
**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL
ECUADOR**

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA CIVIL

DISERTACIÓN DE GRADO

TEMA:

**“DISEÑO DE EDIFICIOS DE ALTURA DE ESTRUCTURAS
IRREGULARES, UTILIZANDO SISTEMAS DE MASA SINTONIZADA
EN QUITO”**

CARLOS MARCELO MIÑO ESCOBAR

QUITO - 2019

TEMA

“DISEÑO DE EDIFICIOS DE ALTURA DE ESTRUCTURAS IRREGULARES, UTILIZANDO SISTEMAS DE MASA SINTONIZADA EN QUITO”

RESUMEN

El presente trabajo de disertación se enfoca en el análisis del diseño de edificios altos de estructuras irregulares, de 20, 30, 40 y 50 pisos, cuya irregularidad se presente tanto en planta como en elevación, usando el sistema de amortiguamiento de masas sintonizadas, mismo que es analizado mediante el software ETABS 2016, con el fin de demostrar la influencia de las irregularidades tanto en el comportamiento del sistema de amortiguamiento como también en su posición.

El sistema de masas sintonizadas propuesto para este tipo de estructuras es definido como más efectivo en la protección contra sismos, en comparación con los sistemas convencionales mayormente usados en Ecuador (disipadores de energía, rigidizadores, entre otros). Sin embargo, su uso no es común debido al costo adicional que representa, el espacio que podría ser necesario para su implementación, así como también la complejidad de determinar la ubicación más conveniente que se acople a las irregularidades que presente la estructura.

En el Capítulo I se explica el propósito de este trabajo, y la motivación de su elaboración.

En el Capítulo II, se introduce la teoría en la que se basa el trabajo, misma que explica en detalle los temas relevantes que son necesarios conocer para comprender el contenido de este documento.

El Capítulo III y IV detallan el proceso de diseño, pre-dimensionamiento de secciones y características de los modelos propuestos.

Finalmente, en el Capítulo V, se muestran los resultados del análisis estructural de los diferentes modelos de acuerdo con su altura, para complementar con el análisis de resultados, conclusiones y recomendaciones en el Capítulo VI.

CONTENIDO

TEMA	2
RESUMEN	2
CAPÍTULO I: GENERALIDADES	4
I.1 INTRODUCCIÓN	4
I.2 JUSTIFICACIÓN	5
I.3 OBJETIVOS.....	6
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	8
II.1. ACERO ESTRUCTURAL	8
II.2. DISEÑO DE ESTRUCTURAS CONSIDERANDO SISMOS Y SU COMPORTAMIENTO.....	14
II.3. ESTRUCTURAS CONSIDERANDO SISMOS Y SU COMPORTAMIENTO	19
II.4. SISTEMAS ESTRUCTURALES ANTI SÍSMICOS.....	24
II.5. SISTEMAS DE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA.....	27
CAPÍTULO III: DISEÑO SISMORESISTENTE PARA ESTRUCTURAS DE ACERO	40
CAPÍTULO IV: CARACTERÍSTICAS DE LOS MODELOS	49
CAPÍTULO V: MODELO	66
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	123
BIBLIOGRAFÍA	127

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

I.1 INTRODUCCIÓN

El mantener el ejercicio de la profesión bajo normas, políticas, estrategias, métodos, etc., que garanticen seguridad, calidad y la preservación de vida humana, por sobre todas las cosas, son los pilares de la ingeniería civil, todo esto frente a la constante e impredecible amenaza sísmica presente alrededor del mundo, y en este caso particular, el mayor riesgo existente en Ecuador y principalmente la ciudad de Quito, que a su vez cuenta con una de las mayores densidades poblacionales del país.

Adicionalmente, se conoce que ningún sismo es igual, y por tanto todos sus parámetros deben ser analizados para poder generar patrones de comportamiento que permitan establecer muestras estadísticamente más confiables para determinado territorio, permitiendo el uso de estos datos en diseños de estructuras con menores riesgos.

Sin embargo, no se puede predeterminar o establecer un tipo de sismo característico y único para determinada zona, por lo que evidentemente resulta más seguro generar estructuras que se adapten o puedan soportar cualquier tipo de sismo que se pueda presentar, aunque esto no signifique encontrar la solución más económica.

Es así como el implementar métodos constructivos capaces de minimizar el impacto sísmico en las estructuras, se convierte en prioridad para los profesionales en el área civil, siempre considerando que estos deben garantizar seguridad y a su vez economía, principal limitante de la construcción.

El diseño estructural basado en la complejidad de generar estructuras resistentes a sismos y su restricción económica, obliga a la optimización de elementos, tanto en dimensiones como en materiales. El contemplar nuevos elementos, materiales y técnicas no tradicionales prometen la construcción de estructuras con una mayor resistencia sísmica.

De ahí la importancia de implementar nuevas tecnologías y métodos constructivos diferentes, muchos de estos ya desarrollados y utilizados en distintas partes del mundo y que lastimosamente en el país no se han podido aplicar hasta el día de hoy o se han

aplicado marginalmente. Uno de estos métodos constructivos se conoce como amortiguadores de masas sintonizadas.

1.2 JUSTIFICACIÓN

La ocupación del suelo de Quito ha aumentado drásticamente en los últimos años, principalmente en la zona centro-norte de la ciudad, densificando de esta forma la población y por tanto demandando crecimiento vertical al carecer de espacio horizontal que puedan suplir esta demanda.

La regulación de la ciudad tiene como límite máximo 60 metros de altura en edificios, equivalente a 30 pisos aproximadamente, la cual ha sido modificada con la salida del aeropuerto del centro-norte de la ciudad; existiendo actualmente estudios que contemplan edificios de hasta 40 pisos.

Considerando la necesidad de crecimiento vertical, y tomando en cuenta la regulación actual de la ciudad, el aprovechamiento de espacio en altura es primordial en lo que corresponde a la proyección de urbanismo y crecimiento de Quito. Esto depende primordialmente del diseño de la infraestructura que reemplazará los espacios disponibles o las construcciones de baja altura que existen en el sector, y, a pesar de que se recomiende el diseño de estructuras regulares que presenten mayores garantías en caso de eventos sísmicos, esto no siempre se cumple debido a las consideraciones arquitectónicas, paisajismo y aprovechamiento de espacio que demande el proyecto de construcción.

La prevención y limitación de posibles fallas estructurales y garantizar la vida de las personas que ocupan infraestructuras civiles es el principal enfoque de un ingeniero civil, considerando el riesgo sísmico que pueda presentar el sector de implantación de algún proyecto particular. Sin embargo, es mucho más relevante y demanda una mayor inversión en cuanto a seguridad, cuando el sitio de análisis pertenece a una zona de alto riesgo sísmico como corresponde la ciudad de Quito (Zona Sísmica "V" según la norma NEC_SE_DS publicada en el año 2015), por lo que es crítico para el diseño de estructuras en la ciudad el cumplir con normas y recomendaciones, y, adicionalmente, buscar nuevos métodos constructivos o elementos adicionales que permitan garantizar el diseño y construcción de estructuras seguras al menor costo posible.

Uno de los métodos que permiten la mitigación del impacto que pueda generar un sismo de gran magnitud en las estructuras civiles es el de amortiguadores de masa sintonizada, la cual genera un efecto de estabilidad al equiparar, con masas adicionales, los movimientos y efectos de la energía cinética producida durante un evento sísmico.

Tomando como base lo expuesto, y debido a la importante presencia de irregularidades en la estructura de edificios de altura, en esta disertación se plantea realizar un estudio que permita identificar el grado de seguridad y la factibilidad de implementar el método de masas sintonizadas como una solución en la construcción de edificios de este estilo en la ciudad de Quito, y comparar el grado de influencia que tendrían las irregularidades planteadas en el diseño respecto a estructuras regulares.

I.3 OBJETIVOS

I.3.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar un estudio comparativo entre edificios de 20, 30, 40 y 50 pisos de altura, que presenten irregularidades tanto en planta como en elevación utilizando Amortiguadores de Masa Sintonizada. Todo esto para la ciudad de Quito, determinando la eficiencia, aplicabilidad y respuesta sísmica de estos sistemas de protección de estructuras frente a eventos telúricos basados en acelerogramas reales.

I.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Establecer un marco teórico de referencia, en los que se defina la normativa base y a los sistemas de amortiguamiento de Masa Sintonizada.
- Diseñar, analizar y comparar los resultados de edificios de 20, 30, 40 y 50 pisos de altura que presenten determinadas irregularidades tanto en planta como en elevación, tomando como base las normas de diseño NEC 2015, ASCE 7-10, AISC 360-10 y AISC 341-10.

- Diseñar, para los edificios propuestos, la masa equivalente que se utiliza como amortiguador (de masa sintonizada), para todos los sistemas estructurales propuestos; definir su magnitud e influencia de su ubicación.
- Generar comparaciones y establecer conclusiones significativas respecto al cambio de posición de la masa sintonizada en la estructura analizada.
- Comparar y establecer diferencias entre los resultados obtenidos del diseño de estructuras que presenten irregularidades en planta (Irregularidad en Planta Tipo 2 y 3, NEC-SE-DS-2015) y elevación (Irregularidad en elevación Tipo 1, 2 y 3, NEC-SE-DS-2015), con estructuras regulares de condiciones de masa, altura y diseño sísmo-resistente iguales, todas estas que puedan ser consideradas en el diseño.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

II.1.ACERO ESTRUCTURAL ¹

El acero estructural se lo obtiene al combinar el hierro, carbono y pequeñas proporciones de otros elementos tales como silicio, fósforo, azufre y oxígeno, todos estos aportando un conjunto de propiedades determinadas.

El acero laminado en caliente, elaborado con fines estructurales, se le nombra acero estructural al carbono, con límite de fluencia de 250 Mega Pascales, eso es igual a 2,549 kg/cm². Es el resultado de la aleación del hierro y carbono. En los aceros al carbono comunes, el hierro constituye más del 95%. Pueden estar presentes en pequeñas cantidades; azufre, oxígeno, silicio, nitrógeno, fósforo, manganeso, aluminio, cobre y níquel.

II.1.1 CLASIFICACION DEL ACERO ²

De acuerdo con la Normalización Española (UNE EN 10020:2001), el acero se puede clasificar en distintos grupos:

Según su composición química, los aceros se clasifican en:

- Aceros no aleados, o aceros al carbono: son aquellos en los que, adicional al carbono, el contenido de cualquiera de otros elementos aleantes se encuentra en un mínimo porcentaje. Como elementos aleantes que se añaden están el manganeso (Mn), el Cromo (Cr), el Níquel (Ni), el Vanadio (V) o el Titanio (Ti).

De acuerdo al contenido de carbono presente en el acero, se tiene:

- Aceros de bajo carbono ($\%C < 0.25$)
- Aceros de medio carbono ($0.25 < \%C < 0.55$)
- Aceros de alto carbono ($2 > \%C > 0.55$)

¹ (ARQHYS, 2013)

² (INGEMECANICA, 2018)

- Aceros aleados: aquellos en los que, además del carbono, al menos uno de sus otros elementos presentes en la aleación se encuentra en igual o superior porcentaje. Se puede dividir en:
 - Aceros de baja aleación (elementos aleantes < 5%)
 - Aceros de alta aleación (elementos aleantes > 5%)
- Aceros inoxidable: son aquellos aceros que contienen un mínimo del 10.5% en Cromo y un máximo del 1.2% de Carbono. Se caracteriza por su resistencia al calor, a la oxidación y la corrosión.

Según su calidad, los aceros se clasifican en:

- Aceros no aleados:
 - Aceros no aleados de calidad: Presentan características específicas en cuanto a su tenacidad, tamaño de grano, maleabilidad, etc.
 - Aceros no aleados especiales: Presentan una mayor pureza que los aceros de calidad, en especial en relación con el contenido de inclusiones no metálicas. Estos aceros son destinados a tratamientos de temple y revenido, caracterizándose por un buen comportamiento frente a estos tratamientos. Posee valores en su límite elástico o de templabilidad elevados, y presenta buen comportamiento de maleabilidad en frío, soldabilidad o tenacidad.
- Aceros aleados:
 - Aceros aleados de calidad: Presentan buen comportamiento de tenacidad, control de tamaño de grano o a la maleabilidad. Estos aceros no se suelen destinar a tratamientos de temple y revenido, o al de temple superficial. Entre estos tipos de aceros se encuentran los siguientes:
 - I) Aceros destinados a la construcción metálica, aparatos a presión o tubos, de grano fino y soldables;
 - II) Aceros aleados para carriles, tablestacas y cuadros de entibación de minas;
 - III) Aceros aleados para productos planos, laminados en caliente o frío, destinados a operaciones severas de conformación en frío;
 - IV) Aceros cuyo único elemento de aleación sea el cobre;

- V) Aceros aleados para aplicaciones eléctricas, cuyos principales elementos de aleación son el Si, Al, y que cumplen los requisitos de inducción magnética, polarización o permeabilidad necesarios.
- Aceros aleados especiales: son aquellos caracterizados por un control preciso de su composición química y de condiciones particulares de elaboración y control para asegurar unas propiedades mejoradas. Entre estos tipos de acero se encuentran los siguientes:
 - I) Aceros aleados destinados a la construcción mecánica y aparatos de presión;
 - II) Aceros para rodamientos;
 - III) Aceros para herramientas;
 - IV) Aceros rápidos;
 - V) Otros aceros con características físicas especiales, como aceros con coeficiente de dilatación controlado, con resistencias eléctricas, etc.
- Aceros inoxidables
 - Según su contenido en Níquel:
 - I) Aceros inoxidables con contenido en Ni < 2.5%;
 - II) Aceros inoxidables con contenido en Ni \geq 2.5%;
 - Según sus características físicas:
 - I) Aceros inoxidables resistentes a la corrosión;
 - II) Aceros inoxidables con buena resistencia a la oxidación en caliente;
 - III) Aceros inoxidables con buenas prestaciones frente a la fluencia.

Según su aplicación, los aceros se clasifican en:

- Aceros de construcción: Suele presentar buenas condiciones de soldabilidad;
- Aceros de uso general: Comercializado en estado bruto de laminación;

- Aceros cementados: Sometido a un tratamiento termoquímico que le proporciona dureza a la pieza, aunque son aceros también frágiles (posibilidad de rotura por impacto). El proceso de cementación es un tratamiento termoquímico en el que se aporta carbono a la superficie de la pieza de acero mediante difusión, modificando su composición, impregnado la superficie y sometiéndola a continuación a un tratamiento térmico;
- Aceros para temple y revenido: Mediante el tratamiento térmico del temple se persigue endurecer y aumentar la resistencia de los aceros. Para ello, se calienta el material a una temperatura ligeramente más elevada que la crítica y se somete a un enfriamiento más o menos rápido (según características de la pieza) con agua, aceite, etc. Por otro lado, el revenido se suele usar con las piezas que han sido sometidas previamente a un proceso de templado. El revenido disminuye la dureza y resistencia de los materiales, elimina las tensiones creadas en el temple y se mejora la tenacidad, dejando al acero con la dureza o resistencia deseada. Se distingue básicamente del temple en cuanto a temperatura máxima (unos 50°C menor que el templado) y velocidad de enfriamiento (se suele enfriar al aire). La estructura final conseguida es martensita revenida;
- Aceros inoxidables o para usos especiales: Son aquellos que presentan una aleación de hierro con un mínimo de 10% de cromo contenido en masa. El acero inoxidable es resistente a la corrosión, dado que el cromo, u otros metales que contiene, posee gran afinidad por el oxígeno y reacciona con él formando una capa exterior pasiva, evitando así la corrosión del hierro en capas interiores. Sin embargo, esta capa exterior protectora que se forma puede ser afectada por algunos ácidos, dando lugar a que el hierro sea atacado y oxidado por mecanismos inter-granulares o picaduras generalizadas. Algunos tipos de acero inoxidable contienen además otros elementos aleantes, como pueden ser el níquel y el molibdeno;

- Aceros para herramientas de corte y mecanizado: son aceros que presentan una alta dureza y resistencia al desgaste.
- Aceros rápidos: Para su uso como herramienta de corte a ser utilizados con elevadas velocidades. Generalmente van a presentarse en aleaciones con elementos como el W, Mo y Mo-Co.

II.1.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO

Las principales propiedades del acero son:

- Fragilidad: De acuerdo con su composición, cuando el acero es aleado con un mayor porcentaje de carbón, este puede ser frágil y romperse con facilidad.
- Plasticidad: Bajo el concepto de plasticidad, es la capacidad que tiene el acero de conservar su forma después de ser sometido a un esfuerzo. Los aceros que son aleados con pequeños porcentajes de carbón son más plásticos.
- Maleabilidad: La capacidad del acero para poder modificar su forma, esto permite que pueda ser laminado para formar elementos estructurales con características específicas.
- Dureza: Se refiere a la resistencia del material ante agentes abrasivos.
- Tenacidad: La capacidad del acero de resistir la aplicación de una fuerza externa sin romperse.

Todas las propiedades del acero pueden ser obtenidas en mayor o menor cantidad, usando adecuadamente aleaciones con otros materiales o teniendo un control adecuado de sus componentes.

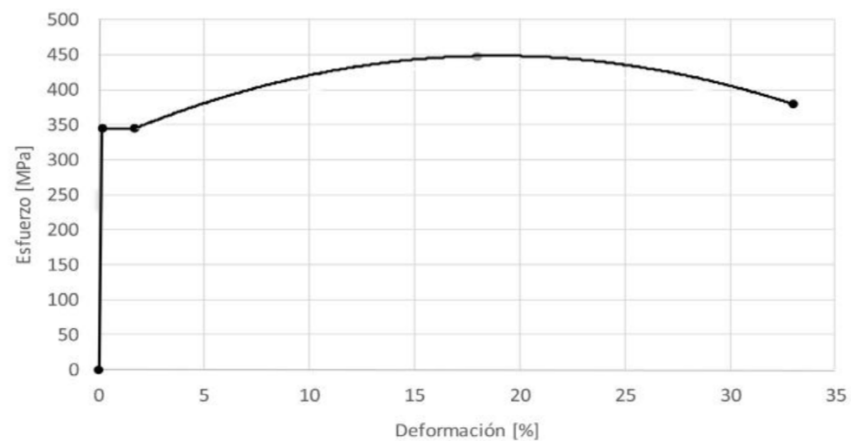
Ventajas del acero como material estructural:

- *Tiene una gran firmeza:* La gran firmeza del acero por la unidad de peso significa que el peso de las estructuras se hallará al mínimo, esto es de mucha eficacia en puentes de amplios claros.
- *Semejanza:* Las propiedades del acero no cambian perceptiblemente con el tiempo.
- *Durabilidad:* Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado duraran unos tiempos indefinidos.

- *Ductilidad*: La ductilidad es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente, evitando así fallas prematuras.
- *Tenacidad*: Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.

Siendo las principales características, en el campo de la construcción, la alta resistencia mecánica y la alta ductilidad.

Uno de los principales aceros estructurales es el A572 G50, mismo que es bastante común en el mercado ecuatoriano. Para este acero, su máxima deformación unitaria (deformación) es 33%, su módulo de elasticidad es $E = 200$ GPa, su resistencia de fluencia mínima es $F_y = 345$ MPa o 50 Ksi, y su resistencia máxima es $F_u = 450$ MPa o 65 Ksi.



ILUSTRACION 1: Curva Esfuerzo – Deformación típica de acero A572 G50, (NEC 2015, 2016)

II.1.3 ACERO EN EL MERCADO ECUATORIANO

Aunque existen algunos proveedores de acero estructural, el mercado se maneja por la disponibilidad del material en el mismo.

En los últimos años, el acero predominante en el mercado ecuatoriano, así como muchos otros alrededor del mundo, ha sido el acero ASTM A36. Sin embargo, éste ha sido reemplazado por el acero ASTM A572 G50, tomando en cuenta el uso estructural que

se le puede dar a el mismo, presentando ligeramente mejores propiedades que el ASTM A36, aunque su precio es el mismo.

También, en la construcción de puentes, el acero mayormente usado es el ASTM A588, teniendo éste resistencia a la corrosión entre otras propiedades que comparte con el acero ASTM A572 G50.

Tabla 1. Tipos de aceros comúnmente utilizados en la construcción en el Ecuador		
Tipo de Acero	F_y (MPa)	F_u (MPa)
ASTM A36	250	400-550
ASTM A572 Gr. 50	345	450
ASTM A588	345	450

TABLA 1: Aceros comúnmente usados en el Ecuador – Propiedades F_y y F_u , (NEC 2015, 2016)



IMAGEN 1: Stock de placas de acero para uso estructural

II.2. DISEÑO DE ESTRUCTURAS CONSIDERANDO SISMOS Y SU COMPORTAMIENTO

II.2.1 CONSIDERACION DE SISMOS

Como podemos comprobar con los eventos sísmicos que se han presentado en territorio ecuatoriano, Ecuador es susceptible a cualquier sismo extremo y que se podría

presentar en cualquier momento. Uno de los más grandes registrados a nivel mundial sucedió en las costas de Esmeraldas el 31 de enero de 1906, con una magnitud de 8,8 (USGS, 2012; Kanamori, 1977). De igual forma, el 16 de abril del 2016, el terremoto de magnitud 7,8 ocurrido en la provincia de Manabí, fue uno de los más catastróficos en la historia de Ecuador. A partir de esta fecha, se ha tomado mayor conciencia en el área de la construcción, implementando mayor control en el cumplimiento de normas y exigencias.

Así, los criterios de diseño incluidos en NEC-SE-AC proveen los estándares mínimos que deben cumplirse para preservar la integridad de los ocupantes de una estructura ante un sismo extremo. Los lineamientos de NEC-SE-AC no están desarrollados para limitar daños estructurales, mantener la estructura en funcionamiento, o dar facilidades para reparación. (NEC 2015, 2016)

Para el efecto, el diseño estructural de estructuras metálicas, se lo realiza considerando la deformación de los elementos en su zona plástica, mismos que han sido mentalizados para que, en el caso de un evento sísmico, sufran deformaciones, pero no colapsen, brindando tal seguridad que permita la evacuación de edificaciones y preservación de vida de las personas.

En la IMAGEN 2, se muestra una gráfica comparativa de 3 tipos de estructuras:

1. Este sistema fue diseñado para comportarse de manera elástica, provocando la fuerza $F_{\text{sismo-el}}$. Este comportamiento resulta deseable, pero lamentablemente para poder soportar fuerzas mayores que las otras estructuras que han sido diseñadas para deformarse plásticamente, sin sufrir deformaciones, requiere mayor resistencia, convirtiéndolo en económicamente inviable.

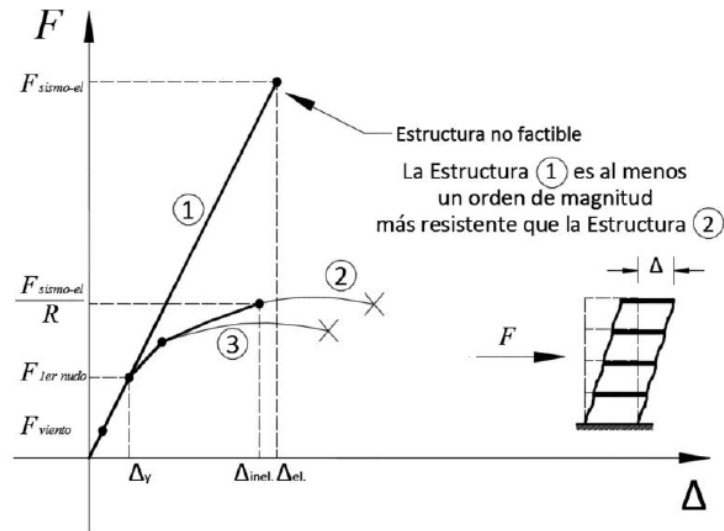


IMAGEN 2: Sistemas elástico e inelástico, (NEC 2015, 2016)

2. Este sistema tiene comportamiento elástico hasta alcanzar la fuerza $F_{1er\ nudo}$, a partir de este punto la estructura presentaría las primeras deformaciones plásticas principalmente en vigas. La estructura puede soportar esfuerzos mayores, al hacerlo aumentan sus nudos plásticos que derivan en el colapso de la estructura. Sin embargo, la estructura puede ser diseñada para soportar una fuerza lateral equivalente a $F_{sismo-el}/R$, (R varía de acuerdo con la ductilidad de la estructura), considerando que gran parte de la energía sísmica se disipa con las deformaciones plásticas producidas.
3. Este sistema presenta deformaciones plásticas tempranamente, lo que no permite soportar la carga $F_{sismo-el}/R$, convirtiéndola en un tipo de estructura no deseable.

Por tanto, se desprende los siguientes criterios de desempeño que deben considerarse en el diseño estructural:

- a. Diseño de estructuras no se debe mantener en el rango elástico, debido a la magnitud de las fuerzas que se generan en sismos de magnitudes considerables.
- b. Para soportar fuerzas mayores, las estructuras deben poseer la capacidad de deformarse plásticamente.
- c. Las derivas de los pisos deben ser limitadas (2% de la altura de piso NEC-SE-DS).

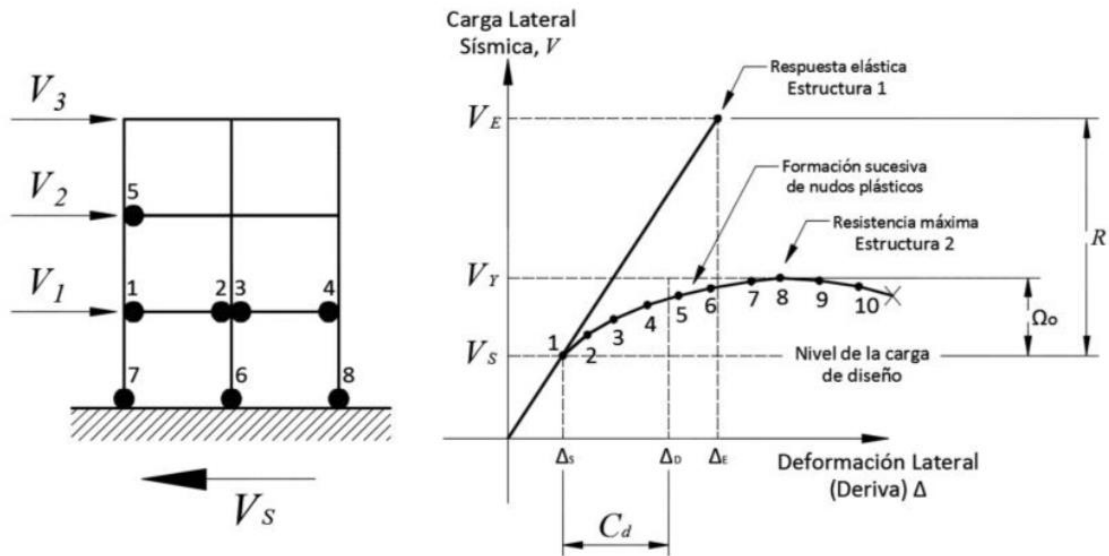


IMAGEN 3: Pórtico de momento sujeto a carga sísmica – Factores de desempeño, (NEC 2015, 2016)

De la IMAGEN 3, podemos apreciar el comportamiento de una estructura frente a un evento sísmico, en donde, a medida que el evento aumenta, la estructura forma nudos plásticos hasta su carga máxima V_y , a partir de la cual se convierte en una estructura inestable.

El diseño inelástico es complejo, por lo que es preferible diseñar de acuerdo a un análisis elástico, mismo que utiliza los factores de desempeño R , Ω_o y C_d , reflejando el comportamiento elástico.

II.2.2 METODOLOGIA DE DISEÑO

Para el tipo de diseño descrito anteriormente, de acuerdo con la Guía Práctica para el Diseño de Estructuras de Acero, (NEC 2015, 2016), tomando en cuenta la IMAGEN 3, debemos:

- Determinar la carga de diseño $V_s = V_E / R$. (V_E proviene del espectro de diseño, de acuerdo con NEC-SE-DS, R es la medida de ductilidad disponible en la estructura de acero dependiendo del tipo de sistema estructural usado, NEC-SE-DS - Tabla 16).
- Analizar la estructura con un modelo elástico, dimensionando sus componentes de acuerdo con las fuerzas internas calculadas. (La energía de deformación

producida por V_E en la estructura 1, se aproxima a la producida por la misma carga en la estructura 2 al presentar deformación plástica.

- Para las derivas, se deberá comparar los límites conocidos, es decir el 2% de la altura de piso, y las derivas calculadas con la carga reducida, V_s , donde $\Delta_D = C_d \Delta_s$, verificando que la estructura no exceda los valores permisibles para la deriva.
- El factor de sobrerresistencia, Ω_o , se usa para asegurarse de que la disipación de energía por deformación plástica se de en los elementos que se han destinado para el efecto y no en aquellos que comprometan la integridad y estabilidad de la estructura. Esto es en las vigas principalmente y no en los nudos o columnas. Considerando la combinación de carga correspondiente y el factor amplificado del sismo, en el diseño de columnas, por ejemplo, se aseguraría que las columnas permanezcan como elementos elásticos y las vigas se deformen de manera dúctil.

