933882
MODAL	Mode	6	0.643178	1.554779765	9.768969376	95.43276268
MODAL	Mode	7	0.567025	1.763591971	11.08097516	122.7880105
MODAL	Mode	8	0.494547	2.022051947	12.70492708	161.4151722
MODAL	Mode	9	0.386416	2.587885144	16.26016191	264.3928654
MODAL	Mode	10	0.363364	2.752063761	17.29172659	299.0038085
MODAL	Mode	11	0.338608	2.953267012	18.5559239	344.3223117
MODAL	Mode	12	0.307042	3.256888288	20.46363264	418.7602608
MODAL	Mode	13	0.287533	3.477857455	21.85202286	477.5109033
MODAL	Mode	14	0.251984	3.96851064	24.93488774	621.7486267
MODAL	Mode	15	0.244833	4.084424201	25.66319413	658.5995328
MODAL	Mode	16	0.241873	4.134406074	25.9772395	674.816972
MODAL	Mode	17	0.233672	4.279511359	26.8889629	723.0163256
MODAL	Mode	18	0.20142	4.964738366	31.19437115	973.0887916
MODAL	Mode	19	0.197575	5.06135915	31.80145744	1011.332696
MODAL	Mode	20	0.168175	5.946189724	37.3610119	1395.845211
MODAL	Mode	21	0.158079	6.32596897	39.74723529	1579.842713
MODAL	Mode	22	0.139141	7.186953307	45.15695942	2039.150984
MODAL	Mode	23	0.137882	7.252589148	45.56936158	2076.566714
MODAL	Mode	24	0.120914	8.270343458	51.9641005	2700.267741
MODAL	Mode	25	0.113602	8.802670002	55.30880682	3059.064112
MODAL	Mode	26	0.108411	9.224196974	57.95733889	3359.053132
MODAL	Mode	27	0.091044	10.983645	69.01227691	4762.694365
MODAL	Mode	28	0.086211	11.59945181	72.88150521	5311.713802
MODAL	Mode	29	0.078947	12.66666696	79.58701576	6334.093078
MODAL	Mode	30	0.05647	17.70847233	111.2656132	12380.03667

- Anexo 12

Tabla de modos y frecuencias de la variante 12 de estructuración

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	3.234208	0.309194673	1.942727429	3.774189864
MODAL	Mode	2	2.877797	0.347488027	2.183331664	4.766937154
MODAL	Mode	3	1.8672	0.535561138	3.365029871	11.32342603
MODAL	Mode	4	1.069976	0.93460067	5.872269201	34.48354557
MODAL	Mode	5	0.93757	1.066586622	6.701561395	44.91092513
MODAL	Mode	6	0.65109	1.535885093	9.650250648	93.12733758
MODAL	Mode	7	0.572311	1.747301791	10.97862094	120.5301178
MODAL	Mode	8	0.498019	2.007954202	12.61634834	159.1722454
MODAL	Mode	9	0.38947	2.567592457	16.1326592	260.2626928
MODAL	Mode	10	0.367189	2.723389883	17.1115633	292.8055985
MODAL	Mode	11	0.340779	2.934456726	18.43773539	339.9500862
MODAL	Mode	12	0.307396	3.253132917	20.44003695	417.7951105
MODAL	Mode	13	0.288298	3.468635661	21.79408062	474.9819502
MODAL	Mode	14	0.252583	3.959097579	24.87574374	618.8026266
MODAL	Mode	15	0.24487	4.083805288	25.65930538	658.3999528
MODAL	Mode	16	0.244164	4.095604907	25.73344458	662.2101697
MODAL	Mode	17	0.233841	4.276401688	26.86942425	721.9659597
MODAL	Mode	18	0.20173	4.957123921	31.14652819	970.1062182
MODAL	Mode	19	0.197028	5.075419655	31.8898022	1016.959484
MODAL	Mode	20	0.168283	5.942379237	37.33706991	1394.056789
MODAL	Mode	21	0.157779	6.337997152	39.82281058	1585.856243
MODAL	Mode	22	0.137783	7.257794069	45.60206505	2079.548337
MODAL	Mode	23	0.137696	7.262383397	45.63090066	2082.179095
MODAL	Mode	24	0.121035	8.262053658	51.91201415	2694.857213
MODAL	Mode	25	0.113426	8.816328012	55.39462263	3068.564216
MODAL	Mode	26	0.107007	9.345178057	58.71748546	3447.743099
MODAL	Mode	27	0.090798	11.01350335	69.19988245	4788.623731
MODAL	Mode	28	0.086345	11.58150811	72.76876157	5295.292661
MODAL	Mode	29	0.079143	12.63531382	79.39001817	6302.774986
MODAL	Mode	30	0.056343	17.74837897	111.516354	12435.89721