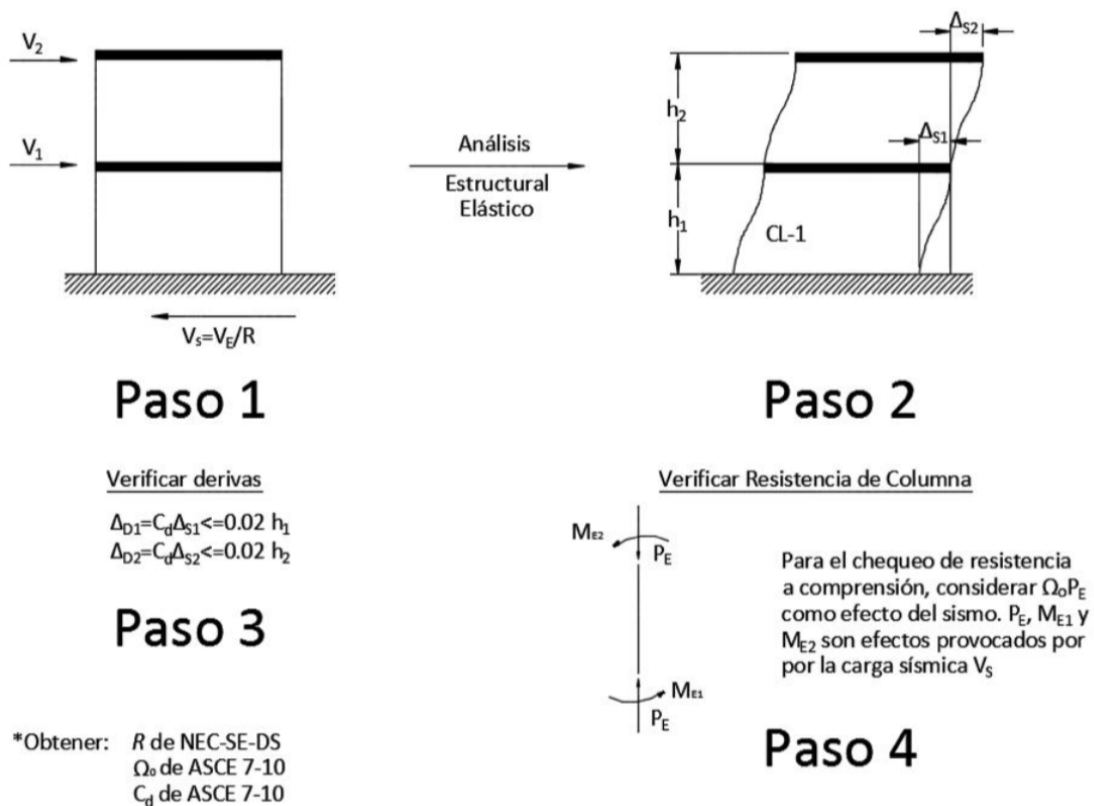


IMAGEN 4: Resumen de Metodología de Diseño, (NEC 2015, 2016)

II.3. ESTRUCTURAS CONSIDERANDO SISMOS Y SU COMPORTAMIENTO ³

Muchos tipos de estructuras están sujetas a cargas laterales aplicadas a una elevación considerablemente mayor que la de la base de la cimentación. Por lo tanto, la cimentación debe resistir no solamente fuerzas laterales sino también momento. Debajo de estructuras como muros de compuertas, muros de sostenimiento, y edificios ordinarios, las cargas hacia abajo en la cimentación, sea cual sea el tipo usado, debidas al peso de la estructura son usualmente mayores que las cargas hacia arriba debidas al momento causado por las fuerzas laterales, y no se requiere que la cimentación resista la sub-presión.

II.3.1 Diafragma horizontal

Una estructura de piso rígida, comportándose como una viga plana de gran peralte, transfiere las cargas laterales a los muros de cortantes verticales, a los marcos arriostrados o a los marcos rígidos (1).

Los elementos estructurales de un edificio deben dimensionarse, configurarse y unirse para formar una estructura estable bajo cualquier condición posible de carga. Por lo tanto, un sistema estructural debe diseñarse no solamente para sustentar cargas verticales gravitacionales, sino también resistir fuerzas laterales eólicas y sísmicas desde cualquier dirección.

Los siguientes son los mecanismos básicos para asegurar la estabilidad lateral:

II.3.2 Marco rígido

Un marco de acero o de concreto reforzado con uniones rígidas capaz de resistir cambios en las relaciones angulares (2).

³ (Constructor Civil, 2013)

II.3.3 Muro de cortante

Un muro de madera, concreto o mampostería capaz de resistir cambios de forma y de transferir cargas laterales a la cimentación (3).

II.3.4 Marco arriostrado

Un marco de madera o de acero arriostrado con miembros diagonales (4).

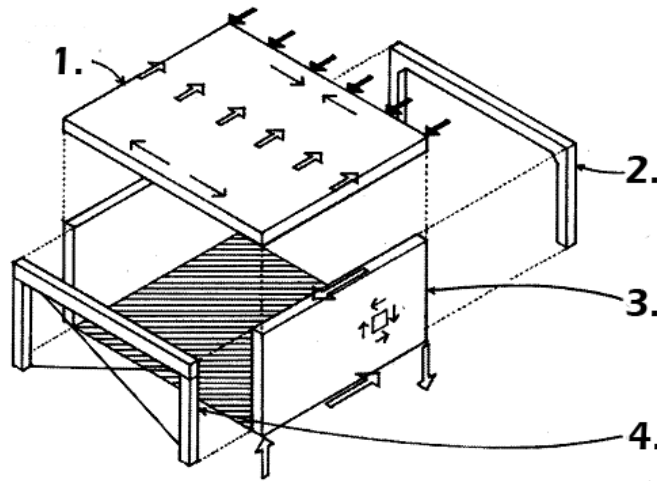


IMAGEN 5: Estructuras considerando sismos 1, (Constructor Civil, 2013)

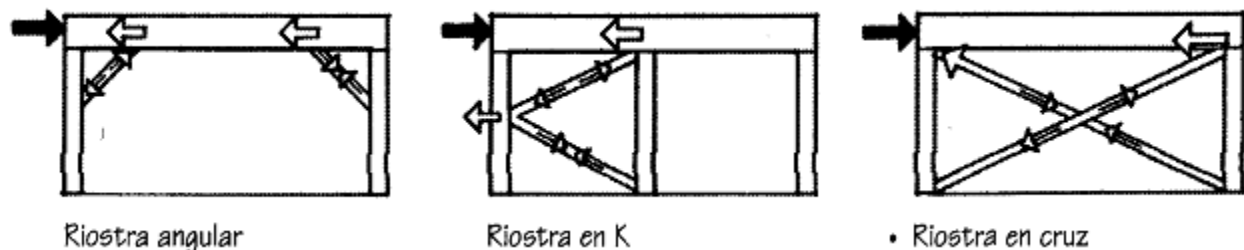


IMAGEN 6: Estructuras considerando sismos 2, (Constructor Civil, 2013)

Cuando se use arriostramiento con cable, son necesarios dos para estabilizar la estructura contra fuerzas laterales de cualquiera de ambas direcciones. Para cada dirección, un cable operará en forma efectiva a tensión mientras que el otro simplemente se pandearía. Si se usa arriostramiento rígido, se incluye un cierto grado de redundancia porque un solo miembro es capaz de estabilizar la estructura (5).

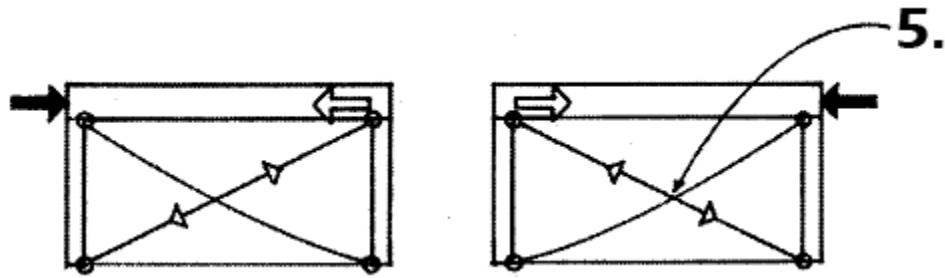


IMAGEN 7: Estructuras considerando sismos 3, (Constructor Civil, 2013)

Cualquiera de estos sistemas puede usarse individualmente o en combinación para estabilizar una estructura. De los tres sistemas verticales, el marco rígido tiende a ser el menos eficiente. Sin embargo, los marcos rígidos pueden ser útiles cuando el empleo de marcos arriostrados o muros de cortante formaría barreras indeseables entre espacios adyacentes. Es necesario recalcar que el sistema "Riostra en K" de la Imagen 6 no es adecuado para zonas de alto riesgo sísmico.

Las fuerzas laterales tienden a ser más críticas en la dirección corta de los edificios rectangulares y es típico el uso de los muros de cortante o marcos arriostrados más eficientes en esta dirección. En la dirección larga, puede utilizarse cualquiera de los elementos laterales que resisten fuerzas. (6).

Los caballetes son marcos arriostrados o rígidos diseñados para sustentar cargas verticales y laterales transversales a la longitud de una estructura reticular (7).

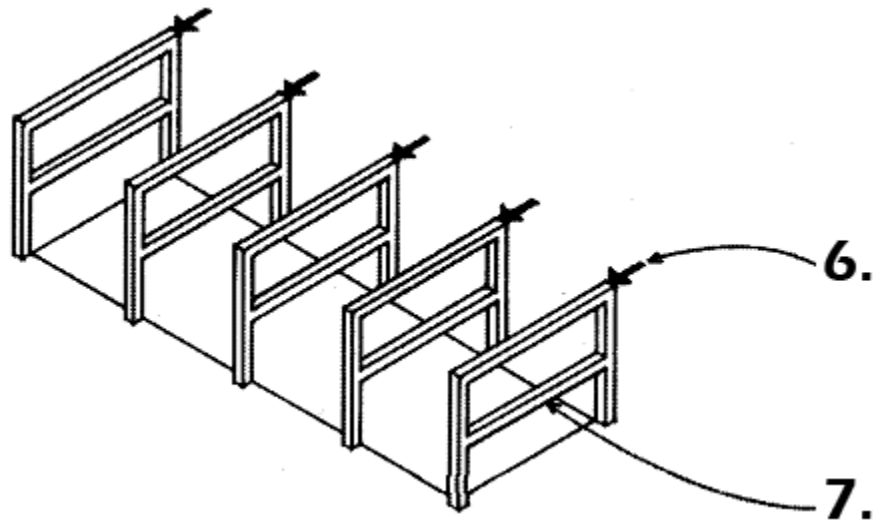


IMAGEN 8: Estructuras considerando sismos 4, (Constructor Civil, 2013)

Para evitar los efectos destructivos de torsión, las estructuras sujetas a fuerzas laterales deben arreglarse y arriostrarse simétricamente con los centros de masa y de resistencia tan coincidentes como sea posible. La disposición asimétrica de las estructuras irregulares generalmente requiere de un análisis dinámico con objeto de determinar los efectos de torsión de las fuerzas laterales.

II.1.1 Estructuras irregulares

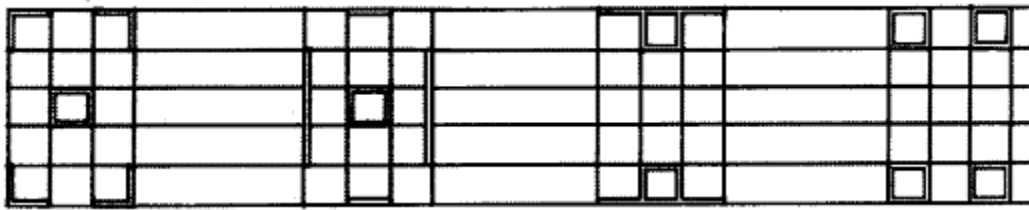


IMAGEN 9: Estructuras considerando sismos 5, (Constructor Civil, 2013)

Las estructuras irregulares se caracterizan por cualquiera de diferentes irregularidades en planta o en sentido vertical, como la disposición asimétrica de la masa o de los elementos que resisten a las fuerzas laterales, un piso blando o débil, o un muro de cortante o un diafragma discontinuo.

La irregularidad torsional se refiere a la disposición asimétrica de la masa o de los elementos que resisten a las fuerzas laterales, resultando en centros de masa o de resistencia que no coinciden (8).

El centro de resistencia es el centroide de los elementos verticales de un sistema que resiste fuerzas laterales, a través del cual actúa la reacción de cortante a las fuerzas laterales (9).

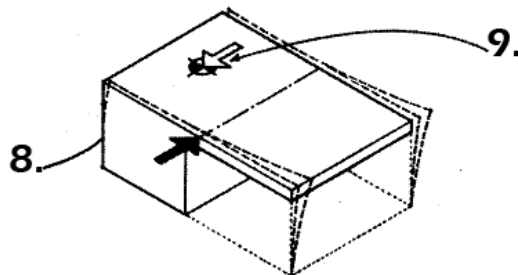


IMAGEN 10: Estructuras considerando sismos 6, (Constructor Civil, 2013)

Una esquina reentrante es una configuración en planta de una estructura que tiene proyecciones más allá de una esquina que son significativamente mayores que la dimensión en planta en la dirección dada. Una esquina reentrante tiende a producir movimientos diferenciales entre las diferentes partes de la estructura, resultando en concentraciones locales de esfuerzos en la esquina. Las soluciones incluyen el suministro de una junta sísmica para separar el edificio en formas más simples, uniendo al edificio más fuertemente en la esquina, o biselando la esquina (10).

Las juntas sísmicas separan físicamente las masas adyacentes del edificio de modo que pueda ocurrir un movimiento vibratorio libre en cada uno, independiente del otro (11).

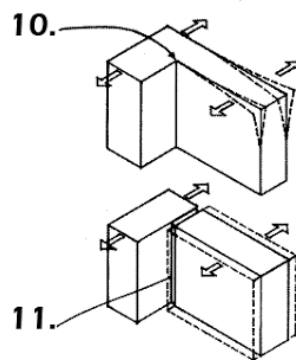


IMAGEN 11: Estructuras considerando sismos 7, (Constructor Civil, 2013)

Un diafragma discontinuo es un diafragma horizontal que tiene un área grande cortada o abierta, o una rigidez significativamente menor que la del piso superior o inferior (12).

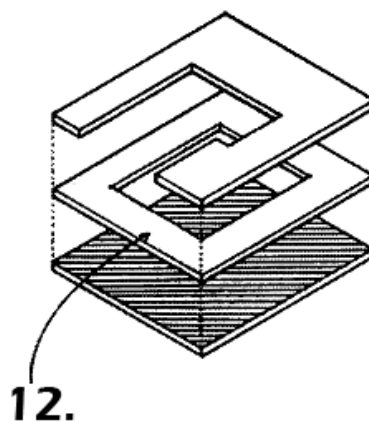


IMAGEN 12: Estructuras considerando sismos 8, (Constructor Civil, 2013)

Un piso blando o débil tiene una rigidez o una resistencia lateral que es significativamente menor que la de los pisos superiores (13).

Un muro de cortante discontinuo tiene un rebajo grande o un cambio significativo en su dimensión horizontal (14).

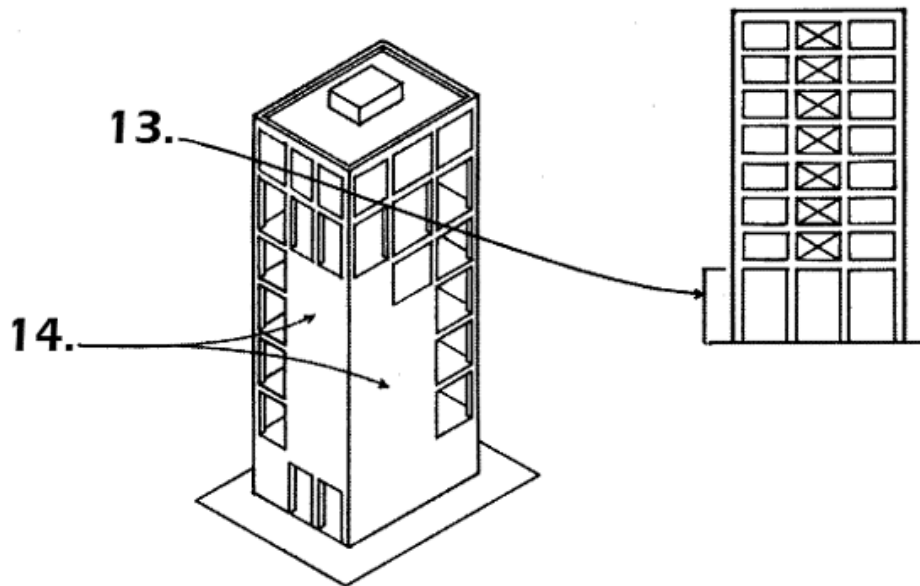


IMAGEN 13: Estructuras considerando sismos 9, (Constructor Civil, 2013)

II.4. SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMO RESISTENTES

Como alternativa al diseño sismorresistente convencional, los nuevos sistemas sismorresistentes, categorizados como avanzados, plantean controlar los desplazamientos usando:

- La modificación de las propiedades dinámicas del edificio, reduciendo la influencia energética del sismo evitando resonancias.
- Disipación de energía introducida al sistema a través de dispositivos mecánicos.
- El control con dispositivos que ejerzan fuerzas contrarrestando la acción sísmica.

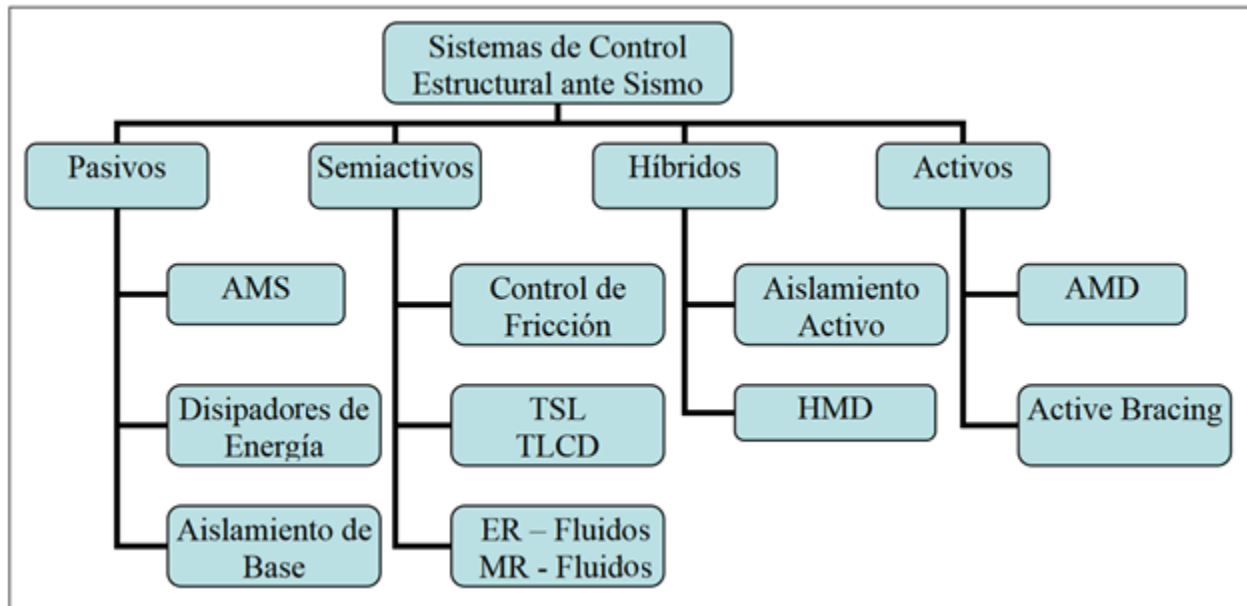


IMAGEN 14: Sistemas de Control Estructural ante sismo, (Villarreal G., 2008)

Como observamos en la IMAGEN 14, (Villarreal G., 2008), los sistemas de control estructural ante sismo pueden ser inicialmente clasificados en 4 categorías de acuerdo a su comportamiento, estos son: Pasivos, Semiactivos, Híbridos y Activos.

De los mismos, la principal diferencia es que, en los sistemas pasivos, la respuesta a la acción sísmica se contrarresta de manera inercial. En el caso de los activos, semiactivos e híbridos, estos poseen elementos de fuerza (actuadores), que, en base a la información recibida de sensores, generan una fuerza de compensación externa ante la acción sísmica que lo genere.

Los sistemas pasivos se pueden clasificar en sistemas de aislamiento de base, de disipación de energía y en osciladores resonantes.

Los aisladores de base se encuentran situados sobre la cimentación y soportan el edificio, desacoplan parcialmente el edificio del movimiento del terreno, disminuyendo la influencia energética transmitida a la superestructura y consecuentemente su respuesta estructural.

Los disipadores de energía no alteran la energía de entrada que afecta a la estructura, ésta depende básicamente del período fundamental y de la masa del edificio,

manifestando su eficiencia al disipar la mayor cantidad de energía y disminuyendo de esta forma la respuesta estructural.

Los amortiguadores de masa sintonizada (AMS) o "Tuned Mass Dampers" (TMD) introducen masas adicionales, normalmente situadas en la parte alta de los edificios, cuya excitación absorbe parte de la energía cinética introducida por el terremoto. Las propiedades más valiosas de los sistemas pasivos son su robustez (no dependen de fuentes de energía y son mecánicamente simples) y el coste competitivo de los edificios que los utilizan en comparación con los construidos de forma convencional. (Yefi, 2011)

Los sistemas activos contrarrestan los efectos del sismo directamente mediante actuadores situados en el seno estructural. Esto representa una gran demanda de energía, comprometiendo su actuación ante un sismo severo y la complejidad de los algoritmos de control los convierte en sistemas poco robustos.

Ante la necesidad de una respuesta efectiva ante excitaciones dinámicas comprendidas en una banda amplia de frecuencias y de un menor consumo energético, se desarrollan los sistemas híbridos y semiactivos.

Los sistemas híbridos son muy similares a los sistemas activos, sin embargo, en ellos intervienen elementos pasivos que permiten reducir el consumo energético del sistema ante un evento sísmico. Los sistemas semiactivos emplean dispositivos de control pasivo, sin consumo energético, cuyas características resistivas permiten ser modificadas y controladas a tiempo real mediante actuadores de bajo consumo (por ejemplo, válvulas de caudal variable) a través de sistemas y algoritmos de control parecidos a los empleados en los sistemas activos e híbridos. (Yefi, 2011)

Se puede clasificar a los sistemas de control estructural como lo menciona (Gómez, Marulanda, & Thomson, 2007):

- **Control pasivo:** Un sistema de control pasivo no requiere una fuente externa de potencia. Los dispositivos de control pasivo producen fuerzas en respuesta al movimiento de la estructura. La energía total en un sistema estructural controlado pasivamente, incluyendo los dispositivos pasivos, no aumenta por dichos dispositivos.

- **Control activo:** Un sistema de control activo requiere de una fuente externa de potencia para alimentar los actuadores que aplican fuerzas a la estructura. Estas fuerzas pueden ser usadas tanto para suministrar como para disipar energía en la estructura. En un sistema de control activo con retroalimentación, las señales enviadas a los actuadores de control son función de las respuestas (normalmente movimientos) de la estructura, medidas con sensores físicos.
- **Control semiactivo:** Los sistemas de control semiactivo son una clase de sistemas de control activo para los que la energía externa requerida es de menor orden de magnitud que para los sistemas convencionales. Normalmente los dispositivos de control semiactivo no suministran energía mecánica al sistema estructural (incluyendo estructura y actuadores) y, por lo tanto, se garantiza la estabilidad tipo entrada-acotada salida-acotada (BIBO). Estos dispositivos frecuentemente son considerados como dispositivos pasivos controlables.
- **Control híbrido:** Los sistemas de control híbrido son sistemas que emplean una combinación de sistemas pasivos y activos. Por ejemplo, una estructura acondicionada con amortiguadores viscoelásticos y un amortiguador activo de masa en la parte superior del edificio; o una estructura aislada en la base con actuadores controlados activamente para mejorar su comportamiento.

II.5. SISTEMAS DE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA ⁴

Un amortiguador de masa (AMS) o por sus siglas en inglés Tuned Mass Dampers (TMD), es un dispositivo que consiste en una masa, un resorte y un amortiguador que está unido a una estructura a fin de reducir la respuesta dinámica de la estructura. La frecuencia del amortiguador se ajusta a una frecuencia estructural particular de manera que cuando dicha frecuencia es alcanzada, el amortiguador resonará fuera de fase con el

⁴ (Ambrosi, 2004)

movimiento estructural. La energía se disipa por la fuerza de inercia del amortiguador que actúa sobre la estructura.

El concepto TMD se aplicó por primera vez por Frahm en 1909 para reducir el movimiento de balanceo de los buques, así como las vibraciones del casco barco. La teoría inicial era aplicable a un sistema de SDOF (un grado de libertad) no amortiguado sometido a una excitación de fuerza sinusoidal.

II.5.1 Principio del Amortiguador de Masa Sintonizada

Los sistemas de Masa sintonizada son una práctica estratégicamente bien aceptada en el área de control estructural para estructuras flexibles, y en particular para los edificios altos. Se compone de una masa añadida con el resorte correctamente sintonizado y elementos de amortiguación, proporcionando una histéresis dependiente de la frecuencia que aumenta la amortiguación en la estructura primaria. El mecanismo de supresión de vibraciones estructurales TMD, unido a la estructura, es para transferir la energía de vibración de la estructura a la TMD y para disipar la energía en el amortiguador de TMD. En otras palabras, la frecuencia del amortiguador se ajusta a una frecuencia estructural particular de modo que cuando es excitada a esa frecuencia, el TMD resonará fuera de fase con el movimiento estructural.

El TMD puede reducir la cantidad de energía que entra en el sistema, cambiando la fase de la vibración. La adición de un TMD, de hecho, transforma el primer modo, de ligeramente amortiguada de la estructura sin control, en dos modos acoplados y altamente amortiguadas del sistema modal de 2-DOF.

En comparación con dispositivos de control que están conectados a elementos estructurales o en las articulaciones, el TMD implica una masa y desplazamientos relativamente grandes. El método utilizado para soportar la masa y proporcionar un control de frecuencia preciso es una cuestión importante en el diseño de un TMD. Por lo tanto, el rendimiento final del sistema TMD está limitado por el tamaño de la masa adicional, donde es típicamente entre 0,25 a 1,0% del peso de la construcción en el modo fundamental.

En algunos casos, las restricciones de espacio no permitirán las configuraciones tradicionales de un TMD. Esta limitación ha conducido a la instalación de configuraciones alternativas, incluyendo péndulos de etapas múltiples, péndulos

invertidos, y sistemas con tablas guiadas mecánicamente de deslizamiento, cojinetes hidrostáticos, y los cojinetes de caucho laminado. Los muelles helicoidales o muelles neumáticos de rigidez variable suelen proporcionar la rigidez suficiente para la puesta a punto de la mayoría de los tipos de TMD.

Las características de diseño del TMD que se deben hallar para lograr la eficiencia requerida del amortiguador, son:

- La relación de frecuencia (frecuencia del amortiguador/frecuencia de la estructura principal).
- La relación de amortiguamiento.
- La relación de masa (masa TMD/masa de la estructura principal).
- Algunos criterios para optimización de las características antes mencionadas son:
 - Desplazamiento mínimo de la estructura principal, considerada como seguridad estructural.
 - Máxima rigidez dinámica de la estructura principal.
 - Trayectoria mínima de la masa amortiguada respecto a la estructura principal.
 - Aceleración mínima de la estructura principal, lo que es el confort y la funcionalidad.

II.5.2 TIPOS DE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

Las implementaciones más usuales de los AMS son:

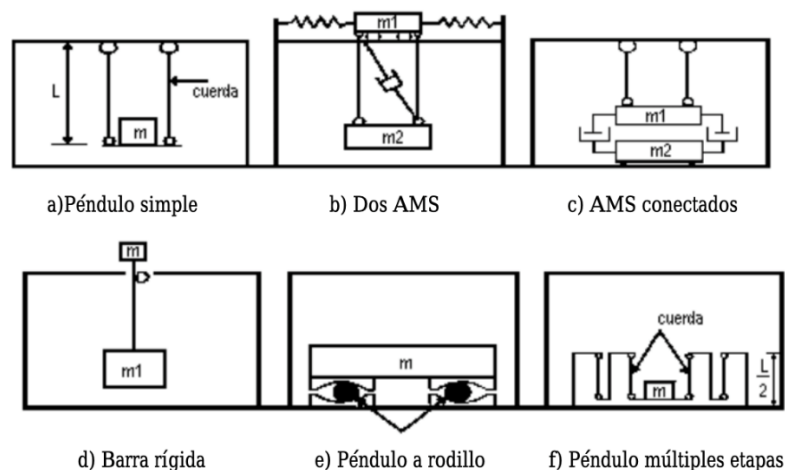


IMAGEN 15: Configuraciones de los AMS, (Ambrosini, 2004)

- a) Péndulo simple: Su período de vibración depende del largo del mismo, lo que delimita su espacio requerido para su instalación, convirtiéndolo en una desventaja.
- b) , c), d) Dos masas rígidas: En estos casos se sustituye la cuerda del péndulo por una barra rígida. A la misma están conectadas dos masas, una de las cuales está apoyada en el piso.
- e) Amortiguador de péndulo de rodillo: Común usar cuando existe limitación de espacio, los rodillos conectados a la masa realizan la función del péndulo.
- f) Péndulo de múltiples etapas: Utiliza varios péndulos y cuerdas, reduciendo el espacio vertical necesario a la mitad, aumentando requerimientos en espacio horizontal.

Todos estos modelos buscan encontrar la relación de frecuencia, amortiguamiento y masa, que permita encontrar la máxima eficiencia del sistema.

Existen algunas consideraciones al momento de diseñar el sistema AMS, sin embargo, todo esto depende del espacio disponible en la estructura a ser usado y además el costo de implementación del sistema, mismo que siempre es considerado como la mayor limitante al momento de tomar la decisión de incorporar este tipo de sistemas, ya sea a una estructura existente, o alguna otra nueva que cuente con este tipo de diseño.

II.5.3 COMPONENTES DE LOS AMS Y USOS EN LA ACTUALIDAD

Como principales componentes para formar un AMS y que los podemos observar en la IMAGEN 16, tenemos:

- Un oscilador de un grado de libertad.
- Un mecanismo de muelle.
- Un mecanismo de amortiguamiento.

Habitualmente se instala en la parte superior de los edificios. La masa y la rigidez del muelle se determinan de forma que la frecuencia de oscilación sea la misma que la frecuencia fundamental de la estructura.

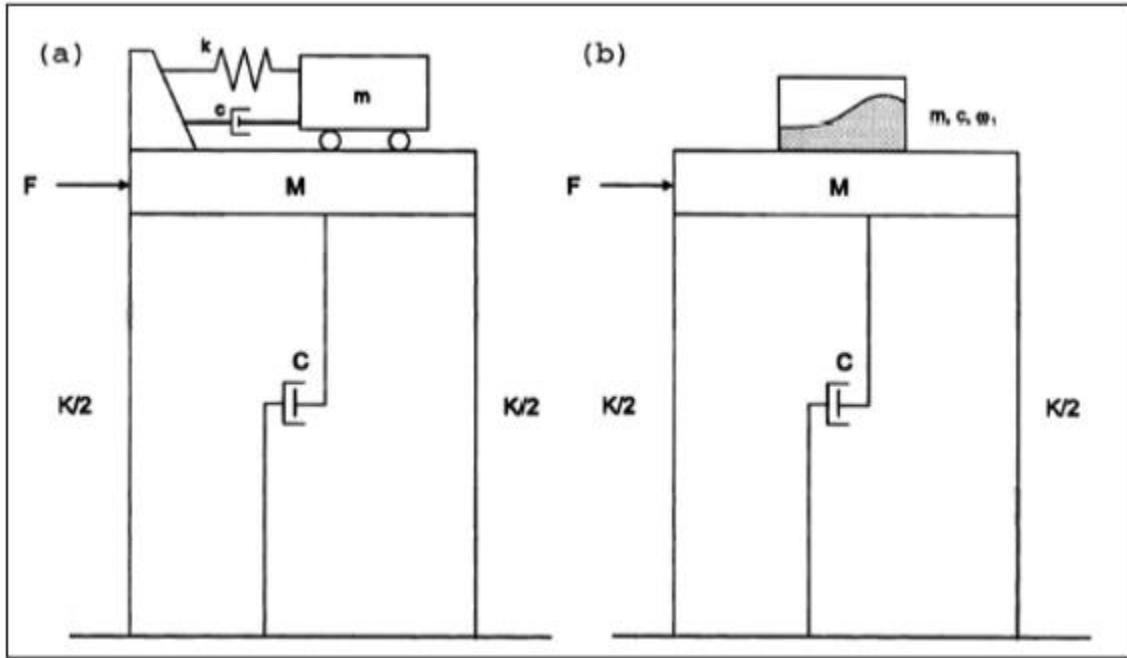


IMAGEN 16: a) AMS Clásico, b) AMS basado en tanques de agua, (Ambrosini, 2004)

En la configuración típica de un amortiguador de masa sintonizada unidireccional, la masa se desliza lateralmente sobre una superficie produciéndose un desplazamiento relativo entre esta y el piso. Los resortes y amortiguadores son colocados entre la masa y los soportes que se encuentran juntos. Estos miembros laterales son los encargados de transmitir la fuerza fuera de fase a la estructura principal del edificio (pórticos). En la IMAGEN 17 se muestra el diagrama esquemático de un AMS.

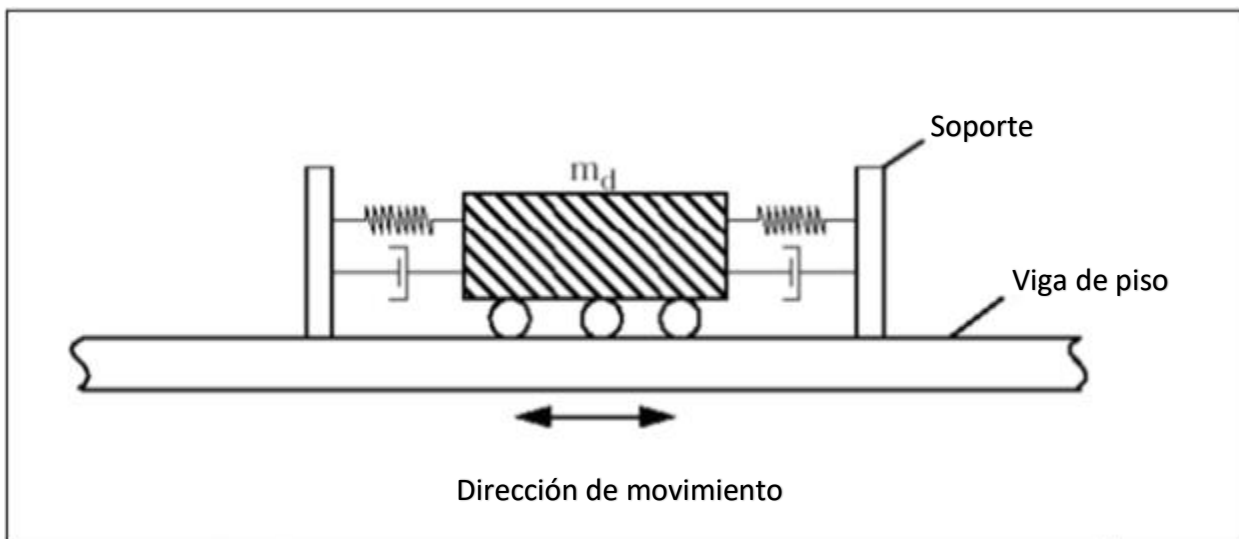


IMAGEN 17: Diagrama esquemático de un AMS, (Yefi, 2011)

Como se analiza en el trabajo "Estudio de la eficiencia de los amortiguadores de masa sintonizada en la respuesta sísmica de edificios estructurados en base a marcos de hormigón armado", (Yefi, 2011), aunque está comprobada en la literatura que los AMS son efectivos cuando se trata de vibraciones ocasionadas por el viento, se discute aun el grado de efectividad de los mismos en respuesta a sismos.

Aquí un extracto del análisis de algunos autores en referencia al análisis propuesto, (Yefi, 2011):

Villaverde R & L.A. Koyama, 1993. (Original no consultado, citado por: Ambrosini et al. 2004), demostraron que el esfuerzo de corte en la base de un edificio de período 2 seg., analizado en forma lineal se reduce en un 40% al instalar un AMS.

Soto-Brito and S. E. Ruiz (1999), estudian la respuesta no lineal de edificios con AMS y concluyen que, en este caso, la respuesta pico no se reduce significativamente.

Pinkaew et al. (2003), concluyen en su trabajo que, en el caso de estructuras sometidas a daño, los parámetros a estudiar no deben basarse en la reducción del pico de la respuesta sino en la reducción del daño.

Estos autores sostienen que la eficiencia de los AMS está demostrada en el caso de sismos de larga duración y contenido de frecuencia de banda angosta.

La mayoría de los estudios realizados respecto a la eficiencia de los AMS, han sido efectuados con sistemas de un grado de libertad y excitación de viento.

Den Hartog, (1985), demostró que, para sistemas de un grado de libertad no amortiguados, la amplitud de vibración del sistema excitado es nula cuando la frecuencia de excitación es igual a la frecuencia del AMS, indicando que toda la energía del sistema fue transferida al AMS.

Todos estos estudios fueron realizados de acuerdo a parámetros y características propias de la localidad de los autores, por lo que las mismas no siempre aplican a la situación real de Ecuador, o en este caso Quito específicamente.

Los parámetros de diseño del AMS que se deben hallar para lograr la máxima eficiencia del mismo, son:

- La relación de frecuencia (frecuencia del amortiguador/frecuencia de la estructura)
- La relación de amortiguamiento
- La relación de masa (masa AMS/masa de la estructura).

Algunos criterios de optimización de los parámetros son:

- Desplazamiento mínimo de la estructura principal (seguridad estructural)
- Rigidez dinámica máxima de la estructura principal
- Mínima trayectoria de la masa amortiguada con respecto a la estructura principal.
- Mínima aceleración de la estructura principal (confort y funcionalidad).

Los AMS sólo pueden ser sintonizados a una sola frecuencia estructural. Como es de esperarse, para sistemas de N grados de libertad, la efectividad es mayor cuando la estructura oscila alrededor de un modo predominante. Puede ocurrir que los desplazamientos correspondientes al primer modo de la respuesta se reduzcan considerablemente, mientras que los desplazamientos de los modos altos se incrementen cuando el número de pisos aumenta. Esta dificultad se soluciona colocando varios AMS que cubren una banda de frecuencias (MAMS). (Yefi, 2011)

Existen algunas edificaciones que usan los sistemas AMS en su estructura, algunos ejemplos son:



IMAGEN 18: John Hancock Tower, Obtenido de:

<https://www.pcf-p.com/projects/john-hancock-tower/>

JOHN HANCOCK TOWER

Ubicación: Boston

Pisos: 60

AMS: 2 – Piso58 (forma octogonal)

Descripción:

AMS instalados para mejorar la respuesta estructural producto de las cargas de viento y para contrarrestar el movimiento lateral-torsional producto de la forma del edificio. Cada amortiguador pesa 271t y consiste en una caja de 5.2m de lado con 1m de profundidad, el cual se desplaza sobre una placa de acero de 9m de longitud. La masa del amortiguador se encuentra lateralmente restringida por resortes anclados a las columnas interiores del edificio y están controlados por cilindros servo-hidráulicos. La masa oscila linealmente sobre una delgada película de aceite el cual es introducido por orificios provistos en la placa de acero. Cuando la aceleración horizontal excede los 0.003g para dos ciclos consecutivos, el sistema es activado automáticamente. Este sistema fue diseñado y construido por LeMessurier Associates/SCI en asociación con MTS System Corp., y costó alrededor de tres millones de dólares, esperando reducir la respuesta del edificio entre un 40% a un 50%. (Yefi, 2011)



IMAGEN 19: Citicorp Center, Obtenido de:

<https://www.archdaily.com/564014/ad-classics-citigroup-center-hugh-stubbins-william-le-messurier>

CITICORP CENTER

Ubicación: New York

Altura: 279 m

AMS: 1 – Piso 63

Descripción:

AMS diseñado y construido por LeMessurier Associates/SCI en asociación con MTS System Corp. El edificio tiene un periodo fundamental de 6.5 segundos con una razón de amortiguamiento del 1% en ambas direcciones. El AMS tiene un peso de 366t, aproximadamente el 2% de la masa efectiva del primer modo, y fue 250 veces más grande que cualquier AMS construido en su tiempo. Tiene un periodo operacional de $6.25s \pm 20\%$, con un amortiguamiento lineal regulable de

8% a 14%, y un desplazamiento relativo máximo de 1.4m. Con la inclusión del AMS se redujo la amplitud de oscilación del edificio en un 50%. La masa del bloque de hormigón del AMS tiene 2.6m de alto con una sección transversal en planta de 9.1m por 9.1m. Cuando el AMS está operando, una bomba hidráulica suministra aceite por medio de una serie de válvulas elevando el bloque cerca de 2 cm por dos minutos cuando este se encuentra operando. El amortiguador de masa sintonizada se activa automáticamente cuando la aceleración horizontal excede los 0.003g para dos ciclos consecutivos, y deja de funcionar cuando la aceleración no excede 0.00075g en ambos ejes durante un intervalo de 30 minutos. El costo estimado por Lemessurier para el AMS del Citicorp fue de 1.5 millones de dólares, ahorrándose en la construcción del edificio entre 3.5 a 4 millones de dólares. Esta suma representa el costo de unas 2.800 toneladas de acero estructural que debería haber sido requerido para satisfacer las restricciones de deformaciones. (Yefi, 2011)



IMAGEN 20: Canadian National Tower,
Obtenido de:

<https://www.dineroenimagen.com/2016-06-26/74832>

CANADIAN NATIONAL TOWER

Ubicación: Toronto
 Altura: 553 m
 AMS: 2 – 488 m y 503 m

Descripción:

La antena de acero ubicada en la parte superior (102 m), requirió la instalación de dos amortiguadores de masa sintonizada para prevenir las deflexiones excesivas de la antena cuando la estructura del edificio se encuentre sometida bajo cargas de viento. El sistema de disipación de energía fue diseñado por Nicolet, Carrier, Dressel y Associates, Ltda., con la colaboración de Vibron Acoustics. Los AMS fueron sintonizados con el segundo y cuarto modo de vibrar. (Yefi, 2011)

CHIBA PORT TOWER

Ubicación: Chiba
 Altura: 125 m
 AMS: 1

Descripción:

El peso de la torre es de 1950 toneladas, con forma de rombo en planta de 15m de lado. Los periodos del primer y segundo modo de vibrar son 2.25s y 0.51s respectivamente para la dirección X, 2.7s y 0.57s para la dirección Y. El amortiguamiento para el modo fundamental es de 0.5%. Al equipar la torre con AMS se incrementó el



IMAGEN 21: Chiba Port Tower, Obtenido de:
https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Chiba_Port_Tower_20050130.jpg

amortiguamiento del primer modo en las direcciones X e Y. El AMS fue construido por Mitsubishi Steel Manufacturing Co.,



IMAGEN 22: AMS de Chiba Port Tower, (Yefi, 2011)

Ltda., y tiene: una razón de masa respecto de la masa modal del primer modo de 1/120 en la dirección X y 1/80 en la dirección Y; los periodos en la dirección X e Y son de 2.24s y 2.72s respectivamente; y una razón de amortiguamiento del 15%. El máximo desplazamiento relativo del AMS con respecto a la torre es de $\pm 1\text{m}$ en cada dirección. Con el AMS se redujo alrededor del 30% al 40% el desplazamiento de la parte superior de la torre y un 30% el momento flector. (Yefi, 2011)



IMAGEN 23: TAIPEI 101, Obtenido de: <http://www.skyscrapercenter.com/building/taipei-101/117>

TAIPEI 101

Ubicación: Taipei

Altura: 508 m

AMS: 1

Descripción:

El edificio está estructurado en base a supercolumnas que contienen concreto de refuerzo hasta el nivel 62, lo cual involucra un total de 95.000 toneladas de acero y 23.900 m³ de hormigón de alta resistencia, proporcionándole rigidez a la superestructura con un periodo de vibración fundamental de 6.8 segundos.

El sistema de control pasivo implementado en esta estructura,

consiste en un péndulo natural suspendido por medio de cables los

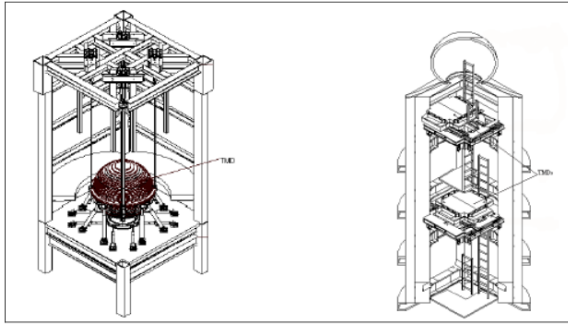


IMAGEN 24: AMS TAIPEI 101, (Yefi, 2011)

cuales a través de su largo le proporcionan una frecuencia muy similar a la frecuencia fundamental del edificio. Cuando el edificio comienza a vibrar, el AMS oscila a una frecuencia semejante, disminuyendo la respuesta de la estructura principal absorbiendo el exceso de energía cinética producto de las cargas de viento y sismo. Posee un amplio rango de trabajo para los diversos requerimientos bajo escenarios de carga extrema. Durante las fuertes tormentas de viento para las que fue diseñada esta torre, se espera que el AMS reduzca la aceleración de la parte superior de la estructura de un 30 a un 40 %. El AMS no disminuye por completo la oscilación del edificio, solo reduce el movimiento a niveles aceptables. (Yefi, 2011)

II.5.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS SISTEMAS AMS

Como principales ventajas tenemos:

- El amortiguador de masa sintonizada se ha demostrado efectivo para reducir la vibración del viento.
- Al ser elementos pasivos y no requerir energía externa, el costo de su método constructivo es competitivo frente a los sistemas constructivos convencionales.
- Mayor seguridad.
- Mejor respuesta estructural ante cualquier eventualidad sísmica.
- Reducción de vibraciones.

Como principales desventajas tenemos:

- La mayor desventaja del amortiguador de masa sintonizada es que requiere una gran masa e importante disponibilidad de espacio para su instalación. Para compensar este problema, recientemente se ha propuesto el uso de cubiertas con aislamiento respecto a la estructura inferior o tanques de agua tal como se indica en la IMAGEN 16 b), para ser usados como masas pendulares.
- Otro inconveniente del sistema es que su efectividad se reduce a una banda estrecha de frecuencias cercanas al período fundamental del edificio, y pueden presentarse situaciones en las que el edificio se sitúe fuera de su período fundamental. Es el caso de estructuras que puedan llegar a comportarse plásticamente, alargando de esta forma su período, perdiendo sintonía con el AMS.

variaciones bruscas. Estos datos forman los espectros de diseño que se convierten en una envolvente de los datos estadísticos de los sismos “típicos” de la zona estudiada en particular. Una envolvente se comprende como la agrupación de datos significativos.

Es necesario diferenciar los espectros de diseño usados en esta etapa y los espectros de respuesta, los últimos son los obtenidos de una estructura como efecto de un sismo determinado.

En este diseño se analizará la estructura bajo los parámetros del Sismo de Diseño, mismo que determina en la norma NEC 2015 / NEC-SE-DS, y se define como: “Evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años (periodo de retorno de 475 años), determinado a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico.

Las consideraciones de diseño también dependen del tipo de estructura y su uso. En el caso del Factor de Respuesta, R , mencionado anteriormente, éste puede variar en valores de 2 a 8, según la estructura considerada.

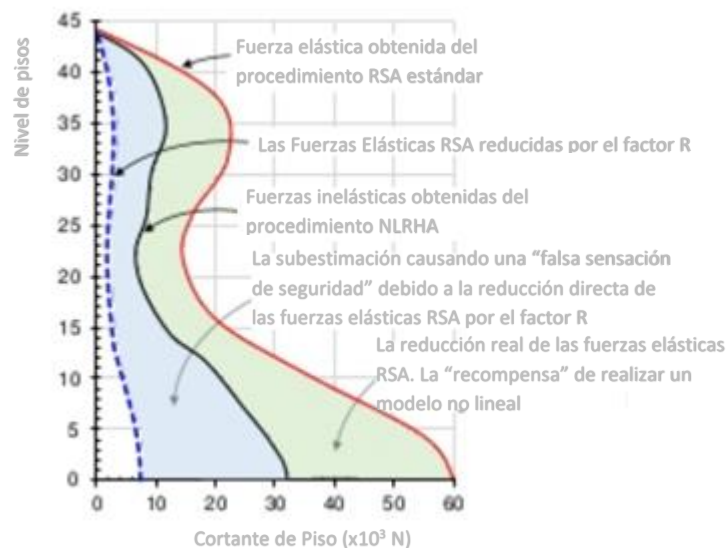


IMAGEN 26: Niveles vs Cortante. (AIT Solutions, 2018)

En la IMAGEN 26, se observa las fuerzas cortantes de acuerdo a los pisos de una estructura, comparándolas con las consideradas con el parámetro R , por medio del proceso RSA (Response Spectrum Analysis – Análisis del Espectro de Respuesta), y las fuerzas inelásticas obtenidas del método NLRHA (Nonlinear Response History Analysis).

Ecuador se encuentra en el cinturón de fuego del Pacífico, de ahí que en su territorio las probabilidades de eventos sísmicos de gran magnitud son muy elevadas.

Por su posición geográfica, el territorio continental ecuatoriano se ve afectado por el fenómeno de subducción (Imagen 27) entre la placa de Nazca, que se extiende a lo largo de América del Sur bajo el Océano Pacífico, y la placa de Sur América, en su zona continental. El efecto de la colisión entre estas dos placas genera eventos sísmicos que, a lo largo de la historia, han sido devastadores. Adicionalmente, en la zona andina encontramos volcanes, grietas continentales, y fallas geológicas importantes que deben ser consideradas como potenciales fuentes de desastres naturales que afectan directamente a la ingeniería civil.

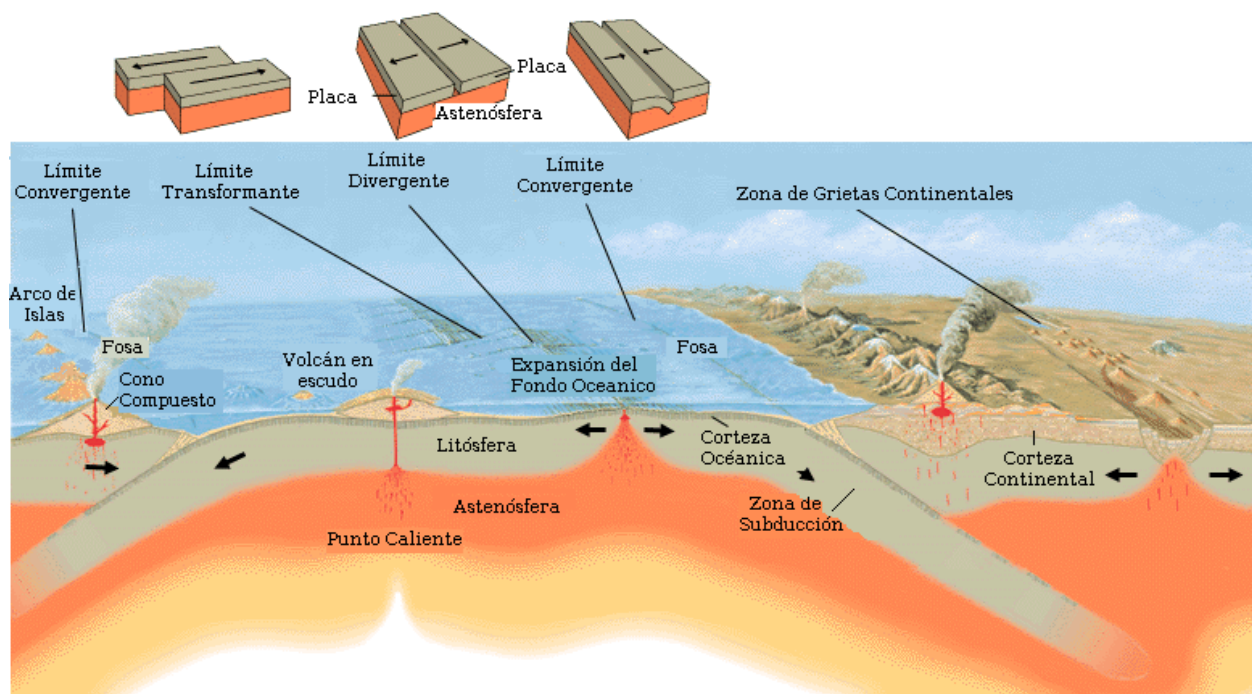


IMAGEN 27: Límites de placas tectónicas, (Imagen de dominio público)

De acuerdo a la Norma NEC 2015, al territorio ecuatoriano se lo ha zonificado en 6 zonas sísmicas, todas estas caracterizadas por el valor del factor Z , que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. (IMAGEN 28)

De acuerdo a la NORMA NEC 2015, "el mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI."

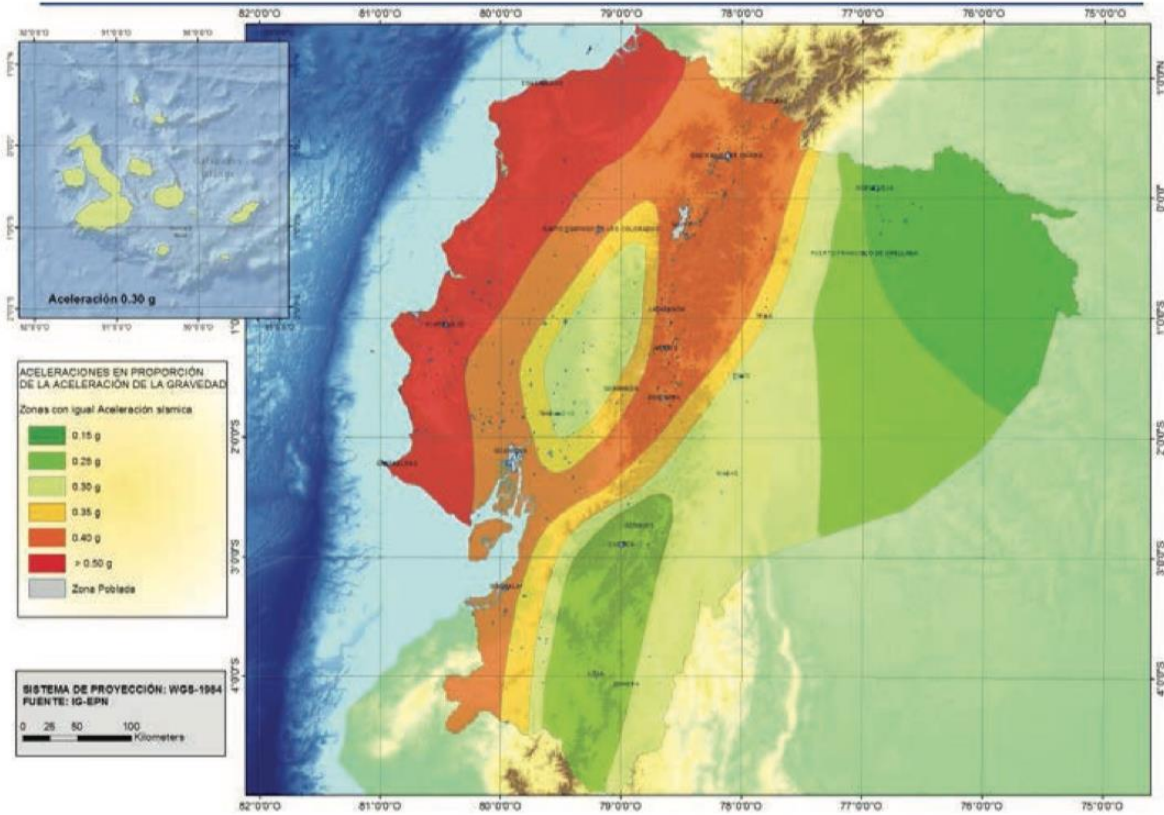


IMAGEN 28: Zonas Sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z, (NEC 2015, 2016)

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

TABLA 2: Valores del factor de zona Z de la zona sísmica adoptada, (NEC 2015, 2016)

III.1 DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO – LRFD

El método Load and Resistance Factor Design o el método de diseño por factores de carga y resistencia, se lo usa para dimensionar los componentes estructurales de manera que su *resistencia de diseño* sea igual o mayor que la *resistencia requerida* del componente estructural bajo las combinaciones de carga DFCR.

Existe también otro método de diseño usado comúnmente, este es el Diseño por Esfuerzos Permisibles o Allowable Stress Design (ASD), sin embargo, el diseño en este documento se basa en el método LRFD.

El método LRFD se denomina "Estado Límite", esta es la condición de la estructura en la cual la misma deja de cumplir su función.

Los estados límite pueden ser de Resistencia y Servicio.

Resistencia – Se relaciona con el comportamiento para la máxima resistencia dúctil, pandeos, fatiga, fractura, volteo o deslizamiento.

Servicio – Se relaciona con la funcionalidad de la estructura para deflexiones, vibraciones, deformaciones permanentes y rajaduras.

Estos estados y sus límites no deben ser propasados, para esto, el diseño considera métodos estadísticos que permitan asegurar cierto grado de confiabilidad y no se sobrepase la resistencia de los elementos.

III.2 COEFICIENTES DE AMPLIACION DE CARGAS DE SERVICIO

De acuerdo con la norma NEC 2015, los coeficientes de ampliación de cargas de servicio son:

Combinación 1

1.4 D

Combinación 2

1.2 D + 1.6 L + 0.5 max[L_r ; S ; R]

Combinación 3*

1.2 D + 1.6 max[L_r ; S ; R] + max[L ; 0.5W]

Combinación 4*

1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[L_r ; S ; R]

Combinación 5*

1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S

Combinación 6

0.9 D + 1.0 W

Combinación 7

0.9 D + 1.0 E

Donde los términos a considerar de acuerdo con la combinación que se requiera se definen a continuación:

D – Dead – Carga Muerta

L – Live – Carga Viva

L_r – Sobrecarga Cubierta

S – Granizo

R – Rain – Lluvia

W – Wind – Viento

E – Earthquake – Sismo

Las condiciones de diseño de la estructura, específicamente su resistencia de diseño deberá siempre ser mayor a la resistencia o esfuerzo producido por las cargas, esto es:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Donde:

ϕ - Factor de reducción de resistencia

ϕR_n – Resistencia de Diseño

R_n – Resistencia nominal del elemento

R_u – Resistencia última

III.3 ANALISIS SISMICO Y EFECTO ESTRUCTURAL

Existen varios métodos que permiten analizar los comportamientos de un sismo y sus efectos en las estructuras. De igual forma, programas informáticos especializados hacen estos análisis facilitando el trabajo para el diseño.

Para continuar con el modelo, es necesario identificar la peligrosidad sísmica, definida como la cuantificación de la amenaza de terremotos en un emplazamiento.

La peligrosidad sísmica se puede obtener de dos formas:

1. Método no paramétrico, no utiliza el concepto de falla tectónica, y es considerado como el método histórico ya que utiliza los datos de sismicidad histórica en determinado lugar.
2. Método deductivo, se basa en el método determinista (fuente sismogénica) y el método probabilista (usa incertidumbres).

Los datos con los que se analizan los sismos se basan en acelerogramas, mismos que se definen como la aceleración que existe o con la que se desplaza el suelo durante un evento sísmico, así como también en espectros de respuesta, los cuales representan la máxima aceleración que experimenta una estructura frente a determinado evento sísmico, como definido anteriormente.

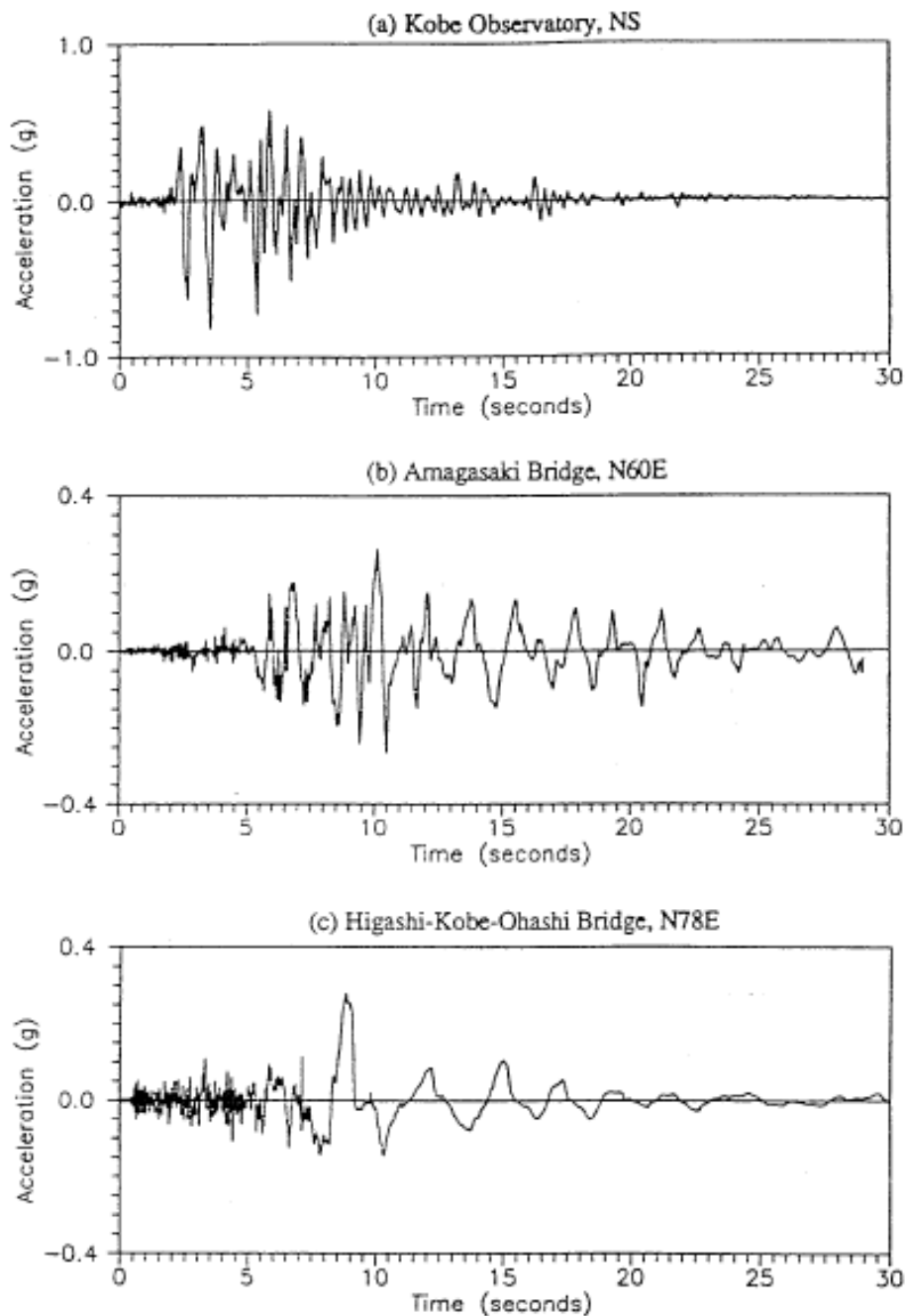


IMAGEN 29: Ejemplos de acelerogramas, Obtenido de:
https://seismic06g.files.wordpress.com/2013/05/acelerogr_01.png

Para la definición de la acción sísmica, es necesario estudiar los siguientes parámetros:

- Condiciones del terreno
- Zonas sísmicas
- Espectros de respuesta (respuesta del sistema estructural)
- Combinaciones de acción sísmica con otras acciones
- Importancia del sistema

III.3.1 ESPECTRO DE RESPUESTA

Se considera espectro de respuesta a la representación del movimiento sísmico en determinado punto de la superficie. También se entiende que la misma considera respuestas tanto en aceleración, velocidad y desplazamiento, por la acción de una carga sísmica en una estructura que posea algún tipo de amortiguamiento.

La obtención de los datos para formar el espectro de respuesta se realiza con la toma de máximas respuestas para diferentes sistemas con períodos de vibración diferentes.

III.3.2 ESPECTRO DE DISEÑO

Para el diseño se utilizan espectros suavizados, sin variaciones bruscas, que representan la envolvente de espectros de respuesta de varios sismos que sean típicos, de un tipo de suelo específico y de acuerdo con su ubicación.

III.4 SISTEMA ESTRUCTURAL

Al igual que para estructuras regulares, se modelará el sistema con Pórticos Especiales Resistentes a Momento de Acero, cuyo R (factor de modificación de respuesta sísmica), es 8, de acuerdo con la norma NEC 2015:

Sistemas Estructurales Dúctiles		R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.		7
Pórticos resistentes a momentos		
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.		8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.		8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.		8
Otros sistemas estructurales para edificaciones		
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.		5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.		5

Tabla 15: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

TABLA 3: Valores de factor de modificación de respuesta, (NEC 2015, 2016)

Y ASCE 7-10:

Table 12.2-1 (Continued)

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R ^a	Overstrength Factor, Ω_0 ^g	Deflection Amplification Factor, C _d ^b	Structural System Limitations Including Structural Height, h _n (ft) Limits ^c				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS									
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5/2	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5/2	NL	NL	160	100	NP
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4 1/2	3	4	NL	NL	35 ^h	NP ^h	NP ^h
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3 1/2	3	3	NL	NL	NP ⁱ	NP ⁱ	NP ⁱ
5. Special reinforced concrete moment frames ⁿ	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5/2	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4 1/2	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2 1/2	NL	NP	NP	NP	NP
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5/2	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4 1/2	NL	NL	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5/2	160	160	100	NP	NP
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2 1/2	NL	NP	NP	NP	NP
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame ^p	14.1	3 1/2	3 ^o	3 1/2	35	35	35	35	35

TABLA 4: Valores de factor de modificación de respuesta, ASCE 7-10

CAPÍTULO IV: CARACTERÍSTICAS DE LOS MODELOS

Para este trabajo se realizarán modelos de 20, 30, 40 y 50 pisos, diseñados en estructura metálica, ubicados en la ciudad de Quito, que presenten irregularidades tanto en planta como en elevación, utilizando Amortiguadores de Masa Sintonizada. La altura entre pisos es de 3.00 m.

Las normas de diseño que se tomarán como base son:

- NEC 2015
- ASCE 7-10
- AISC 360-10
- AISC 341-10

El diseño y análisis de los edificios propuestos se lo realizará en ETABS 2016, mismo que cuenta con gran confiabilidad y aceptación de resultados.

IV.1 CRITERIOS DE MODELACIÓN

IV.1.1 MATERIALES

IV.1.1.1 ACERO

Para estos modelos se ha determinado el uso de acero A572 G50, el que es común en el mercado ecuatoriano, siendo su esfuerzo de fluencia $F_y = 345 \text{ MPa} \sim 3518 \text{ kg/cm}^2$. Para el efecto se lo ha definido en el programa de diseño seleccionado.

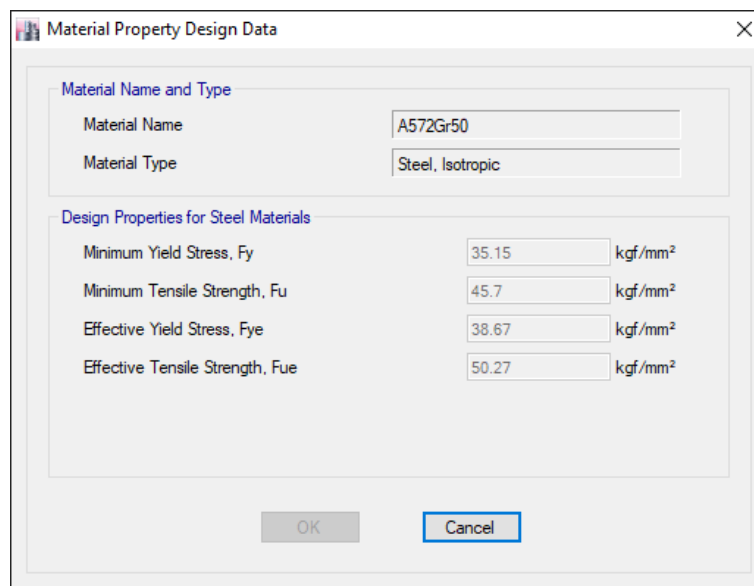


IMAGEN 30: Propiedades de material ACERO - ETABS 2016

IV.1.1.2 HORMIGÓN

Al ser la tipología de diseño estructura metálica, se usará DECK metálico en lo que respecta a losas, en vista de las facilidades constructivas que proporciona, y por tanto hormigón para complementar este sistema constructivo.

El hormigón será CLASE I, y su resistencia a la compresión de $f'c = 240 \text{ Kg/cm}^2$.

Para el cálculo del Módulo de Elasticidad E, usamos la aproximación:

$$E = 14,000 \sqrt{f'c}$$

$$E = 14,000 \sqrt{240 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$E = 216887.07 \times 10$$

$$E = 2168870 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

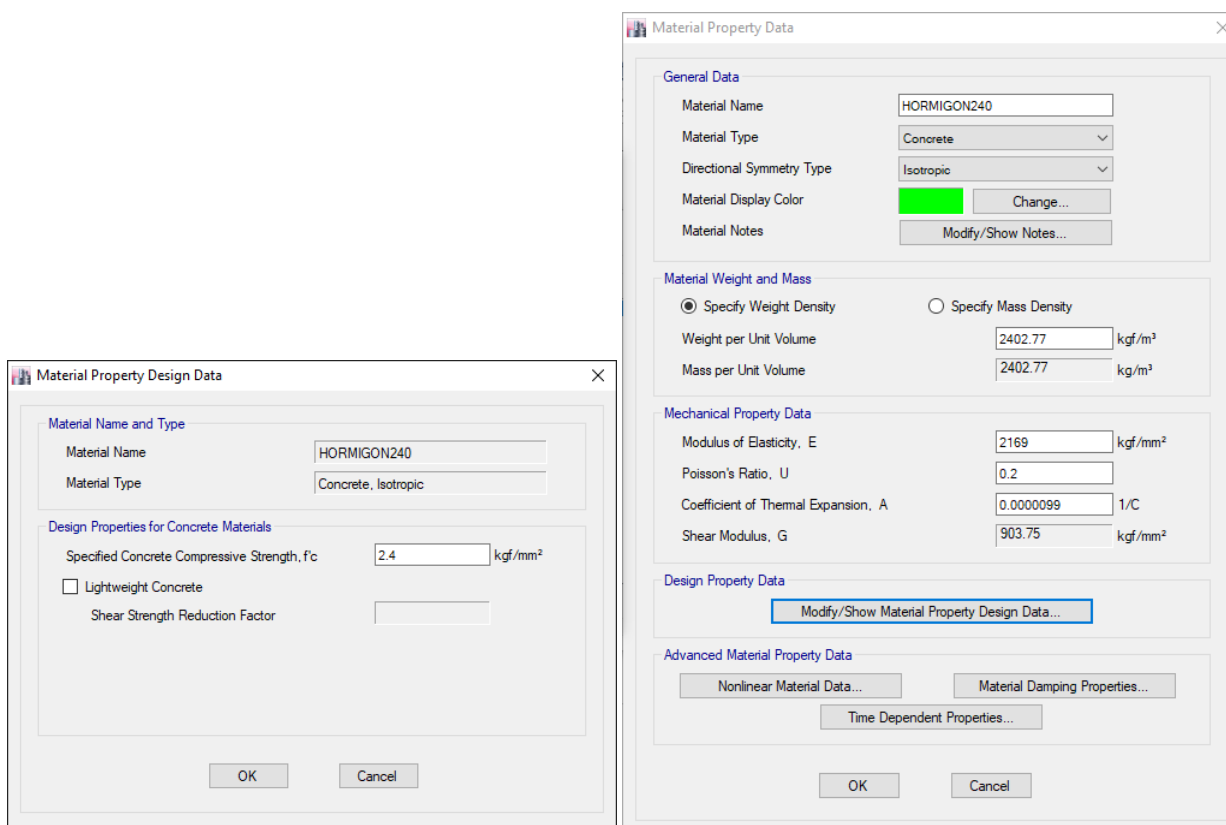


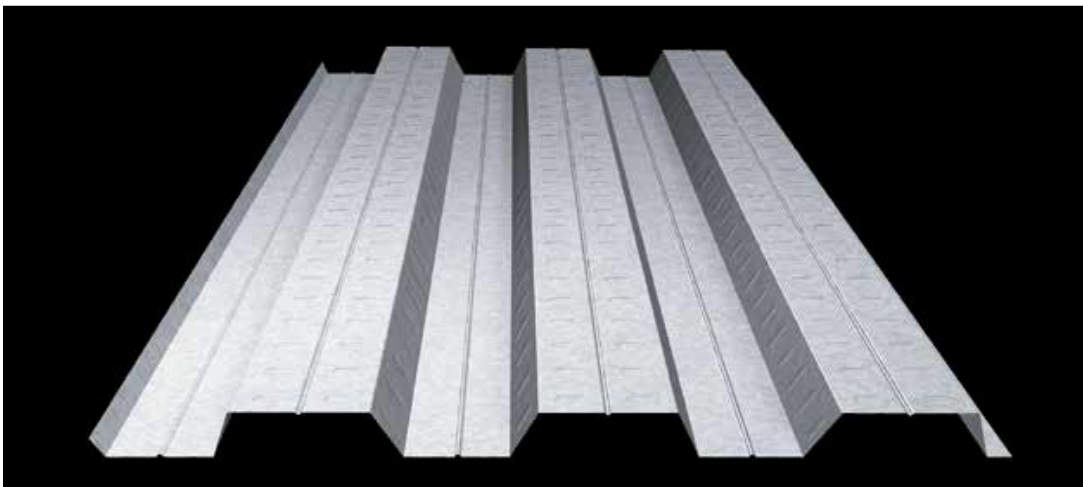
IMAGEN 31: Propiedades de material HORMIGÓN - ETABS 2016

IV.2.1 PREDIMENSIONAMIENTO

IV.2.1.1 LOSAS

Las losas comprenden el elemento estructural que forma cada piso y transmite las cargas a las vigas y posteriormente a las columnas.

Para la conformación de la losa, en vista de que se ha diseñado como estructura metálica y de acuerdo con las facilidades de este sistema constructivo, se utilizará DECK metálico, mismo que debe ser recubierto de hormigón. Como referencia se han tomado las características de uno de los proveedores de placa colaborante del mercado ecuatoriano, KUBIEC.



■ Características técnicas:

PROPIEDADES DEL PANEL					
ESPESOR	PESO	Iz (+)	Iz (-)	Sz (+)	Sz (-)
(mm)	(Kg/m ²)	(cm ⁴ /m)	(cm ⁴ /m)	(cm ⁴ /m)	(cm ⁴ /m)
0.65	6.37	29.30	28.86	9.61	14.54
0.70	6.85	32.29	31.83	10.72	15.71
0.76	7.44	35.97	35.47	12.10	17.13

VOLUMEN HORMIGON m ³		
	*ESPESOR DE LOSA (cm)	HORMIGON (m ³ /m ²)
* Hormigón sobre la cresta	5	0.06950
	6	0.07954
	7	0.08954
	8	0.09954
	10	0.11954
	12	0.13954

IMAGEN 32: Características KUBILOSA, Obtenido de: Catálogo KUBIEC, 2018

Se han considerado las siguientes características de la placa colaborante:

Espesor total:	11 cm
Espesor de placa:	0.65 mm
Separación entre apoyos:	1.60 m

Del catálogo del producto, también obtenemos el cuadro de capacidades de carga como ayuda para el diseño:

—■ Tabla de ayuda para diseño Kubilosa

CARGA VIVA SOBREPUESTA (Kg/m ²)											
ESPESOR KUBILOSA	*ESPESOR LOSA	SEPARACION ENTRE APOYOS (m)									
(mm)	(cm)	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4
0.65	5	1940	1497	1164	924	742	600	488	397	323	261
	6	2252	1734	1364	1089	881	719	590	486	401	331
	7	2252	1981	1564	1255	1020	837	692	575	479	400
	8	2252	2228	1764	1420	1159	955	794	664	557	469
	10	2252	2252	2164	1751	1437	1192	998	842	714	608
0.70	5	2252	1612	1265	1008	812	660	530	442	362	296
	6	2252	1879	1481	1186	962	788	650	538	447	371
	7	2252	2145	1687	1365	1112	916	760	634	531	446
	8	2252	2252	1912	1543	1262	1043	870	730	615	521
	10	2252	2252	2252	199	1562	1299	1090	922	784	670
0.76	5	2252	1760	1384	1107	895	731	601	495	409	338
	6	2252	2050	1619	1301	1059	870	720	600	501	419
	7	2252	2252	1854	1496	1222	1009	840	704	593	500
	8	2252	2252	2089	1689	1385	1148	960	809	685	582
	10	2252	2252	2252	2078	1711	1426	1200	1016	868	744
12	2252	2252	2252	2252	2036	1704	1440	1226	1052	907	

* Medición del hormigón desde la parte superior de la cresta.

MAXIMA LUZ SIN APUNTALAR SEGUN CONDICIONES DE APOYO					
ESPESOR KUBILOSA	ESPESOR LOSA	1	2	3	
(mm)	(cm)	LUZ (m)	LUZ (m)	LUZ (m)	LUZ (m)
0.65	5	1.58	2.00	1.94	
	6	1.54	2.00	1.86	
	7	1.46	1.95	1.80	
	8	1.40	1.89	1.74	
	10	1.33	1.79	1.65	
12	1.27	1.70	1.57		
0.70	5	1.54	2.00	2.00	
	6	1.55	2.00	1.91	
	7	1.49	2.00	1.85	
	8	1.45	1.94	1.79	
	10	1.37	1.83	1.69	
12	1.30	1.74	1.61		
0.76	5	1.66	2.20	2.00	
	6	1.59	2.14	1.97	
	7	1.53	2.06	1.90	
	8	1.48	2.00	1.83	
	10	1.41	1.88	1.74	
12	1.34	1.79	1.65		

IMAGEN 33: Ayuda para diseño KUBILOSA, Obtenido de: Catálogo KUBIEC, 2018

Adicionalmente, se ha tomado los siguientes parámetros:

Refuerzo de temperatura:	Malla electrosoldada
Recubrimiento min:	2 – 2.5 cm

IV.2.1.1.1 DETERMINACIÓN DE CARGA MUERTA DE LA LOSA

Se han tomado, calculado y obtenido los siguientes datos:

Peso de la placa (e = 0.65 mm) =	6.38 kg / m ²
Peso del hormigón 0.075 m ³ /m ² x 2400 kg/m ³ =	180 kg/m ²
Total (Peso Propio Losa) =	186.38 kg/m²

Enlucido y masillado 1 m x 1 m x 0.02 m x 2200 kg/m ³ =	44 kg / m ²
Enlucido y masillado 1 m x 1 m x 0.02 m x 2200 kg/m ³ =	44 kg/m ²
Peso Mampostería (asumido) =	200 kg/m ²
Total (Carga Permanente) =	288 kg/m²

Los valores han sido asumidos en base a un estimado por piso, al no poseer un diseño arquitectónico definido.

Carga Viva (en función del uso) =	200 kg/m²
--	-----------------------------

En base a los resultados y consideraciones, podemos modelar la Losa DECK a ser utilizada en el modelo:

Deck Property Data

General Data

Property Name: DECK11

Type: Filled

Slab Material: HORMIGON240

Deck Material: A572Gr50

Modeling Type: Membrane

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

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Slab Depth, tc: 50 mm

Rib Depth, hr: 50 mm

Rib Width Top, wrt: 175 mm

Rib Width Bottom, wrb: 125 mm

Rib Spacing, sr: 300 mm

Deck Shear Thickness: 0.7 mm

Deck Unit Weight: 11.23 kgf/m²

Shear Stud Diameter: 19 mm

Shear Stud Height, hs: 85 mm

Shear Stud Tensile Strength, Fu: 40.79 kgf/mm²

OK Cancel

IMAGEN 34: Parámetros DECK Metálico – ETABS 2016

IV.2.1.2 VIGAS SECUNDARIAS

Para el predimensionamiento de vigas, se ha analizado el diseño propuesto en su sección más crítica, de donde se determina el ancho cooperante y por tanto la carga a la que estará expuesta la viga.

Las vigas principales soportarán luces de 8 m y por tanto las vigas secundarias serán colocadas a 2 m de distancia cada una, obteniendo de esta forma una distribución equidistante entre las mismas. El colocarlas de esta manera, implica que deban contar con apuntalamientos para garantizar seguridad al momento de verter hormigón en el DECK.

Uno de los objetivos principales del diseño en estructuras metálicas, es el generar secciones sísmicamente compactas, donde los miembros estructurales (vigas y columnas) de un Sistema Resistente de Fuerzas Sísmicas, deben tener alas conectadas continuamente a las almas, y las relaciones ancho espesor de los elementos a compresión no deben exceder los límites λ_p , de la Tabla B4.1 de la especificación AISC – LRFD 360-05.

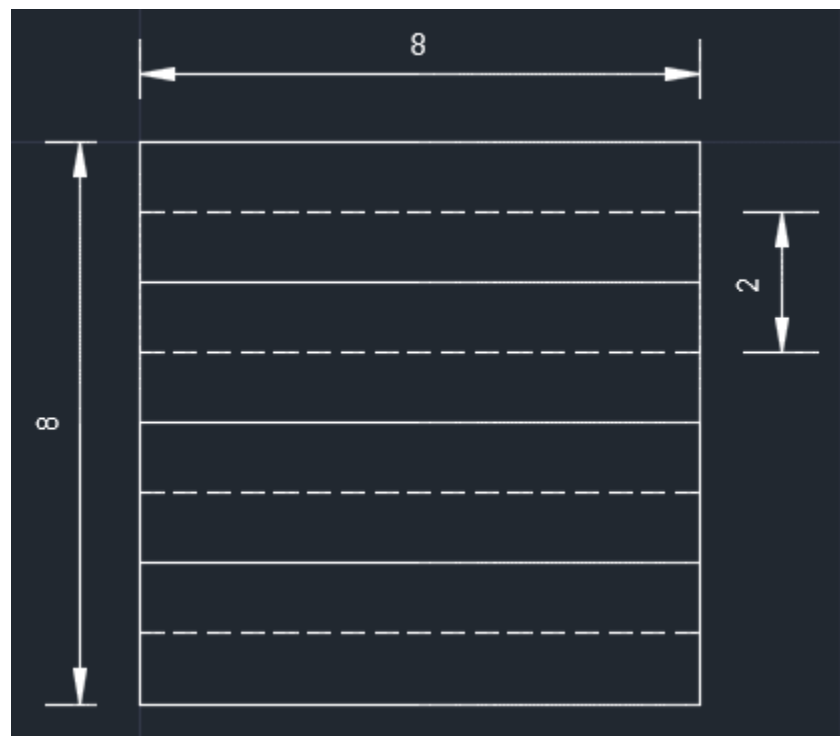


IMAGEN 35: Ancho cooperante 2 m – AUTOCAD 2015

Para el prediseño se debe cuidar controlar el pandeo local y lateral torsional. Para el efecto se debe identificar el pandeo local y torsional que se podría presentar en la estructura y controlar estos parámetros principalmente.

Podemos usar la ecuación de cálculo:

$$L_b = 0.085 \times \frac{\text{Radio de Giro} \times E}{F_{yd}}$$

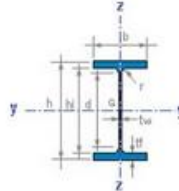
Donde L_b representa el estado límite de pandeo lateral torsional, mismo que es necesario para escoger la sección apropiada según los parámetros de evaluación correspondientes (Tabla B4.1 de la especificación AISC – LRFD 360-05).

Para encontrar los parámetros necesarios, utilizamos las propiedades de los elementos estructurales a ser usados, por ejemplo:

- Viga IPE270

Catálogo de Perfiles IPE Laminados
Propiedades Geométricas y Mecánicas

Perfil IPE



Designación	M kg/m	P kN/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	d mm	h ₁ mm	A cm ²	I _y cm ⁴	W _y cm ³	I _y cm	W _{ply} cm ³	I _z cm ⁴	W _z cm ³	I _z cm	W _{plz} cm ³	I _t cm ⁴	I _w cm ⁶	A _L m ² /m	A _G m ² /t	A _{vz} cm ²	S _y cm ³	s _y cm
IPE 80	8.0	0.090	80	48	3.8	5.2	5	59.8	88.8	7.6	80	30.0	3.24	23.2	8	3.7	1.05	5.8	0.7	119	0.328	54.63	3.58	11.6	6.9
IPE 100	8.1	0.091	100	55	4.1	5.7	7	74.6	88.6	10.3	171	34.2	4.07	39.4	16	5.8	1.24	9.1	1.2	354	0.400	49.33	5.09	19.7	8.7
IPE 120	10.4	0.104	120	64	4.4	6.3	7	93.4	107.4	13.2	318	53.0	4.90	60.7	28	8.6	1.45	13.6	1.7	894	0.475	45.82	6.31	30.4	10.5
IPE 140	12.9	0.129	140	73	4.7	6.9	7	112.2	128.2	16.4	541	77.3	5.74	88.3	46	12.3	1.65	19.2	2.4	1989	0.551	42.70	7.64	44.2	12.3
IPE 160	15.8	0.158	160	82	5.0	7.4	9	127.2	145.2	20.1	869	108.7	6.58	123.9	68	16.7	1.84	26.1	3.5	3977	0.623	39.47	9.66	61.9	14.0
IPE 180	18.8	0.188	180	91	5.3	8.0	9	146.0	164.0	23.9	1317	146.3	7.42	166.4	101	22.2	2.05	34.6	4.7	7469	0.698	37.13	11.25	83.2	15.8
IPE 200	22.4	0.224	200	100	5.6	8.5	12	159.0	183.0	28.5	1943	194.3	8.26	220.7	142	28.5	2.24	44.6	6.9	13052	0.768	34.35	14.00	110.3	17.6
IPE 220	26.2	0.262	220	110	5.9	9.2	12	177.8	201.6	33.4	2772	262.0	9.11	285.4	205	37.3	2.48	58.1	9.0	22781	0.848	32.35	15.88	142.7	19.4
IPE 240	30.7	0.307	240	120	6.2	9.8	15	190.4	220.4	39.1	3892	324.3	9.97	366.7	284	47.3	2.69	73.9	13.0	37576	0.922	30.02	19.15	183.3	21.2
IPE 270	36.1	0.361	270	135	6.6	10.2	15	219.6	249.6	45.9	5790	428.9	11.23	484.0	420	62.2	3.02	97.0	15.9	70949	1.041	28.86	22.14	242.0	23.9
IPE 300	42.2	0.422	300	150	7.1	10.7	15	248.6	278.6	53.8	8357	557.1	12.40	628.4	604	80.5	3.35	125.2	19.9	125332	1.160	27.46	25.69	314.2	26.6
IPE 330	49.1	0.491	330	160	7.5	11.5	18	271.0	307.0	62.6	11768	713.2	13.71	804.4	788	98.5	3.55	153.7	28.1	199877	1.254	25.52	30.81	402.2	29.3
IPE 360	57.1	0.571	360	170	8.0	12.7	18	298.6	334.6	72.7	16267	903.7	14.95	1019.2	1043	122.8	3.79	191.1	37.4	314646	1.353	23.70	35.14	509.6	31.9
IPE 400	66.3	0.663	400	180	8.6	13.5	21	331.0	373.0	84.5	23131	1195.5	16.55	1307.3	1318	146.4	3.95	229.0	51.3	482149	1.467	22.12	42.70	653.6	35.4
IPE 450	77.6	0.776	450	190	9.4	14.8	21	378.8	420.8	98.8	33746	1490.8	18.48	1701.9	1676	176.4	4.12	276.4	66.7	794346	1.605	20.69	50.95	851.0	39.7
IPE 500	90.7	0.907	500	200	10.2	16.0	21	426.0	468.0	115.5	48202	1925.1	20.43	2194.3	2142	214.2	4.31	335.9	89.1	1254259	1.744	19.23	59.98	1097.1	43.9
IPE 550	105.5	1.055	550	210	11.1	17.2	24	467.6	515.6	134.4	67123	2440.8	22.35	2787.2	2668	254.1	4.45	400.5	122.8	1983158	1.877	17.78	72.35	1393.6	48.2
IPE 600	122.5	1.225	600	220	12.0	19.0	24	514.0	562.0	156.0	92091	3069.7	24.30	3512.7	3387	307.9	4.66	486.7	165.2	2688969	2.015	16.45	83.79	1756.3	52.4

TABLA 5: Perfil IPE, Obtenido de: <http://jolmos.es/blog/perfil-ipe-perfiles-estructurales/>

Para el pandeo lateral torsional, el perfil gira alrededor del eje z:

i_z radio de giro = 30.23 mm (Obtenido de TABLA 2 = 3.02 cm)

Entonces:

$$L_b = 0.085 \times \frac{30.23 \text{ mm} \times 200000 \text{ N/mm}^2}{250 \times 1000} = 2.05 \text{ m}$$

Continuando con el proceso de predimensionamiento, consideramos:

Longitud viga secundaria =	8 m
Ancho cooperante =	2 m
Carga Permanente + P.P. Losa = (D) =	474.38 kg/m ²
Carga Viva = (L) =	200 kg/m ²

Por ser prediseño, despreciamos el peso propio de la viga secundaria.

De acuerdo con las combinaciones del método LRFD (Load and Resistance Factor Design), para el cálculo de la resistencia última, se usa:

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2 \cdot \left(474.38 \frac{kg}{m^2}\right) + 1.6 \cdot \left(200 \frac{kg}{m^2}\right)$$

$$U = 889.26 \frac{kg}{m^2}$$

Para calcular la carga uniformemente distribuida por unidad de longitud, se multiplica la Carga Última (U), por el ancho cooperante:

$$W = 889.26 \frac{kg}{m^2} \times 2 m = 1.78 \frac{t}{m}$$

Debido a que las uniones entre vigas principales y secundarias pueden ser consideradas como conexiones flexibles, se encuentra el valor del Momento Positivo Máximo actuante en la viga y las reacciones en sus apoyos:

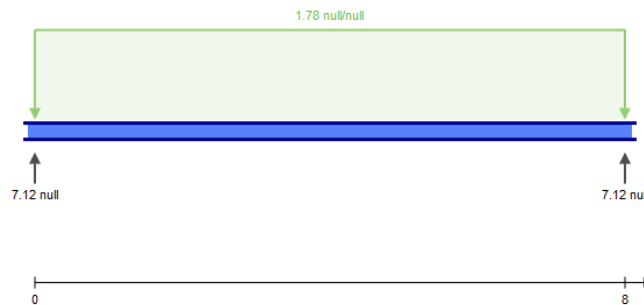


IMAGEN 36: Viga y Carga Uniformemente Distribuida, Cálculo de Momento Positivo Viga Secundaria, Simulado en: <https://skyciv.com/es/free-beam-calculator/>

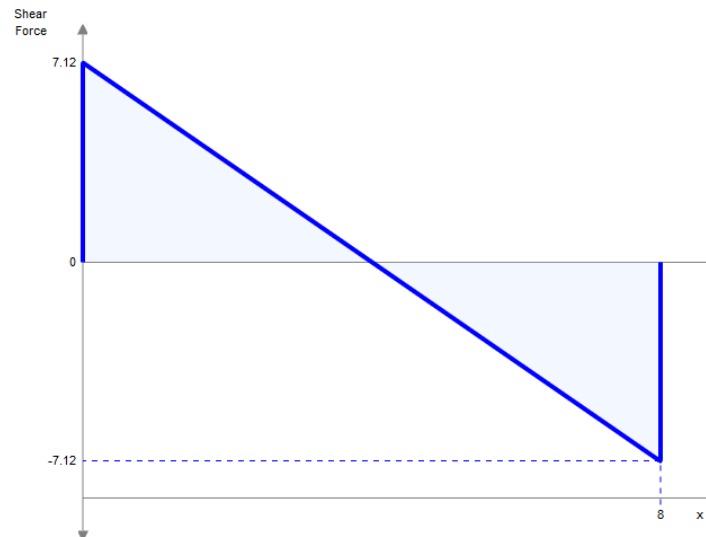


IMAGEN 37: Diagrama de Cortante (Reacciones), Cálculo de Momento Positivo Viga Secundaria, Simulado en: <https://skyciv.com/es/free-beam-calculator/>

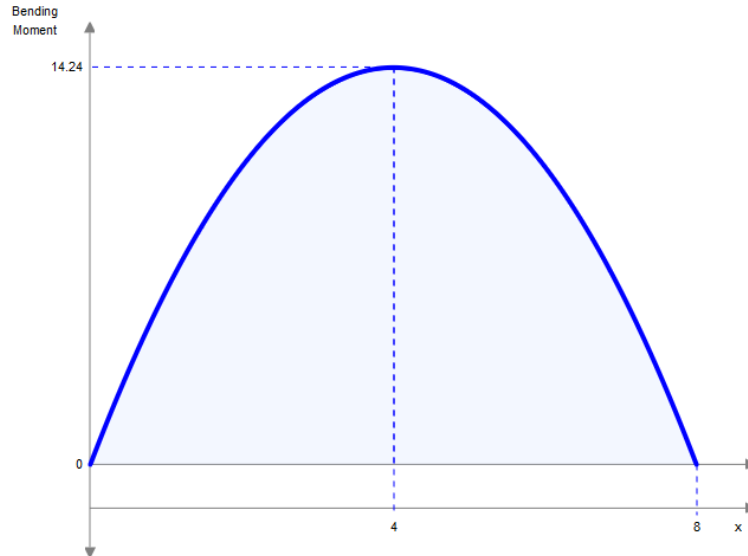


IMAGEN 38: Diagrama de Momentos (Momento Máximo), Cálculo de Momento Positivo Viga Secundaria, Simulado en: <https://skyciv.com/es/free-beam-calculator/>

Conocemos que, para el cálculo del Momento Máximo, podemos usar la ecuación:

$$Mu = \frac{WL^2}{8}$$

Por lo que:

$$Mu = \frac{\left(1.78 \frac{t}{m}\right) \cdot (8)^2}{8} = 14.24 t \cdot m$$

Y para el cálculo de las reacciones:

$$R_1 = R_2 = \frac{\left(1.78 \frac{t}{m}\right) \cdot (8)}{2} = 7.12 t$$

Con estos datos, se procede a calcular el Módulo Plástico de la sección:

$$Zx_{req} = \frac{Mu}{\varphi_b \cdot F_y}$$

$$Zx_{req} = \frac{14.24 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{(0.9) \left(2534 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)} = 624.4 \text{ cm}^3 = 38.1 \text{ in}^3$$

Al contar con el valor de Zx_{req} , buscamos, con la ayuda de las tablas AISC – LRFD (secciones laminadas en caliente), una sección comercial cuyo módulo plástico sea similar al módulo calculado.

Es importante mencionar que los catálogos de la AISC de perfiles no han sido elaborados para el mercado ecuatoriano, por lo que la norma permite la creación de vigas armadas por el propio diseñador, incluso la fabricación de estas es posible con algunas de las empresas existentes en el país. Es necesario cuidar que la viga armada cuente con dimensiones muy parecidas a las especificadas en los catálogos.

De las secciones seleccionadas, al modelar la estructura, el software ETABS 2016 seleccionará la sección más eficiente, de acuerdo con parámetros de evaluación, cumpliendo con requisitos de diseño.


Table 1-1 (continued) W-Shapes Properties																
Nom- inal WT	Compact Section Criteria		Axis X-X						Axis Y-Y				r_x	r_y	Torsional Properties	
	b_f	t_f	I	S	r	Z	I	S	r	Z	J	C_w				
	in.	in.	in. ⁴	in. ³	in.	in. ²	in. ⁴	in. ³	in.	in. ²	in. ⁶	in. ⁴	in. ⁶			
130	5.29	24.3	1480	175	7.10	198	186	35.7	2.51	54.9	2.92	16.0	7.73	11900		
89	5.92	27.0	1300	155	7.05	175	163	31.4	2.49	48.1	2.88	15.9	5.45	10200		
77	6.77	31.2	1110	134	7.00	150	138	26.8	2.47	41.1	2.83	15.7	3.57	8590		
67	7.70	35.9	954	117	6.96	130	119	23.2	2.46	35.5	2.82	15.6	2.39	7300		
57	4.98	33.0	758	92.2	6.72	105	43.1	12.1	1.80	18.9	1.92	15.7	2.22	2660		
50	5.61	37.4	659	81.8	6.60	92.0	37.2	10.5	1.59	16.3	1.89	15.7	1.52	2270		
45	6.23	41.1	585	72.7	6.65	82.3	32.8	9.34	1.57	14.5	1.87	15.5	1.11	1990		
40	6.93	46.5	518	64.7	6.63	73.0	28.9	8.25	1.57	12.7	1.86	15.5	0.794	1730		
36	8.12	48.1	448	56.5	6.51	64.0	24.5	7.00	1.52	10.8	1.83	15.5	0.545	1480		
31	6.28	51.6	375	47.2	6.41	54.0	12.4	4.49	1.17	7.02	1.42	15.5	0.461	739		
26	7.97	56.8	301	38.4	6.26	44.2	9.59	3.49	1.12	5.48	1.38	15.4	0.282	565		
730	1.82	3.71	14300	1280	8.17	1660	4720	527	4.89	816	5.68	17.5	1450	362000		
665	1.95	4.03	12400	1150	7.98	1480	4170	472	4.62	730	5.57	17.1	1120	305000		
605	2.09	4.39	10800	1040	7.80	1320	3680	423	4.55	652	5.44	16.7	969	258000		
550	2.25	4.79	9430	931	7.63	1180	3250	378	4.49	583	5.35	16.4	869	219000		
500	2.43	5.21	8210	838	7.48	1090	2880	338	4.43	522	5.26	16.1	814	187000		
455	2.62	5.66	7100	756	7.33	996	2560	304	4.38	468	5.17	15.8	765	160000		
426	2.75	6.08	6600	706	7.26	869	2360	283	4.34	434	5.11	15.7	731	144000		
398	2.92	6.44	6000	656	7.16	801	2170	262	4.31	402	5.05	15.5	773	129000		
370	3.10	6.89	5440	607	7.07	736	1990	241	4.27	370	5.00	15.2	722	116000		
342	3.31	7.41	4900	558	6.98	672	1810	221	4.24	338	4.95	15.0	678	103000		
311	3.59	8.09	4330	506	6.88	603	1610	199	4.20	304	4.87	14.8	636	91000		
283	3.89	8.84	3840	459	6.79	542	1440	179	4.17	274	4.80	14.6	604	77700		
257	4.23	9.71	3400	415	6.71	487	1290	161	4.13	246	4.75	14.5	571	67800		
233	4.62	10.7	3010	375	6.63	436	1150	145	4.10	221	4.69	14.3	535	59000		
211	5.06	11.6	2660	338	6.55	390	1030	130	4.07	198	4.64	14.1	495	51500		
190	5.45	12.8	2400	310	6.50	355	931	119	4.05	180	4.59	14.1	468	49000		
176	5.97	13.7	2140	281	6.43	320	838	107	4.02	163	4.55	13.9	435	40900		
158	6.54	15.3	1900	254	6.38	287	748	96.2	4.00	146	4.51	13.8	407	35600		
145	7.11	16.8	1710	232	6.33	260	677	87.3	3.98	133	4.47	13.7	379	31700		

TABLA 6: Tabla 1-1 W-Shapes, W16 - W14, Obtenido de: <https://www.chegg.com/homework-help/questions-and-answers/table-1-1-continued-w-shapes-dimensions-flange-distance-web-area-depth-thickness-shape-wor-q24228780>

IV.2.1.3 VIGAS PRINCIPALES

Las vigas principales cumplen la función de transportar las cargas desde la losa y vigas secundarias hacia las columnas.

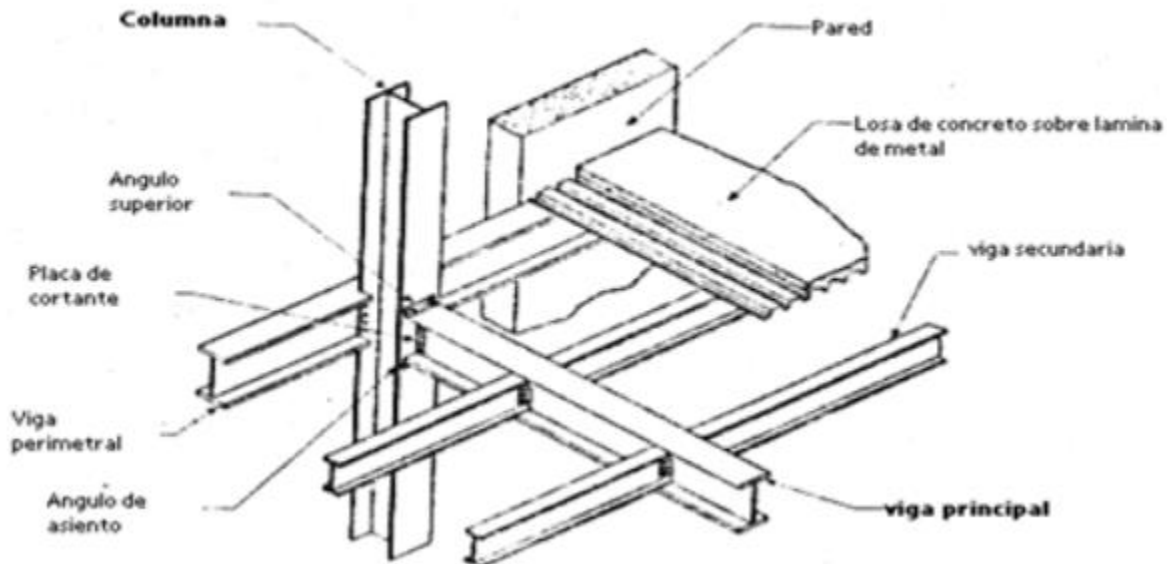


IMAGEN 39: Elementos estructurales, Obtenido de:
<http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/718/1/ti847.pdf>

Para el efecto, es necesario asegurar y garantizar que las conexiones entre elementos disipen la energía producida durante un evento sísmico y no generen esfuerzos adicionales para los que no han sido diseñados. Las vigas secundarias deben transmitir únicamente cargas axiales a las vigas principales, al tener conexiones simples o de corte. Por tanto, las cargas que transmiten las vigas secundarias a las vigas principales, se las puede considerar como cargas puntuales a lo largo de la viga. Bajo esta consideración y con el objeto de encontrar el momento máximo al que serán sometidas las vigas principales, se utilizará el programa SAP 2000 para poder analizarlas, bajo condiciones de apoyo como viga empotrada y viga con articulaciones fijas, para los extremos de las vigas.

Las fuerzas aplicadas a las vigas principales, en el caso menos favorable, serán equivalentes a las reacciones obtenidas en el prediseño de vigas secundarias, y esto es:

$$R_1 = R_2 = 7.12 t$$

Por lo que se obtiene:

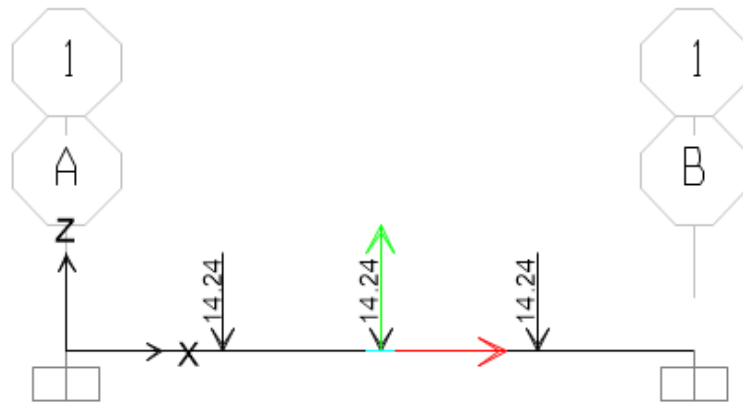


IMAGEN 40: Análisis Estructural Viga Principal (Empotrados)

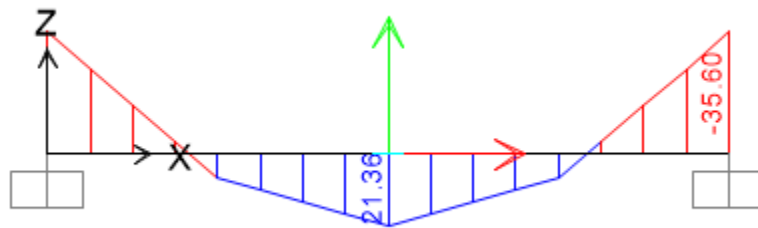


IMAGEN 41: Análisis Estructural Viga Principal (Empotrados) - Momentos

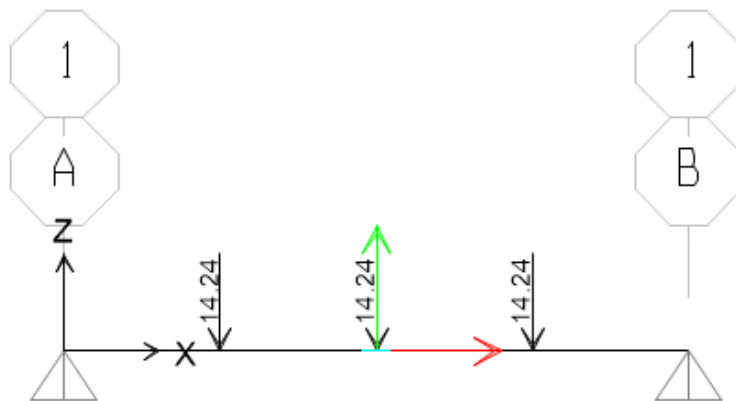


IMAGEN 42: Análisis Estructural Viga Principal (Simplemente Apoyada)

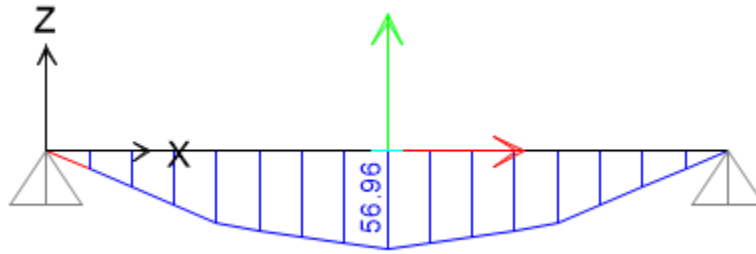


IMAGEN 43: Análisis Estructural Viga Principal (Simply Supported) - Moments

De acuerdo con el análisis realizado, considerando el método de diseño de última resistencia, obtenemos el momento mayor, este es $M_{max} = 56.96 \text{ t} \cdot \text{m}$, sin embargo, el software de análisis se encargará de comprobar que las secciones soporten el momento máximo, así como también se optimizarán las secciones a ser usadas. Es necesario notar que el momento máximo se obtuvo bajo la condición "Simply Supported", misma que no se llegaría a presentar en realidad dadas las condiciones de conexión de las estructuras de este tipo.

Con el momento máximo, se calcula $Z_{x_{req}}$:

$$Z_{x_{req}} = \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y}$$

$$Z_{x_{req}} = \frac{56.96 \times 10^5}{0.9 \cdot 2534} = 2497.6 \text{ cm}^3$$

Como se mencionó anteriormente, el software de diseño se encargará de seleccionar las secciones a ser usadas, el programa toma en cuenta los efectos del sismo sobre la estructura, utilizará secciones grandes para pisos bajos y secciones menores para pisos altos, adicionalmente considera el control de derivas de piso, mismas que deben cumplir con lo establecido en las normas de diseño.

IV.2.1.3.1 COMPACIDAD DE VIGAS

De acuerdo con la norma AISC 341 – 10, utilizamos la tabla D1.1 para cumplir las características de compacidad de las secciones.

Las secciones serán laminadas, tipo “I” o “W”, para alas:

<p align="center">TABLE D1.1 Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements For Moderately Ductile and Highly Ductile Members</p>				
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
<p>Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact</p>	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	

TABLA 7: Tabla D1.1, alas secciones “I” laminadas – Norma AISC 341-10

Para alma:

<p align="center">TABLE D1.1 (CONTINUED) Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements For Moderately Ductile and Highly Ductile Members</p>				
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
<p>Webs of rolled or built-up I-shaped sections used as beams or columns^d</p>	h/t_w	<p>For $C_a \leq 0.125$ $2.45\sqrt{E/F_y}(1 - 0.93C_a)$</p>	<p>For $C_a \leq 0.125$ $3.76\sqrt{E/F_y}(1 - 2.75C_a)$</p>	
<p>Side plates of boxed I-shaped sections used as beams or columns</p>	h/t	<p>For $C_a > 0.125$ $0.77\sqrt{E/F_y}(2.93 - C_a)$ $\geq 1.49\sqrt{E/F_y}$</p> <p>where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_u}{P_y}$ (ASD)</p>	<p>For $C_a > 0.125$ $1.12\sqrt{E/F_y}(2.33 - C_a)$ $\geq 1.49\sqrt{E/F_y}$</p> <p>where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_u}{P_y}$ (ASD)</p>	
<p>Webs of built-up box sections used as beams or columns</p>	h/t	<p>For $C_a > 0.125$ $0.77\sqrt{E/F_y}(2.93 - C_a)$ $\geq 1.49\sqrt{E/F_y}$</p> <p>where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_u}{P_y}$ (ASD)</p>	<p>For $C_a > 0.125$ $1.12\sqrt{E/F_y}(2.33 - C_a)$ $\geq 1.49\sqrt{E/F_y}$</p> <p>where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_u}{P_y}$ (ASD)</p>	

TABLA 8: Tabla D1.1, alma secciones “I” laminadas – Norma AISC 341-10

IV.2.1.4 COLUMNAS

Las columnas son los elementos estructurales más críticos en una estructura, estos reciben las cargas que se transmiten a través de la losa, vigas secundarias y primarias, y las direccionan a las cimentaciones.

Se considerará que las columnas soportarán esfuerzos únicamente de compresión, como parte del prediseño, finalmente esta condición será analizada por el software de diseño, misma que podría modificarse de acuerdo con las características de la estructura.

Para el predimensionamiento de las columnas consideramos:

Peso propio de losa + Carga Permanente Carga Muerta = (D) = (CM) =	474.38 kg/m ²
Peso Vigas y Columnas (se asume) =	35 kg/m ²
Carga Viva = (CV) = (V) =	200 kg/m ²

Usando el método de diseño por última resistencia, se usa la combinación de carga LRFD:

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2 \cdot \left(474.38 \frac{kg}{m^2} + 35 \frac{kg}{m^2} \right) + 1.6 \cdot \left(200 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$U = 931.25 \frac{kg}{m^2}$$

Se selecciona la columna dentro de la mayor área cooperante, esta es de 64 m². De acuerdo con estas características se calcula la carga axial:

$$P_u = 931.25 \frac{kg}{m^2} \times 64 m^2 \times \frac{1.5}{1000 \frac{kg}{t}} = 89.4 \frac{t}{piso}$$

Para el cálculo se ha incluido el factor de mayoración 1.5, el cual estaría considerando el efecto del sismo.

La relación de esbeltez determina la capacidad de carga de un elemento a compresión, misma que está dada por la longitud efectiva (Kl) y el radio de giro mínimo de la sección transversal (r). De acuerdo con esta, se determinará el valor del esfuerzo

crítico para el cálculo de la capacidad nominal del miembro y es determinada por la ecuación:

$$\frac{Kl}{r} = 50$$

Como se especificó previamente, el acero a usarse en el diseño es el A572 G50, mismo que como esfuerzo de fluencia $F_y = 345 \text{ MPa}$ o 50 Ksi . Con estos datos y usando la relación de esbeltez determinada, debemos encontrar el esfuerzo crítico en la Tabla 4-22 AISC del método de diseño LRFD:

Table 4-22 (continued)														
Available Critical Stress for Compression Members														
$F_y = 35 \text{ ksi}$			$F_y = 36 \text{ ksi}$			$F_y = 42 \text{ ksi}$			$F_y = 46 \text{ ksi}$			$F_y = 50 \text{ ksi}$		
$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$
	ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD
41	19.2	28.9	41	19.7	29.7	41	22.7	34.1	41	24.6	37.0	41	26.5	39.8
42	19.2	28.8	42	19.6	29.5	42	22.6	33.9	42	24.5	36.8	42	26.3	39.5
43	19.1	28.7	43	19.6	29.4	43	22.5	33.7	43	24.3	36.6	43	26.2	39.3
44	19.0	28.5	44	19.5	29.3	44	22.3	33.6	44	24.2	36.3	44	26.0	39.1
45	18.9	28.4	45	19.4	29.1	45	22.2	33.4	45	24.0	36.1	45	25.8	38.8
46	18.8	28.3	46	19.3	29.0	46	22.1	33.2	46	23.9	35.9	46	25.6	38.5
47	18.7	28.1	47	19.2	28.9	47	22.0	33.0	47	23.8	35.7	47	25.5	38.3
48	18.6	28.0	48	19.1	28.7	48	21.8	32.8	48	23.6	35.4	48	25.3	38.0
49	18.5	27.9	49	19.0	28.5	49	21.7	32.6	49	23.4	35.2	49	25.1	37.7
50	18.4	27.7	50	18.9	28.4	50	21.6	32.4	50	23.3	35.0	50	24.9	37.5

TABLA 9: Tabla 4-22, Esfuerzo Crítico – Norma AISC 341-10

Obtenemos:

$$f_{cr} = 37.5 \text{ Ksi} = 2636.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para el cálculo del área del elemento, la cual depende de la cantidad de pisos, usamos la expresión:

$$A_{req} = \frac{P}{\sigma}$$

La sección sugerida para columnas es una cuadrada hueca:

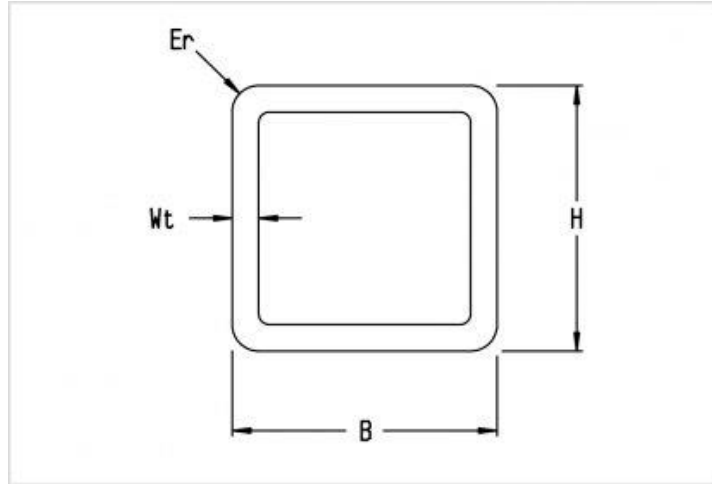


IMAGEN 44: Sección cuadrada hueca. Obtenido de: <https://www.hollowsectionpipe.com/cold-formed-shs-stockist-supplier.html>

IV.2.1.4.1 COMPACIDAD DE COLUMNAS

Para la compacidad de columnas y que estas se consideren sísmicamente compactas, es necesario que cumplan con los límites establecidos en la tabla D1.1 de la Norma AISC 341-10:

Stiffened Elements	Walls of rectangular HSS	b/t			
	Flanges of boxed I-shaped sections and built-up box sections	b/t	$0.55\sqrt{E/F_y}^{[b]}$	$0.64\sqrt{E/F_y}^{[c]}$	
	Side plates of boxed I-shaped sections and walls of built-up box shapes used as diagonal braces	h/t			

TABLA 10: Tabla D1.1, Secciones Cuadradas AISC 341-10

CAPÍTULO V: MODELO

Los modelos de este trabajo cumplirán con las siguientes condiciones, mismas que han sido tomadas en cuenta para modelar estructuras regulares.

V.1. CORTANTE BASAL DE DISEÑO

La cortante basal de diseño, de acuerdo a la NEC 2015, denominada como V, a nivel de cargas últimas, se la determina por medio de la expresión:

$$V = \frac{I \cdot S_a \cdot (T_a)}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} \cdot W$$

Donde cada término se define como:

V – Cortante Basal de Diseño

I – Coeficiente de importancia

$S_a (T_a)$ – Espectro de diseño en aceleración

T_a – Período de vibración

W – Carga sísmica reactiva

R – Factor de reducción de resistencia sísmica

ϕ_P – Coeficiente de configuración en planta

ϕ_E – Coeficiente de configuración en elevación

V.2. ESPECTRO DE DISEÑO

El tipo de estructura es de ocupación normal, por lo que se diseñara por medio de la curva $S_a(T)$, mediante el factor Z.

V.2.1 FACTOR DE ZONA SÍSMICA Z

El factor de zona sísmica Z para la ciudad de Quito según la norma NEC 2015, es 0.4g.

V.2.2 TIPO DE SUELO

El tipo de suelo que se puede encontrar como predominante en la ciudad de Quito categorizado dentro de la norma NEC 2015, es el "D".

V.2.2.1 COEFICIENTE DE AMPLIACIÓN DE SUELO EN LA ZONA DE PERÍODO CORTO –

F_a

De acuerdo a la Norma NEC 2015, obtenemos el coeficiente F_a según la Tabla 11:

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

TABLA 11: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a – NEC 2015

Por tanto, siendo el factor de zona sísmica, Z = 0.4g, encontramos para suelo tipo "D" el valor de **F_a = 1.2**.

V.2.2.2 AMPLIFICACIÓN DE LAS ORDENADAS DEL ESPECTRO ELÁSTICO DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTOS PARA DISEÑO EN ROCA - F_d

De acuerdo a la Norma NEC 2015, obtenemos el coeficiente F_d según la Tabla 12:

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

TABLA 12: Tipo de suelo y Factores de sitio F_d – NEC 2015

Por tanto, siendo el factor de zona sísmica, $Z = 0.4g$, encontramos para suelo tipo "D" el valor de **$F_d = 1.19$** .

V.2.2.3 COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS SUELOS - F_s

De acuerdo a la Norma NEC 2015, obtenemos el coeficiente F_s según la Tabla 13.

Por tanto, siendo el factor de zona sísmica, $Z = 0.4g$, encontramos para suelo tipo "D" el valor de **$F_s = 1.28$** .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

TABLA 13: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s – NEC 2015

V.2.2.4 PERÍODOS LÍMITE DE VIBRACIÓN – T_0 , T_C , T_L

Para el cálculo de estos períodos usamos las ecuaciones obtenidas en la Norma NEC 2015.

Donde:

$$T_0 = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_0 = 0.1 \cdot 1.28 \cdot \frac{1.19}{1.2}$$

$$T_0 = \mathbf{0.127}$$

Donde:

$$T_C = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_C = 0.55 \cdot 1.28 \cdot \frac{1.19}{1.2}$$

$$T_C = \mathbf{0.698}$$

Y donde:

$$T_L = 2.4 F_d$$

$$T_L = 2.4 \cdot 1.19$$

$$T_L = 2.856$$

Obtenidos estos parámetros, se elabora el espectro de diseño:

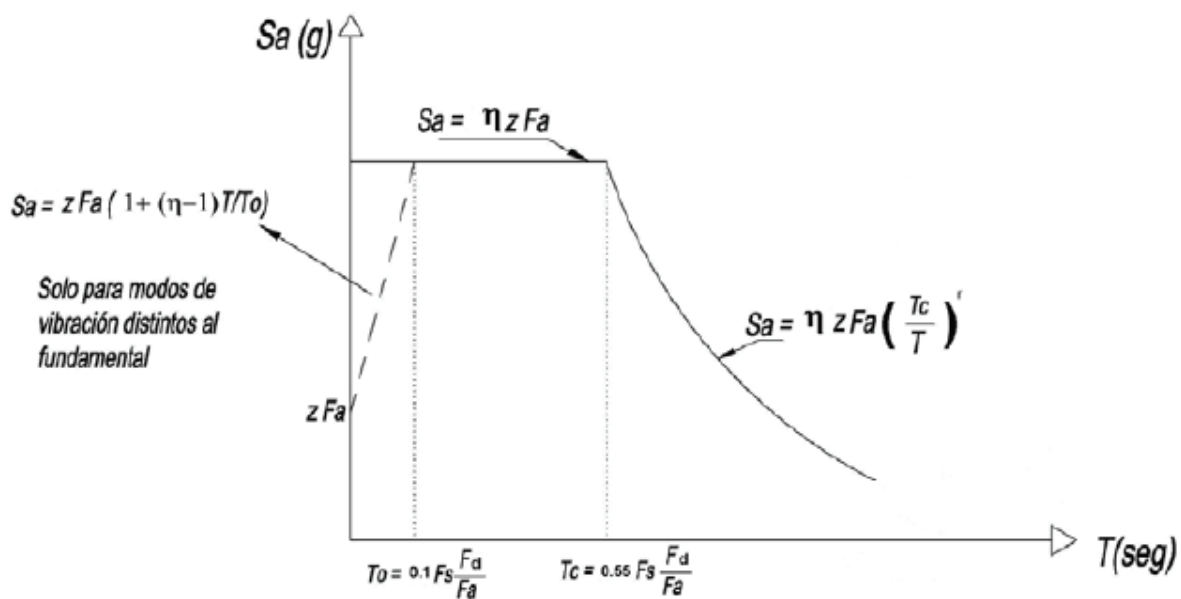


IMAGEN 45: Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones – NEC 2015

Donde:

- $\eta = 2.48$ para provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
- $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.

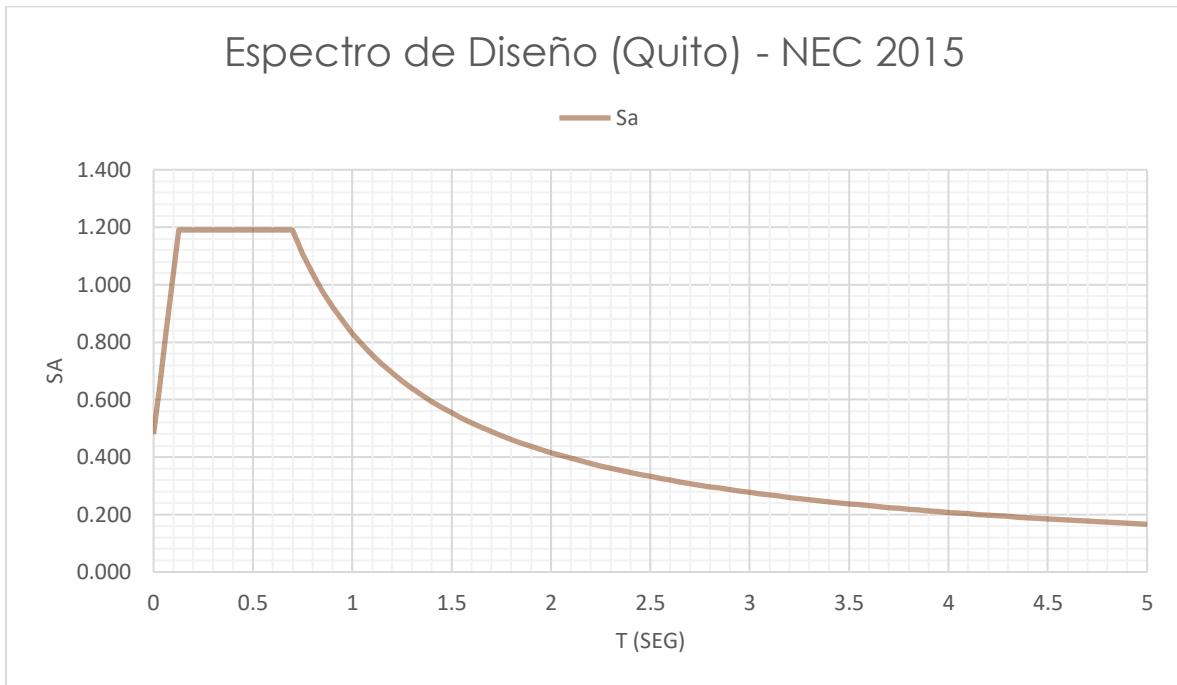


IMAGEN 46: Espectro de Diseño (Quito) – NEC 2015

De acuerdo al factor de modificación de respuesta $R = 8$, obtenido en el Capítulo III, numeral 4, el espectro de respuesta se ve afectado:

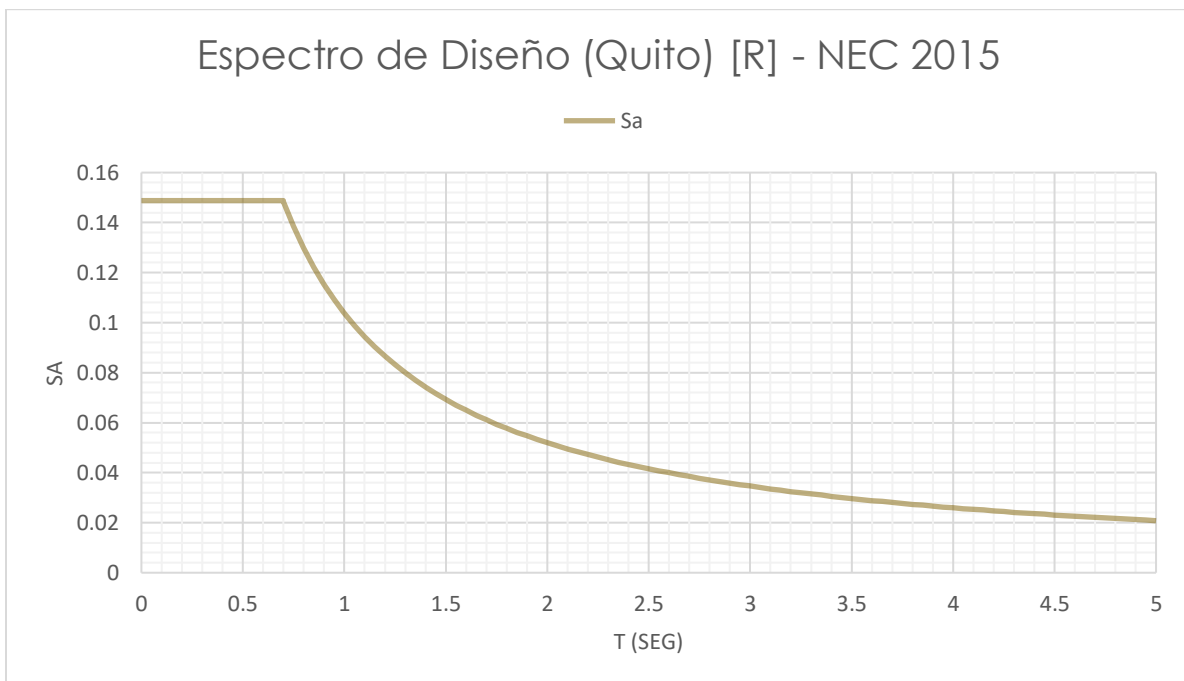


IMAGEN 47: Espectro de Diseño [R] (Quito) – NEC 2015

V.3. RESULTADOS

V.3.1 SECCIONES SELECCIONADAS

De acuerdo con el cálculo de predimensionamiento y el análisis de la estructura con la ayuda de ETABS 2016, las secciones seleccionadas para las diferentes estructuras por número de pisos son:

Número de pisos	Ubicación	Columnas	Vigas Principales	Vigas Secundarias
20	1 - 10	800x800x45	650x500x25	400x140x9
	10 - 20			
30	1 - 15	900x900x50	650x600x25	400x140x9
	15 - 20			
40	1 - 20	1000x1000x50	650x600x50	400x140x9
	20 - 40			
50	1 - 25	1000x1000x60	650x600x60	400x140x9
	25 - 50			

TABLA 14: Dimensiones de secciones de estructuras

V.3.2 FACTOR DE CORRECCIÓN DE CORTANTE BASAL

En base a la norma NEC 2015, "el valor del cortante dinámico total en base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser:

- < 85 % del cortante basal V obtenido por método estático (estructuras irregulares)"

Debido a que el cortante basal obtenido está basado en un diferente método de análisis, para poder compararlo y comprobar que se cumpla con la recomendación de la norma, es necesario generar un factor de escala que se aplicará al método de respuesta modal. De esta forma se pueden comparar derivas de piso obtenidas del método estático y dinámico.

El factor de escala se obtendrá, considerando el límite 85 % por ser estructura irregular, por medio de la ecuación:

$$\text{Factor de escala} = \frac{0.85 \cdot V_{\text{estático}}}{V_{\text{dinámico}}}$$

Los resultados y factores de escala usados por cada estructura son:

Número de pisos:	20	30	40	50
Sx	1685.9928	2264.7252	3075.7734	3919.0483
Sy	1685.9928	2264.7252	3075.7734	3919.0483
Dinámico X	863.4206	856.9910	1026.8485	1076.4555
Dinámico Y	763.8273	771.2878	936.7199	994.0527
Factor X	1.6598	2.2463	2.5460	3.0946
Factor Y	1.8762	2.4958	2.7910	3.3511
Factor X * g	16.2825	22.0357	24.9767	30.3580
Factor Y * g	18.4055	24.4843	27.3799	32.8745

TABLA 15: Resultados de análisis estructural y factores de escala

V.3.3 DERIVAS DE PISO

Conforme la norma NEC 2015, los límites permisibles de derivas de piso son:

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

TABLA 16: Valores de Δ_M máximos como fracción de la altura de piso – NEC 2015

Al ser estructuras metálicas, el límite Δ_M a usar es **0.02**.

Después de seleccionar las secciones adecuadas y usando el factor de escala obtenido para cada estructura, es necesario comprobar que se cumpla con los límites de derivas. Para obtener la deriva inelástica, es necesario utilizar la ecuación:

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E$$

Donde:

Δ_M – Deriva inelástica máxima

R – Factor de modificación de respuesta sísmica

Δ_E – Deriva elástica máxima

Las derivas inelásticas y elásticas obtenidas para cada estructura son:

Número de pisos	ΔE	ΔM
20	0.0025	0.0152
30	0.0033	0.0198
40	0.0031	0.0183
50	0.0033	0.0198

TABLA 17: Derivas elástica e inelástica obtenidas (menores a 0.02)

V.3.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para analizar los resultados del análisis estructural elaborado y compararlos con los obtenidos en la sección siguiente, es necesario determinar una de las columnas de la estructura, misma que deberá ser sometida a un esfuerzo crítico representativo.

Para el efecto se ha seleccionado la columna ubicada entre las plantas 1 y 2, Eje "C", "1", mismo que soporta cargas críticas dentro de la estructura, (Columna C11).

- Para 20 pisos

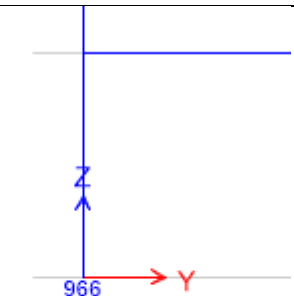
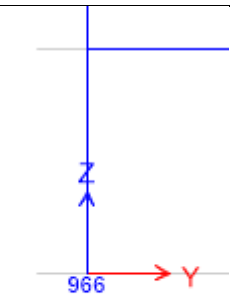
Reacciones (CM)	Reacciones (SY1)												
 <table border="1"> <tr><td>Fx = -0.0794</td></tr> <tr><td>Fy = 1.9483</td></tr> <tr><td>Fz = 271.5014</td></tr> <tr><td>Mx = -1.142</td></tr> <tr><td>My = 0.0932</td></tr> <tr><td>Mz = -0.0035</td></tr> </table>	Fx = -0.0794	Fy = 1.9483	Fz = 271.5014	Mx = -1.142	My = 0.0932	Mz = -0.0035	 <table border="1"> <tr><td>Fx = 9.1194</td></tr> <tr><td>Fy = -46.6207</td></tr> <tr><td>Fz = -329.1401</td></tr> <tr><td>Mx = 195.7029</td></tr> <tr><td>My = 32.4392</td></tr> <tr><td>Mz = 1.4143</td></tr> </table>	Fx = 9.1194	Fy = -46.6207	Fz = -329.1401	Mx = 195.7029	My = 32.4392	Mz = 1.4143
Fx = -0.0794													
Fy = 1.9483													
Fz = 271.5014													
Mx = -1.142													
My = 0.0932													
Mz = -0.0035													
Fx = 9.1194													
Fy = -46.6207													
Fz = -329.1401													
Mx = 195.7029													
My = 32.4392													
Mz = 1.4143													

TABLA 18: Reacciones en base

o Componente Axial - CM

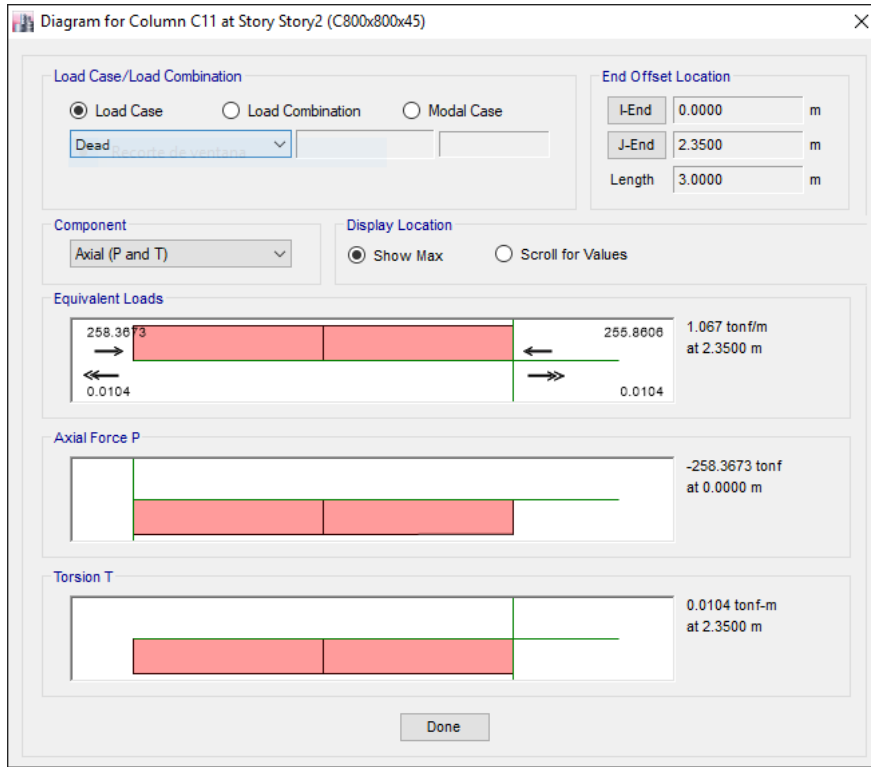


IMAGEN 48: Componente Axial Columna 11 - CM

o Componente Axial – SY1

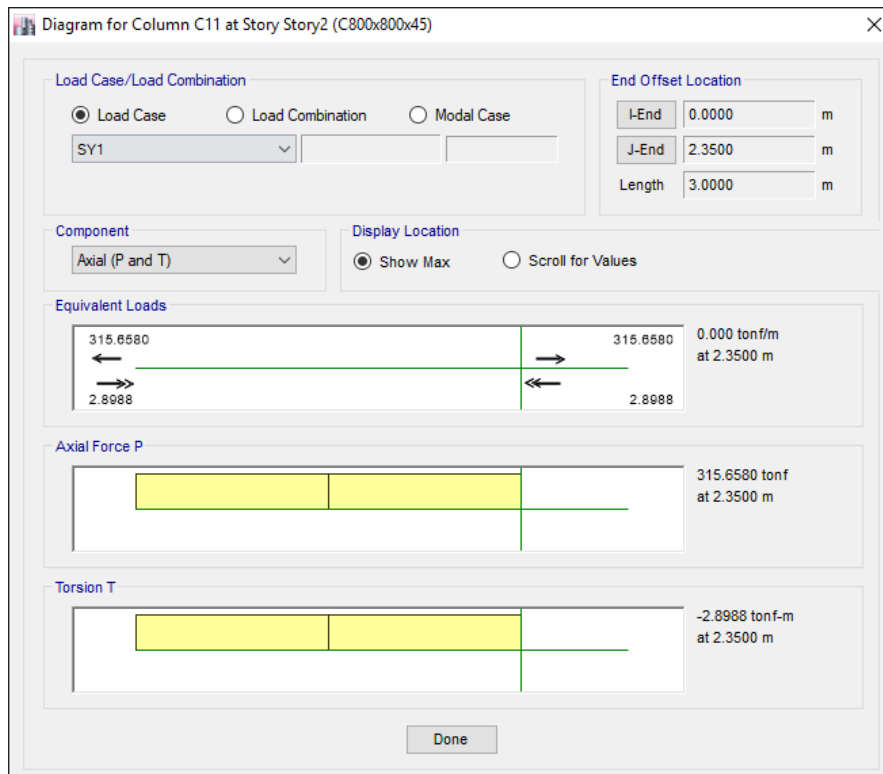


IMAGEN 49: Componente Axial Columna 11 – SY1

o Cortante y Momento – CM

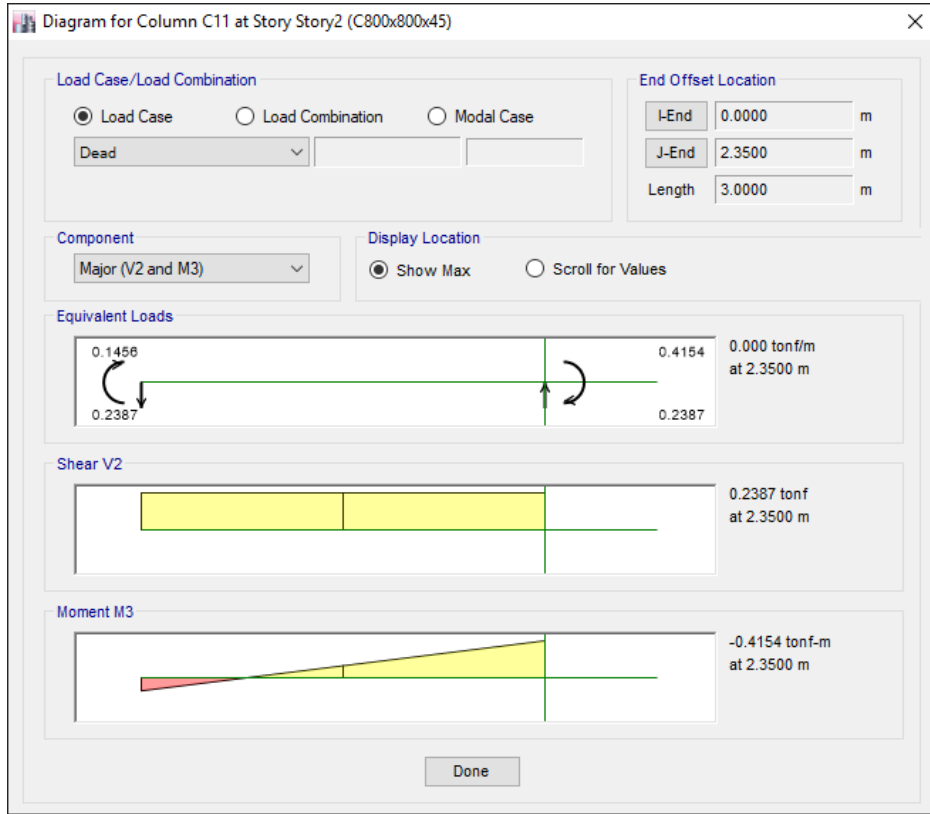


IMAGEN 50: Cortante y Momento Columna 11 – CM

o Cortante y Momento – SY1

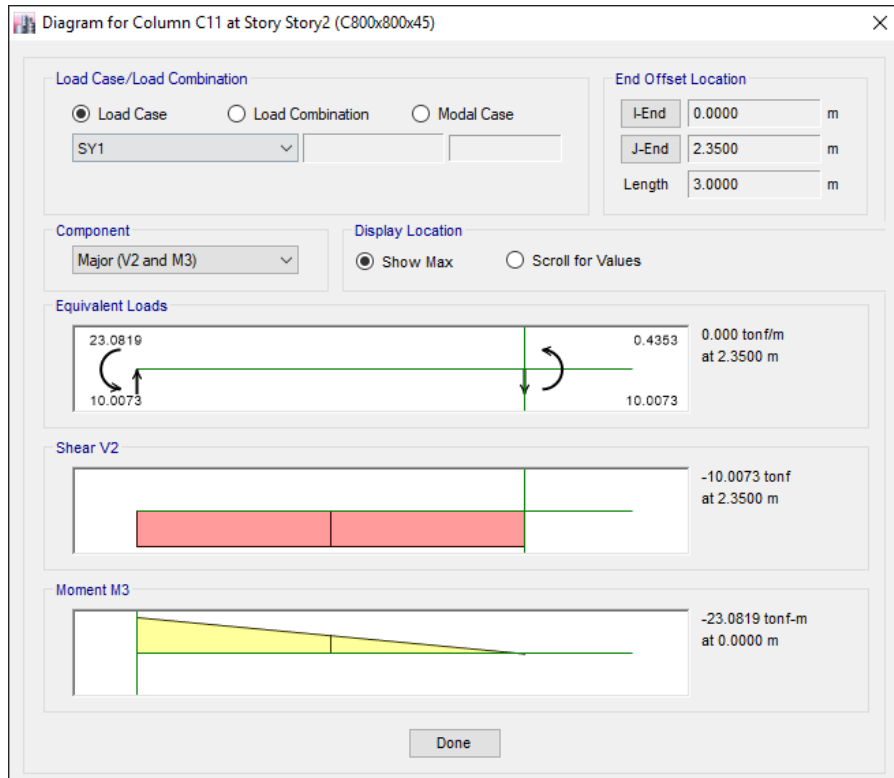


IMAGEN 51: Cortante y Momento Columna 11 – SY1

- Para 30 pisos

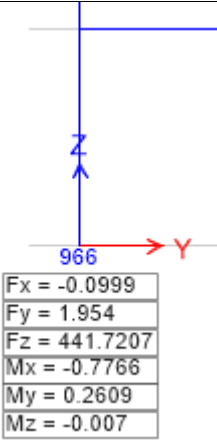
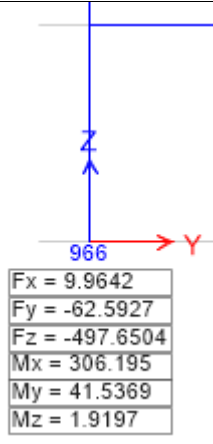
Reacciones (CM)	Reacciones (SY1)												
 <table border="1"> <tr><td>Fx = -0.0999</td></tr> <tr><td>Fy = 1.954</td></tr> <tr><td>Fz = 441.7207</td></tr> <tr><td>Mx = -0.7766</td></tr> <tr><td>My = 0.2609</td></tr> <tr><td>Mz = -0.007</td></tr> </table>	Fx = -0.0999	Fy = 1.954	Fz = 441.7207	Mx = -0.7766	My = 0.2609	Mz = -0.007	 <table border="1"> <tr><td>Fx = 9.9642</td></tr> <tr><td>Fy = -62.5927</td></tr> <tr><td>Fz = -497.6504</td></tr> <tr><td>Mx = 306.195</td></tr> <tr><td>My = 41.5369</td></tr> <tr><td>Mz = 1.9197</td></tr> </table>	Fx = 9.9642	Fy = -62.5927	Fz = -497.6504	Mx = 306.195	My = 41.5369	Mz = 1.9197
Fx = -0.0999													
Fy = 1.954													
Fz = 441.7207													
Mx = -0.7766													
My = 0.2609													
Mz = -0.007													
Fx = 9.9642													
Fy = -62.5927													
Fz = -497.6504													
Mx = 306.195													
My = 41.5369													
Mz = 1.9197													

TABLA 19: Reacciones en base

- Componente Axial – CM

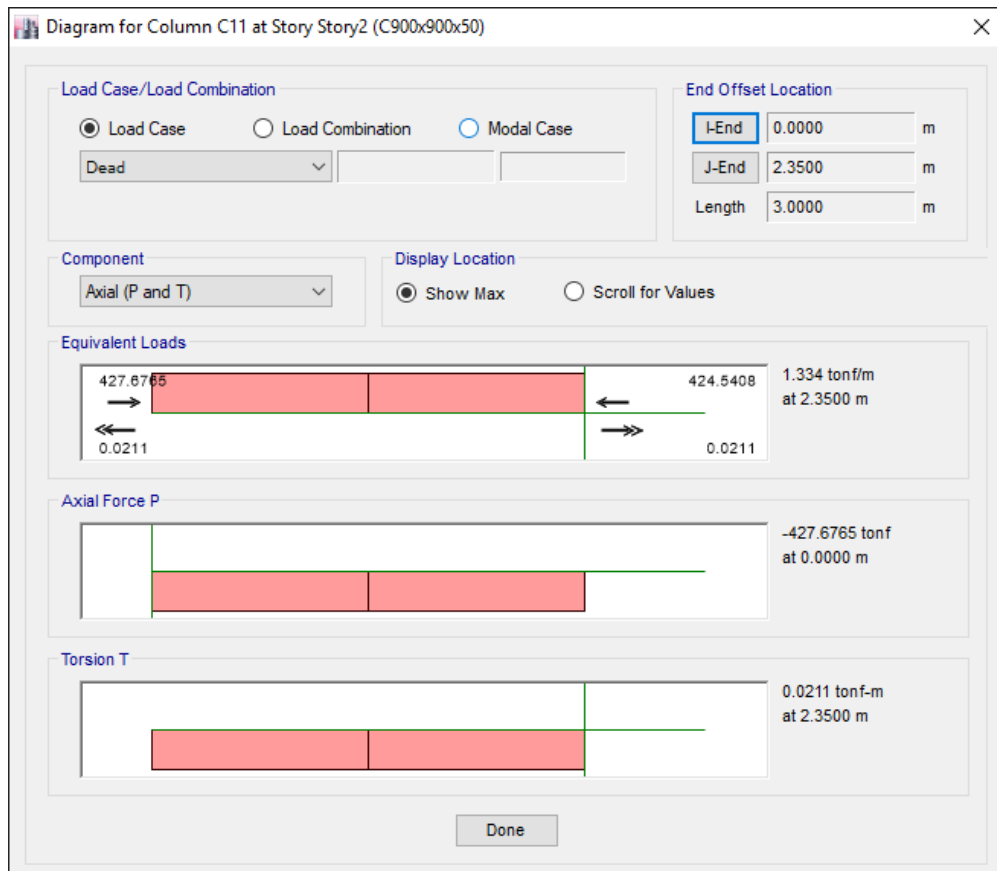


IMAGEN 52: Componente Axial Columna 11 – CM

- o Componente Axial – SY1

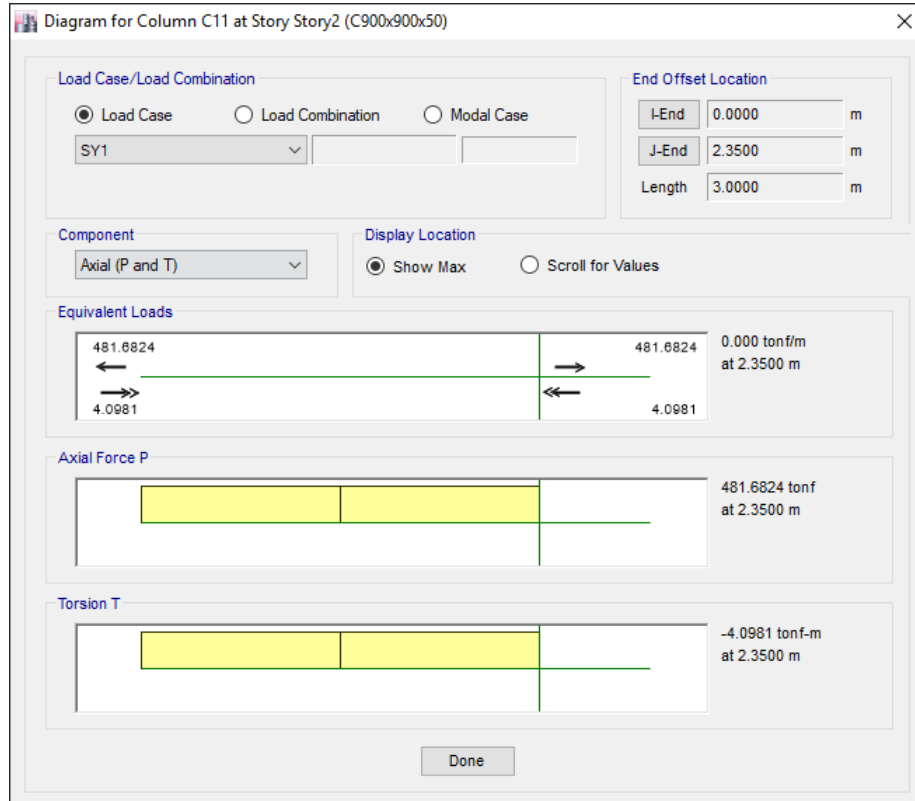


IMAGEN 53: Componente Axial Columna 11 – SY1

- o Cortante y Momento – CM

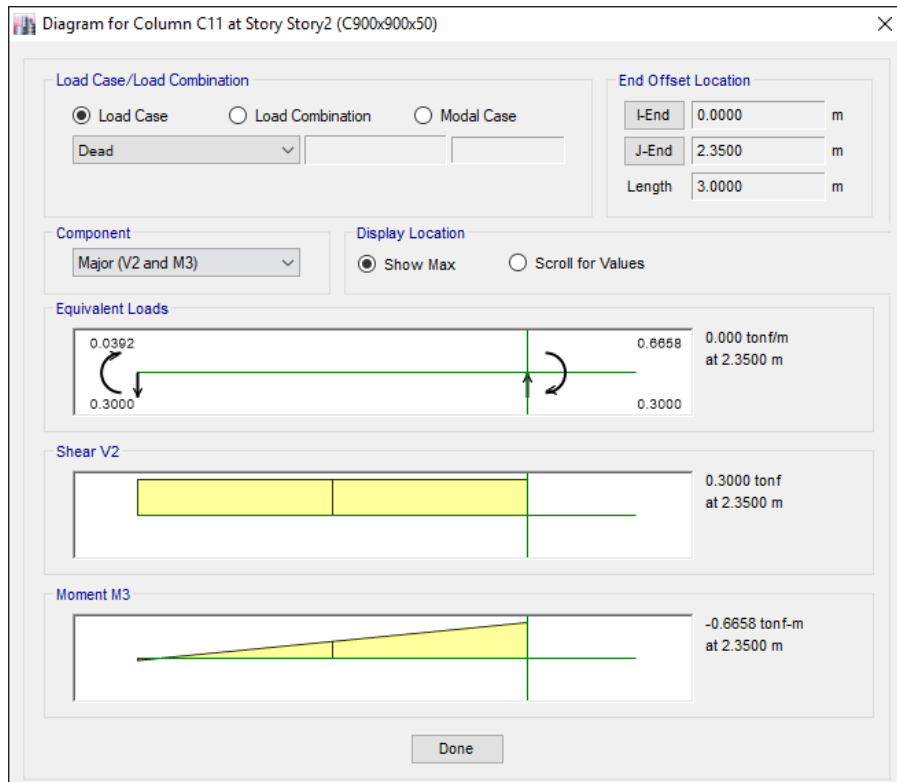


IMAGEN 54: Cortante y Momento Columna 11 – CM

o Cortante y Momento – SY1

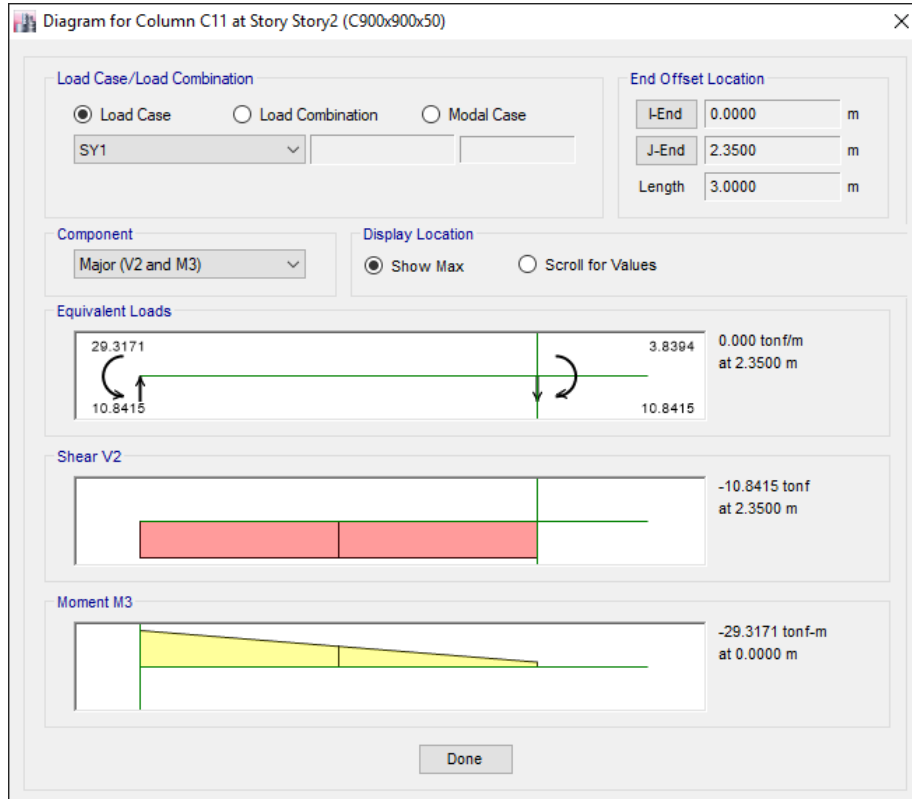


IMAGEN 55: Cortante y Momento Columna 11 – SY1

- Para 40 pisos

Reacciones (CM)	Reacciones (SY1)												
<table border="1"> <tr><td>Fx = -0.1628</td></tr> <tr><td>Fy = 2.1523</td></tr> <tr><td>Fz = 705.4484</td></tr> <tr><td>Mx = -0.2695</td></tr> <tr><td>My = 0.6037</td></tr> <tr><td>Mz = -0.0135</td></tr> </table>	Fx = -0.1628	Fy = 2.1523	Fz = 705.4484	Mx = -0.2695	My = 0.6037	Mz = -0.0135	<table border="1"> <tr><td>Fx = 11.3307</td></tr> <tr><td>Fy = -83.6918</td></tr> <tr><td>Fz = -755.2186</td></tr> <tr><td>Mx = 388.9335</td></tr> <tr><td>My = 44.157</td></tr> <tr><td>Mz = 2.0795</td></tr> </table>	Fx = 11.3307	Fy = -83.6918	Fz = -755.2186	Mx = 388.9335	My = 44.157	Mz = 2.0795
Fx = -0.1628													
Fy = 2.1523													
Fz = 705.4484													
Mx = -0.2695													
My = 0.6037													
Mz = -0.0135													
Fx = 11.3307													
Fy = -83.6918													
Fz = -755.2186													
Mx = 388.9335													
My = 44.157													
Mz = 2.0795													

TABLA 20: Reacciones en base

o Componente Axial – CM

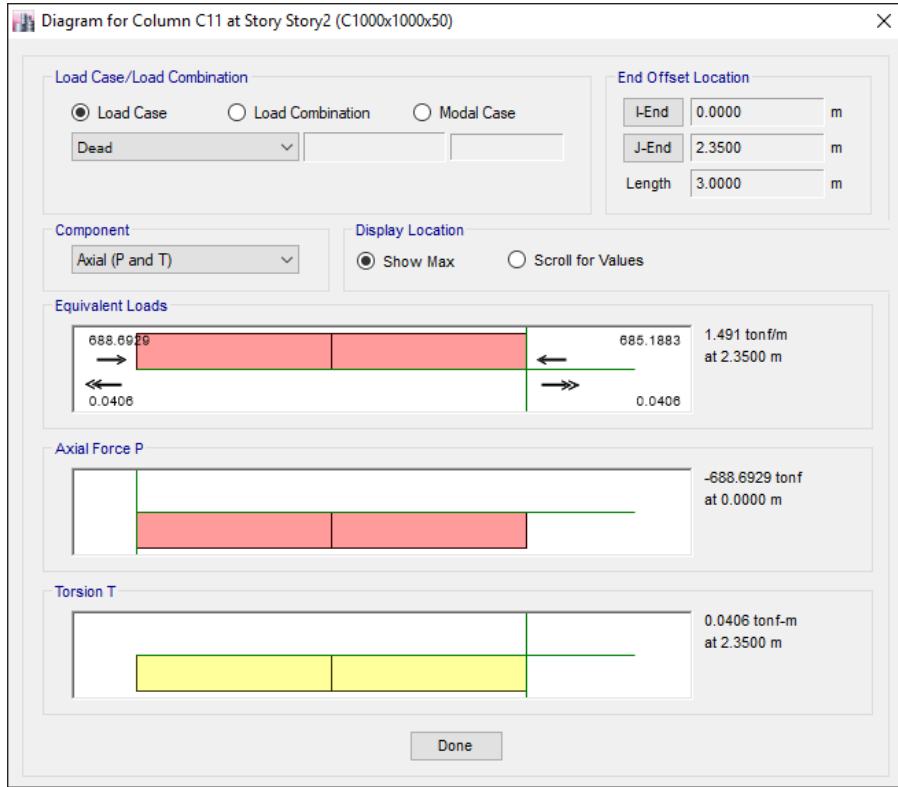


IMAGEN 56: Componente Axial Columna 11 – CM

o Componente Axial – SY1

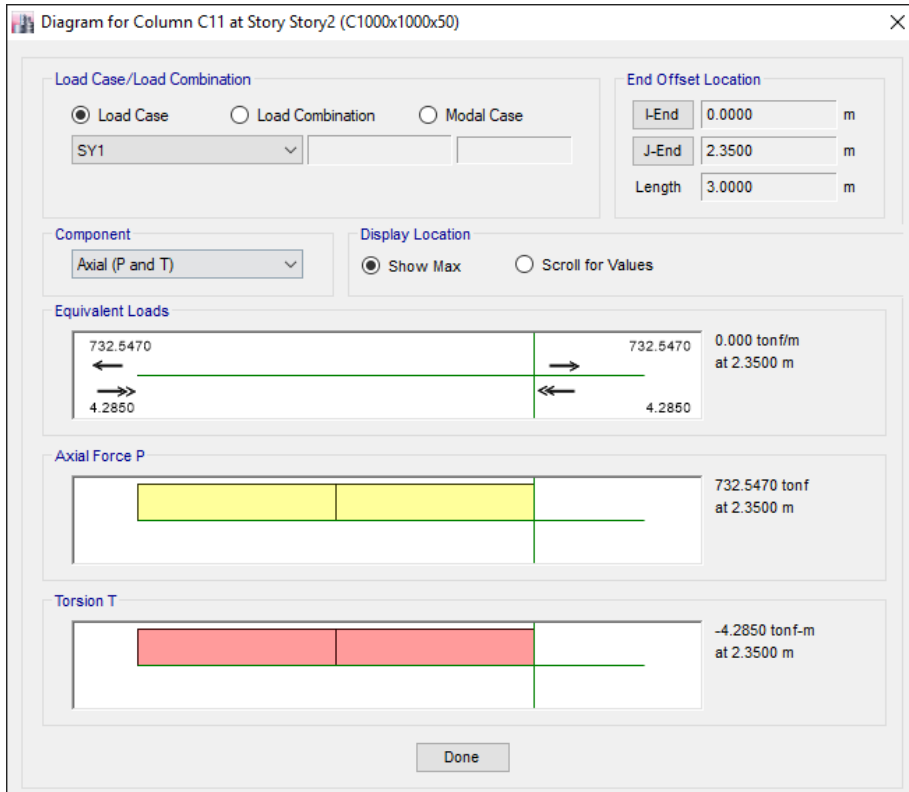


IMAGEN 57: Componente Axial Columna 11 – SY1

- o Cortante y Momento – CM

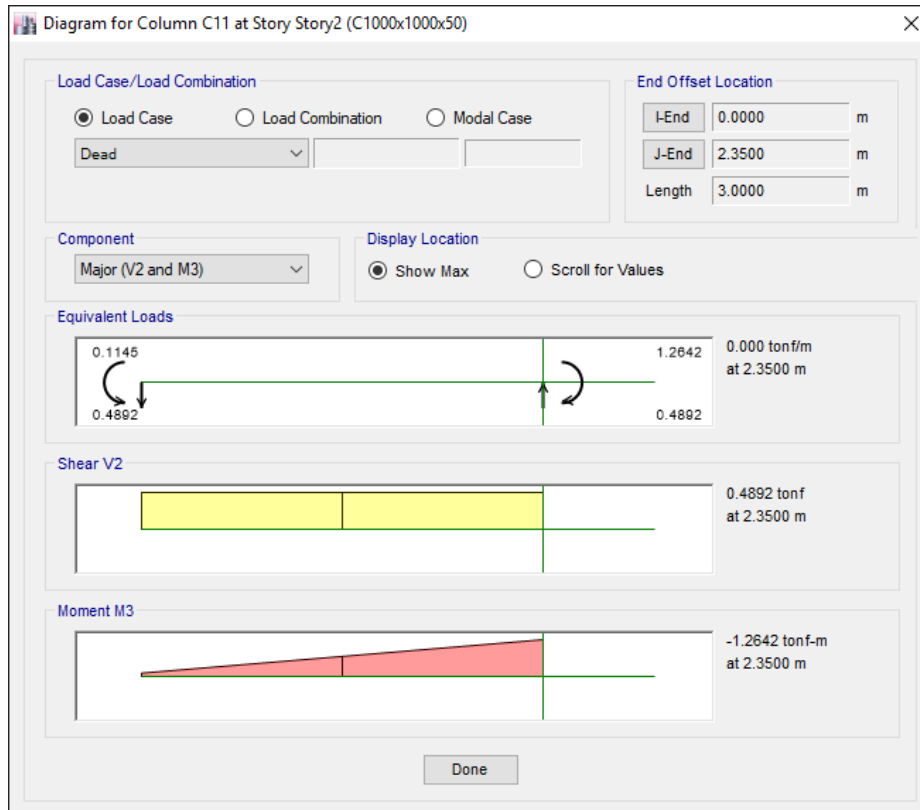


IMAGEN 58: Cortante y Momento Columna 11 – CM

- o Cortante y Momento – SY1

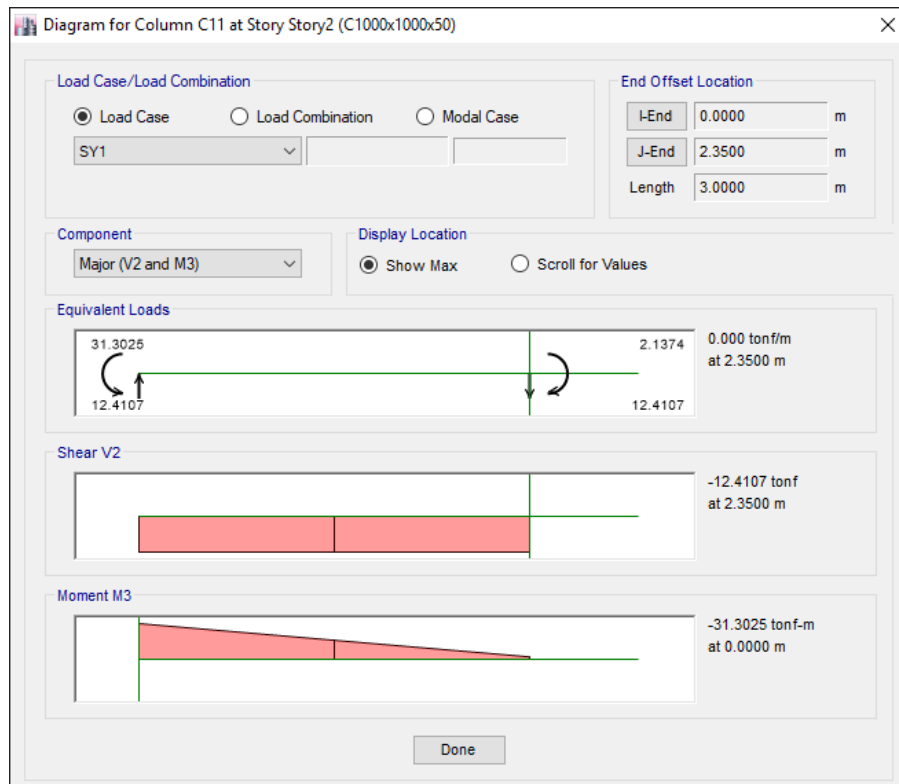


IMAGEN 59: Cortante y Momento Columna 11 – SY1

- Para 50 pisos

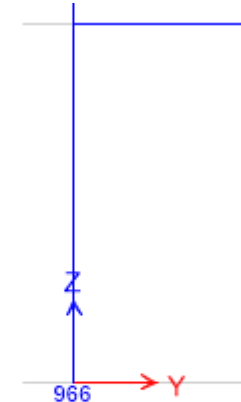
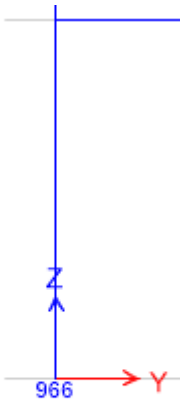
Reacciones (CM)	Reacciones (SY1)												
 <p>966</p> <table border="1"> <tr><td>Fx = -0.1828</td></tr> <tr><td>Fy = 2.2928</td></tr> <tr><td>Fz = 983.182</td></tr> <tr><td>Mx = -0.0311</td></tr> <tr><td>My = 0.8989</td></tr> <tr><td>Mz = -0.0174</td></tr> </table>	Fx = -0.1828	Fy = 2.2928	Fz = 983.182	Mx = -0.0311	My = 0.8989	Mz = -0.0174	 <p>966</p> <table border="1"> <tr><td>Fx = 12.4058</td></tr> <tr><td>Fy = -105.6297</td></tr> <tr><td>Fz = -1088.493</td></tr> <tr><td>Mx = 486.3674</td></tr> <tr><td>My = 47.6943</td></tr> <tr><td>Mz = 2.2328</td></tr> </table>	Fx = 12.4058	Fy = -105.6297	Fz = -1088.493	Mx = 486.3674	My = 47.6943	Mz = 2.2328
Fx = -0.1828													
Fy = 2.2928													
Fz = 983.182													
Mx = -0.0311													
My = 0.8989													
Mz = -0.0174													
Fx = 12.4058													
Fy = -105.6297													
Fz = -1088.493													
Mx = 486.3674													
My = 47.6943													
Mz = 2.2328													

TABLA 21: Reacciones en base

- Componente Axial – CM

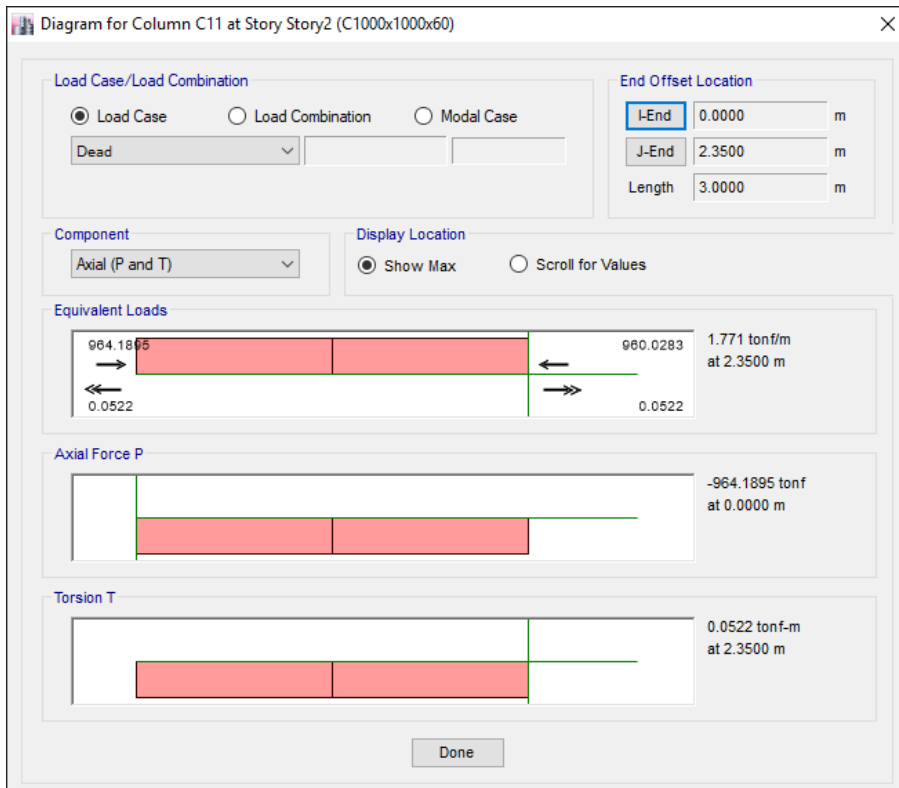


IMAGEN 60: Componente Axial Columna 11 – CM

- o Componente Axial – SY1

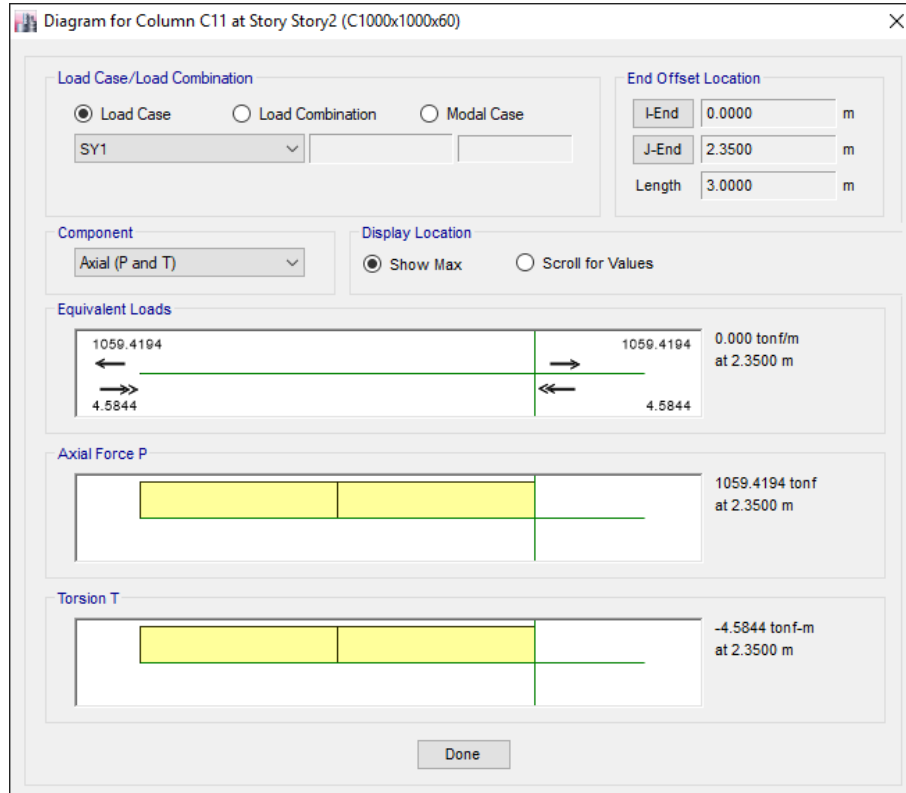


IMAGEN 61: Componente Axial Columna 11 – SY1

- o Cortante y Momento – CM

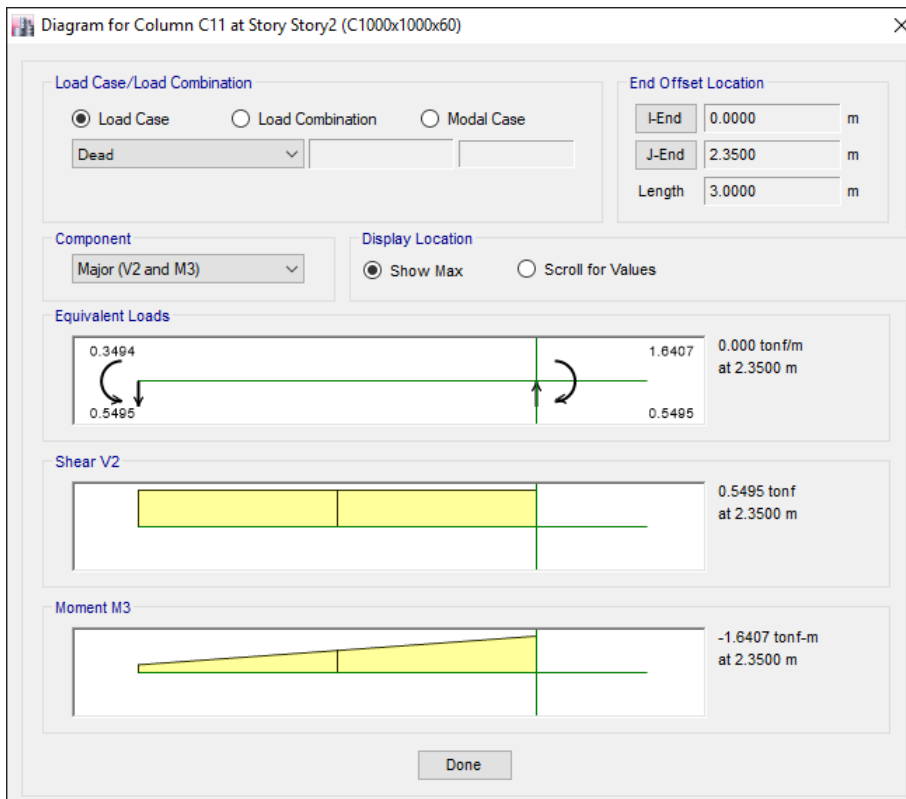


IMAGEN 62: Cortante y Momento Columna 11 – CM

- Cortante y Momento – SY1

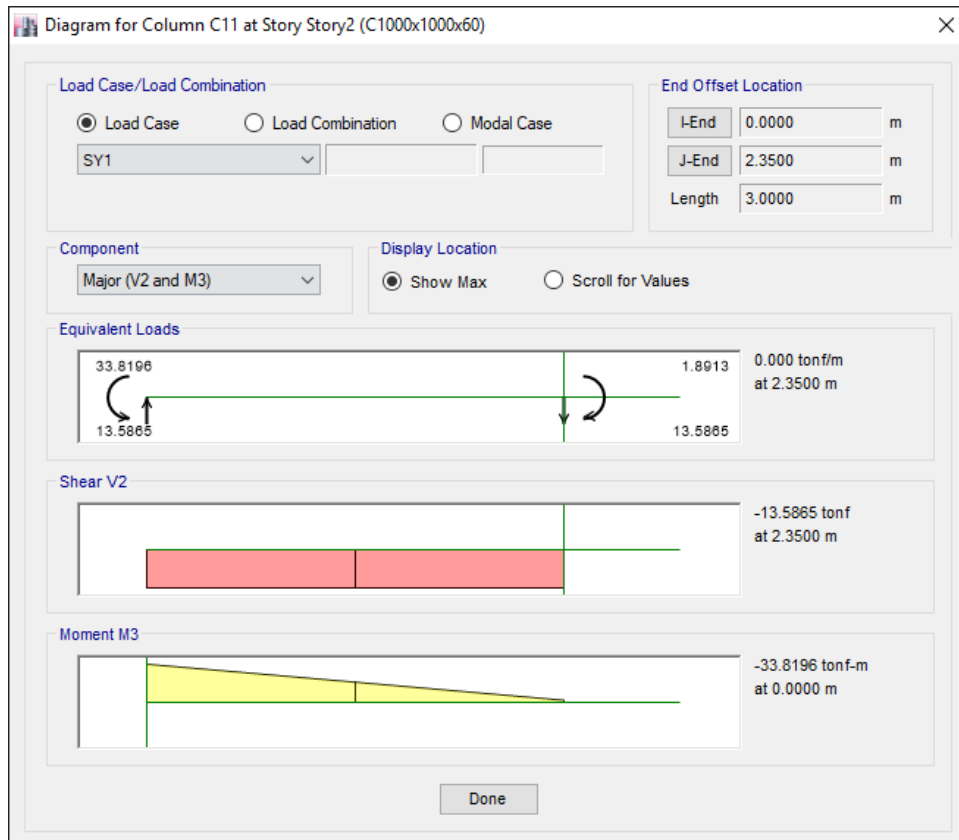


IMAGEN 63: Cortante y Momento Columna 11 – SY1

V.4. MODELO CON SISTEMAS DE MASA SINTONIZADA

Al obtener los resultados del análisis de los sistemas estructurales sin amortiguamiento como referencia, se utilizarán sistemas de amortiguamiento en los mismos modelos con el objetivo de encontrar la influencia de las irregularidades tanto en planta como en elevación para la implementación del sistema de amortiguamiento seleccionado. Adicionalmente, conocemos que los sistemas AMS, dependiendo de los parámetros calculados en su diseño, pueden alcanzar incluso el 50% de reducción de efectos producidos por cargas sísmicas en las estructuras.

A continuación, se detalla el proceso de selección y diseño del sistema de amortiguamiento.

De acuerdo con trabajos previos del análisis de estructuras regulares con amortiguadores de masa sintonizada, en este trabajo se utilizará el método propuesto por Sadek (et al. 1996), mismo que es usado comúnmente en este tipo de análisis.

V.4.1 AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA EN ESTRUCTURAS DE UN GRADO DE LIBERTAD

Usando como referencia la Tesis: "Control de efectos torsionales en un edificio asimétrico de hormigón armado con amortiguadores de masa sintonizados", de Eduardo Javier Aliante Aravena de la Universidad Austral de Chile, (Aliante, 2009), y de acuerdo al método establecido, los parámetros óptimos de diseño en términos de frecuencia natural, razón de amortiguamiento (ω_0 y β) de la estructura, y razones de masa, frecuencia y amortiguamiento (μ , f y ξ) del AMS son:

$$f = \frac{1}{1 + \mu} \left[1 - \beta \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}} \right]$$

$$\xi = \frac{\beta}{1 + \mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}}$$

El procedimiento propuesto busca los valores óptimos para f y ξ , correspondientes a una determinada razón de masa.

Con base en las ecuaciones planteadas, obtenemos la siguiente tabla para razones de amortiguamiento $\beta = 0, 0.02$ y 0.05 , y razones de masa entre 0.005 y 0.15 con incrementos de 0.005 .

Razón de Masa (μ)	$\beta =$	0	$\beta =$	0.02	$\beta =$	0.05
	f	ξ	f	ξ	f	ξ
0.000	1.0000	0.0000	1.0000	0.0200	1.0000	0.0500
0.005	0.9950	0.0705	0.9936	0.0904	0.9915	0.1203
0.010	0.9901	0.0995	0.9881	0.1193	0.9852	0.1490
0.015	0.9852	0.1216	0.9828	0.1413	0.9792	0.1708
0.020	0.9804	0.1400	0.9776	0.1596	0.9735	0.1890
0.025	0.9756	0.1562	0.9726	0.1757	0.9680	0.2050
0.030	0.9709	0.1707	0.9676	0.1901	0.9626	0.2192
0.035	0.9662	0.1839	0.9626	0.2032	0.9573	0.2322
0.040	0.9615	0.1961	0.9578	0.2153	0.9521	0.2442
0.045	0.9569	0.2075	0.9530	0.2267	0.9470	0.2554
0.050	0.9524	0.2182	0.9482	0.2373	0.9420	0.2658
0.055	0.9479	0.2283	0.9435	0.2473	0.9370	0.2757
0.060	0.9434	0.2379	0.9389	0.2568	0.9322	0.2851
0.065	0.9390	0.2470	0.9343	0.2658	0.9274	0.2940
0.070	0.9346	0.2558	0.9298	0.2745	0.9226	0.3025
0.075	0.9302	0.2641	0.9253	0.2827	0.9179	0.3106
0.080	0.9259	0.2722	0.9209	0.2907	0.9133	0.3185
0.085	0.9217	0.2799	0.9165	0.2983	0.9088	0.3260
0.090	0.9174	0.2873	0.9122	0.3057	0.9043	0.3332
0.095	0.9132	0.2945	0.9079	0.3128	0.8998	0.3402
0.100	0.9091	0.3015	0.9036	0.3197	0.8954	0.3470
0.105	0.9050	0.3083	0.8994	0.3264	0.8910	0.3535
0.110	0.9009	0.3148	0.8952	0.3328	0.8867	0.3598
0.115	0.8969	0.3212	0.8911	0.3391	0.8825	0.3660
0.120	0.8929	0.3273	0.8870	0.3452	0.8782	0.3720
0.125	0.8889	0.3333	0.8830	0.3511	0.8741	0.3778
0.130	0.8850	0.3392	0.8790	0.3569	0.8699	0.3834
0.135	0.8811	0.3449	0.8750	0.3625	0.8659	0.3889
0.140	0.8772	0.3504	0.8710	0.3680	0.8618	0.3943
0.145	0.8734	0.3559	0.8671	0.3733	0.8578	0.3995
0.150	0.8696	0.3612	0.8633	0.3785	0.8539	0.4046

TABLA 22: Razones de frecuencia y amortiguamiento, Sadek, 1996.

De acuerdo con esta tabla podemos obtener las gráficas de razones óptimas de frecuencia AMS y de amortiguamiento para distintas razones de masa:

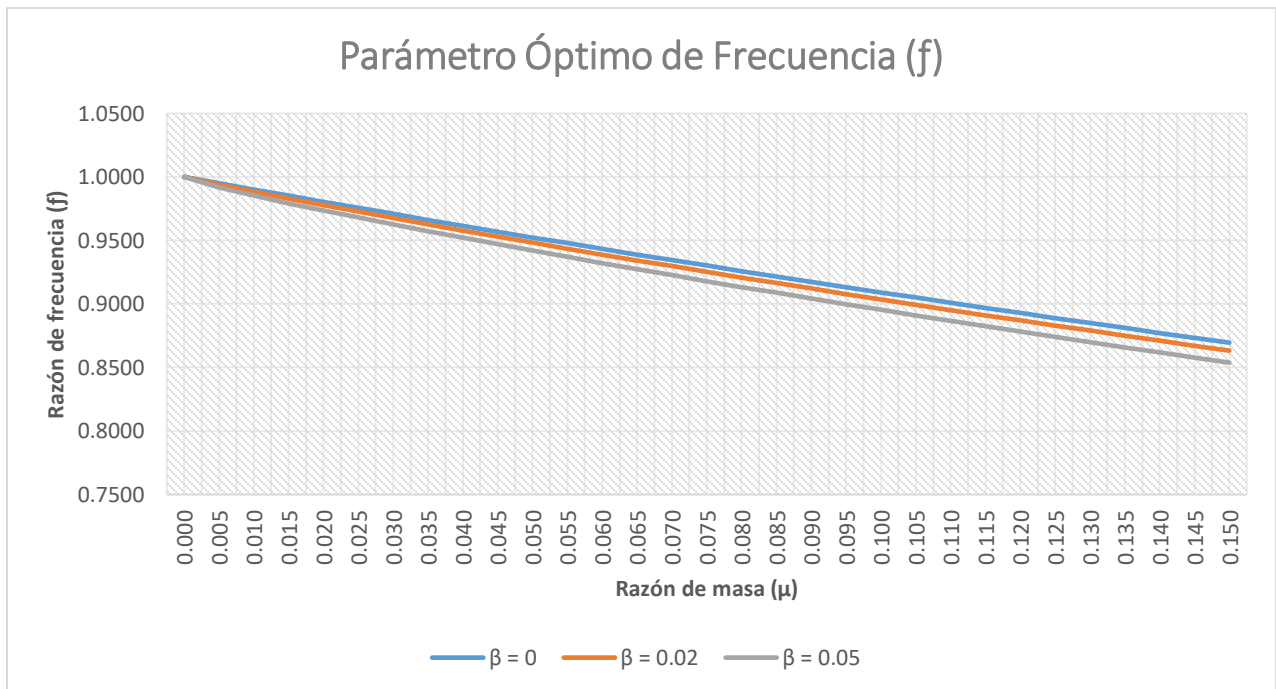


IMAGEN 64: Razones óptimas de frecuencia de AMS – Sadek, 1996.

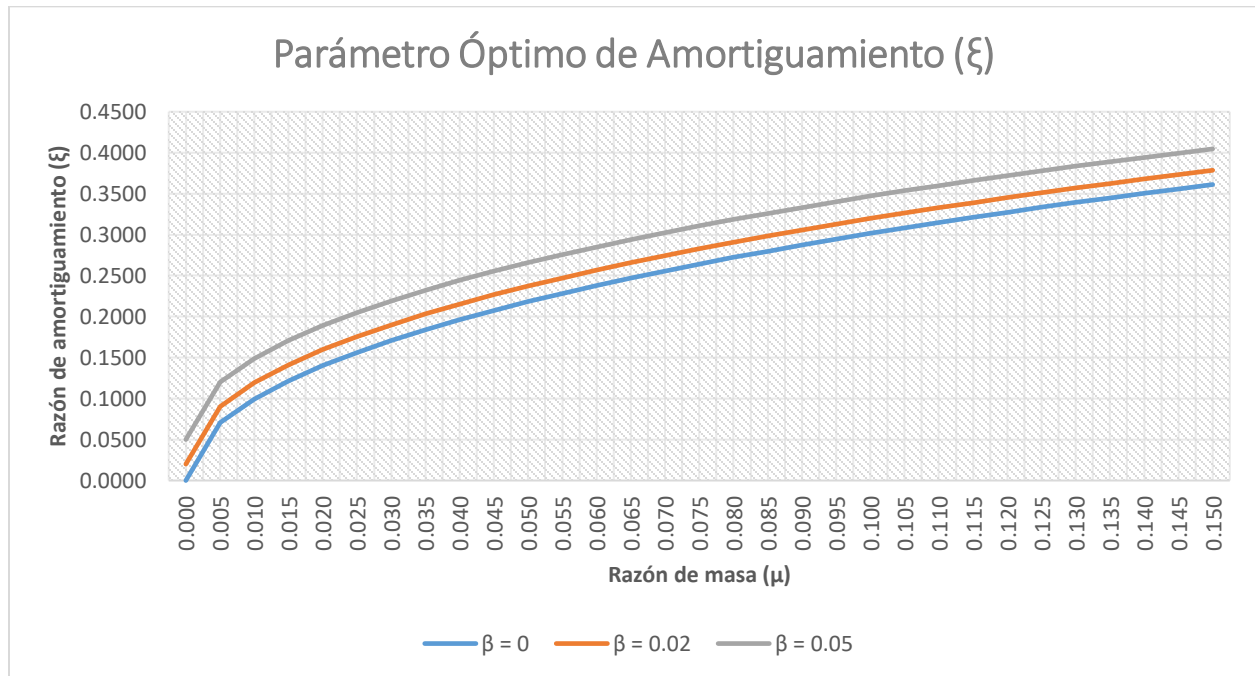


IMAGEN 65: Razones óptimas de amortiguamiento de AMS – Sadek, 1996.

V.4.2 AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA PARA EL DISEÑO

El modelo planteado como AMS, será un bloque de hormigón apoyado en aisladores elastoméricos que tengan un comportamiento lineal. En este trabajo se realizará el mismo análisis que el realizado para estructuras regulares, esto significa que se considerará una sola masa que controle el grado más flexible de la estructura, siendo este el primer modo de vibración (traslación con respecto al eje "Y").

V.4.2.1 APOYO ELASTOMÉRICO

El "apoyo elastomérico" o también llamado "apoyo de neopreno" actualmente es usado comúnmente en la construcción de puentes, y son elementos constituidos por un bloque de elastómero que contienen en su interior una serie de chapas de acero que por adherencia y vulcanización forman un solo cuerpo.⁵

De acuerdo al material, las principales características de este tipo de apoyos son:

⁵ (CYMPER, 2016)

- Excelente capacidad mecánicas y resistencia a la abrasión.
- Excelente resistencia al calor y al ozono.
- Fácil y muy buena adherencia a los metales.
- Alta resistencia a aceites, grasas y disolventes hidrocarbonados.
- Resistente a productos químicos inorgánicos excepto ácidos oxidantes y halógenos.
- No resiste a la mayoría de compuestos orgánicos, excepto alcoholes.
- No propagan la combustión y son autoextinguibles.

Y permiten:

- Movimientos simultáneos en dos direcciones distintas.
- Giros simultáneos en tres ejes diferentes.
- Absorción de cargas verticales.
- Absorción de cargas horizontales de corta duración.

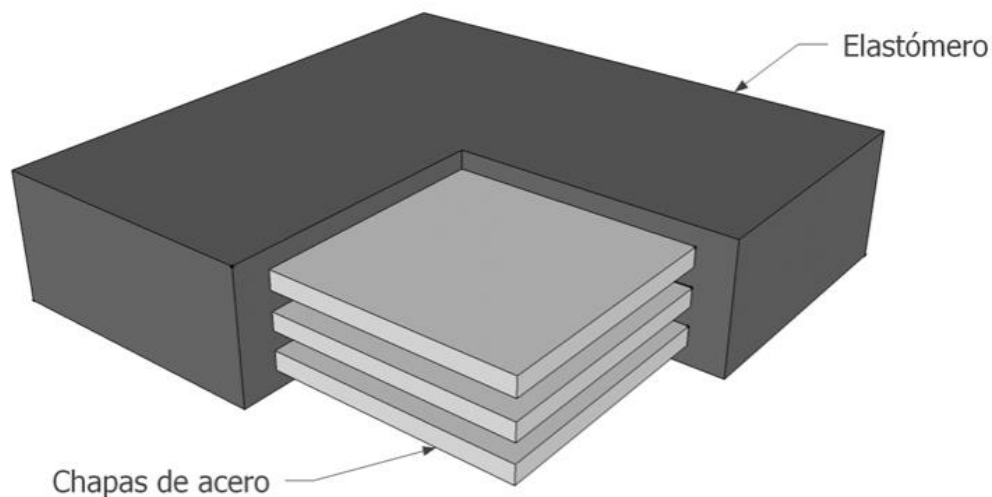


IMAGEN 66: Detalle exterior e interior de apoyo elastomérico, (CYMPER, 2016)

Al igual que en puentes, los apoyos elastoméricos que se utilizan como amortiguadores pueden someterse a los siguientes tipos de esfuerzos:

- COMPONENTE F_z : Originada por las cargas verticales, fuerza axial.

- COMPONENTE F_x : Originada por las cargas horizontales longitudinales, fuerza cortante.
- COMPONENTE F_y : Originada por las cargas horizontales transversales, momento.

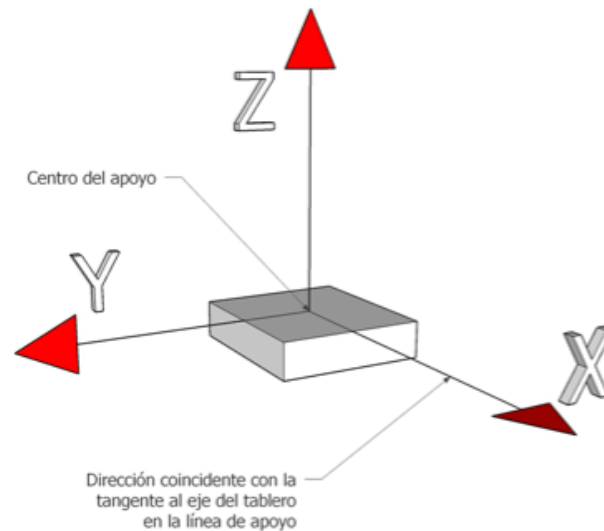


IMAGEN 67: Componentes de acción en apoyo elástico, (CYMPER, 2016)

Este tipo de apoyos tienen una alta resistencia a los esfuerzos de corte, aunque su deformación puede ser significativa respecto a los esfuerzos de cargas verticales (compresión), sin embargo, este efecto es compensado por la rigidez de las chapas de acero que contiene.

Para su correcto diseño se debe considerar:

- Estabilidad.
- Fatiga.
- Fluencia, Plastificación y Rotura del refuerzo de acero.
- Geometría.

Para su diseño, es necesario guiarse en la norma: "STEEL BRIDGE BEARING SELECTION AND DESIGN", de donde podemos obtener las capacidades de los diferentes tipos de apoyos y una referencia de costos de implementación y mantenimiento:

Tabla I-A - Resumen de Capacidades de los Apoyos							
Tipo de Apoyo	Carga		Traslación		Rotación	Costo	
	Min. (kN)	Max. (kN)	Min. (mm)	Max. (mm)	Límite (Rad.)	Inicial	Mantenimiento
Almohadillas elastoméricas							
Lisas (PEP)	0	450	0	15	0.01	Bajo	Bajo
Almohadillas de pato de algodón (CDP)	0	1400	0	5	0.003	Bajo	Bajo
Fibra de Vidrio (FGP)	0	600	0	25	0.015	Bajo	Bajo
Rodamiento Elastomérico de Acero Reforzado	225	3500	0	100	0.04	Bajo	Bajo
Deslizador Plano PTFE (Politetrafluoroetileno)	0	> 10000	25	> 100	0	Bajo	Moderado
Bronce Lubricado Curvo	0	7000	0	0	> 0.04	Moderado	Moderado
Cojinete de olla	1200	10000	0	0	0.02	Moderado	Alto
Cojinete de pasador	1200	4500	0	0	> 0.04	Moderado	Alto
Rodamiento de balancines	0	1800	0	100	> 0.04	Moderado	Alto
Rodamiento simple	0	450	25	> 100	> 0.04	Moderado	Alto
PTFE Curvo	1200	7000	0	0	> 0.04	Alto	Moderado
Rodamientos múltiples	500	10000	100	> 100	> 0.04	Alto	Alto

TABLA 23: Resumen de capacidades de apoyo, STEEL BRIDGE BEARING SELECTION AND DESIGN GUIDE, American Iron and Steel Institute

Dentro de las recomendaciones de la norma, se establece que se deberá colocar el lado largo paralelo al eje de rotación facilitando de esta manera el acomodamiento de la rotación.

El comportamiento de los apoyos, de acuerdo a la norma, está influenciado de acuerdo al factor de forma S, donde:

$$S = \frac{\text{Plan Area}}{\text{Area of perimeter free to Bulge}}$$

De donde:

$$S = \frac{L \cdot W}{2 \cdot h_{ri} \cdot (L + W)}$$

L – Ancho del elastómero en planta

W – Altura del elastómero en planta

h_{ri} – Altura de capa de elastómero

V.4.2.2 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO

El diseño de este tipo de apoyos debe ser tal que represente un equilibrio entre la rigidez y la flexibilidad necesaria tal que soporte la carga de compresión, así como los efectos de traslación y rotación que se presenten. De acuerdo con el STEEL BRIDGE BEARING SELECTION AND DESIGN GUIDE, del American Iron and Steel Institute, se debe tomar en cuenta en el diseño lo siguiente:

Normalmente, esta condición se mantiene usando un elastómero relativamente flexible que posee un módulo de corte G entre 0.55 MPa y 1.25 MPa y un factor de forma (S) apropiado.

La altura del apoyo es controlada por los requerimientos de movimiento. Las fuerzas de corte debido a traslación deberán ser menores a 0.5 mm/mm para evitar volcamiento y exceso de daño por fatiga. Por lo que se debe considerar:

$$h_{rt} \geq 2 \cdot \Delta_s$$

Donde:

h_{rt} – Espesor del elastómero

Δ_s – Traslación de diseño

Es necesario evitar la separación entre el filo del apoyo y la estructura durante la rotación, debido a posibles esfuerzos de tensión y separación de las láminas. Esta separación se previene por límites combinados de rotación y compresión:

$$\sigma_T \geq 1.0 \cdot G \cdot S \cdot \left(\frac{\theta_{max}}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2$$

Donde:

G – Módulo de corte

S – Factor de forma

θ_{max} – Rotación máxima de servicio en cualquier dirección

n – Capas de material elastómero

B – Dimensión que se encuentra en un plano horizontal perpendicular al eje de rotación

h_{ri} – Espesor de una sola capa de elastómero

Para evitar la separación de las capas de refuerzo, se limita la tensión de compresión máxima debido a cargas últimas, esta limitación es de 11 MPa para deformaciones producidas por corte, y 12 MPa para apoyos fijos sometidos a deformaciones por corte. Las fracturas por fatiga ocurren entre el elastómero y la capa de refuerzo metálico, y son causadas por esfuerzos de corte local. Este tipo de fatiga se controla limitando el esfuerzo de compresión promedio en el apoyo, dependiendo de las otras cargas aplicadas simultáneamente. Estos son:

- Para apoyos sujetos a esfuerzos de compresión únicamente:

$$\sigma_T \leq 2.00 \cdot G \cdot S \leq 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_L \leq 1.00 G$$

- Para apoyos sujetos a esfuerzos combinados de compresión y corte:

$$\sigma_T \leq 1.66 \cdot G \cdot S \leq 11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_L \leq 0.66 G \cdot S$$

Donde:

σ_T – Esfuerzo promedio de compresión debido a la carga total de servicio.

$$\sigma_T = \frac{P_T}{A}$$

σ_L - Esfuerzo promedio de compresión debido a carga viva.

$$\sigma_L = \frac{P_L}{A}$$

Los requerimientos por levantamiento para soportes rectangulares deben cumplir:

- Para combinados compresión y rotación:

$$\sigma_T \leq 2.25 \cdot G \cdot S \left(1 - 0.167 \left(\frac{\theta_{max}}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \right)$$

- Para combinados traslación, compresión y rotación:

$$\sigma_T \leq 1.875 \cdot G \cdot S \left(1 - 0.2 \left(\frac{\theta_{max}}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \right)$$

Para limitaciones de estabilidad, deben cumplir:

- Apoyos susceptibles a volcamiento:

$$\sigma_T \leq \left(\frac{G}{\left(\frac{3.84 \left(\frac{h_{rt}}{L} \right)}{S \sqrt{1 + 2.0 \frac{L}{W}}} - \frac{2.67}{S(S + 2.0) \left(1 + \frac{L}{4.0W} \right)} \right)} \right)$$

- Apoyos capaces de evitar volcamiento:

$$\sigma_T \leq \left(\frac{G}{\left(\frac{1.92 \left(\frac{h_{rt}}{L} \right)}{S \sqrt{1 + 2.0 \frac{L}{W}}} - \frac{2.67}{S(S + 2.0) \left(1 + \frac{L}{4.0W} \right)} \right)} \right)$$

Donde:

G – Módulo de corte

h_{ri} – Espesor de una sola capa de elastómero

L – Ancho del elastómero en planta (en la dirección que se produce el pandeo)

W – Altura del elastómero en planta (normal a L)

S – Factor de forma

Debido a que el refuerzo metálico restringe el abultamiento del elastómero, desarrolla un esfuerzo de tracción, mismo que puede controlar el espesor del refuerzo, h_s , este debe cumplir:

- Para esfuerzo de compresión:

$$h_s \geq \frac{3 h_{rmax} \sigma_T}{F_y}$$

- Para carga viva:

$$h_s \geq \frac{2.0 h_{rmax} \sigma_L}{(\Delta F)_{TH}}$$

Donde:

$(\Delta F)_{TH}$ – Umbral de fatiga de amplitud constante de la tabla 6.6.1.2.5-3 de las especificaciones AASHTO LRFD

- Rigidez definida por:

$$K_h = \frac{G \cdot A}{h_{tr}}$$

Donde:

G – Módulo de corte

A – Área de la sección transversal del aislador

K_h – Rigidez horizontal del aislador elastomérico

h_{tr} – Espesor de una sola capa de elastómero

$$K_h = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot P_t}{T^2 \cdot g}$$

P_t – Fuerza de compresión máxima

T – Período del modo de vibración fundamental

- Amortiguamiento definido por:

$$c = \frac{2 \cdot \xi}{n} \cdot \sqrt{K_{ht} \cdot m}$$

Donde:

c – Amortiguamiento

ξ – Porcentaje de amortiguamiento

N – Número de aisladores

K_{ht} – Rigidez del sistema

m – Masa sobre aisladores

V.5. PARÁMETROS DE AMS

Usando el mismo método que se ha utilizado en el diseño de masas sintonizadas para estructuras regulares, se consideran los parámetros:

- Masa del 1% del peso total del sistema estructural ($\mu = 0.01$)
- Relación de frecuencias entre sistema de amortiguamiento y sistema estructural igual a 1, ($f=1$).
- Razón de amortiguamiento de 20 % ($\xi=0.2$)

- Para el software ETABS 2016, la rigidez del sistema se traduce en la rigidez horizontal de los aisladores y el amortiguamiento está definido por el amortiguamiento equivalente de los aisladores.

De acuerdo con las ecuaciones definidas en la sección anterior, se definen los parámetros:

- Masa:

$$m = \mu \cdot M$$

Donde:

m – Masa del AMS

M – Peso de la estructura

Conociendo el valor de $\mu = 0.01$, y obteniendo el peso de la estructura del modelo en el software ETABS 2016, calculamos el valor de la masa del AMS:

Número de pisos	Peso Modelo (ton)	Masa del AMS (kg s ² /cm)
20	16859.928	17.186
30	22647.252	23.086
40	30757.734	31.353
50	39190.484	39.950

TABLA 24: Masas AMS

- Rigidez:

La rigidez total será la sumatoria de rigideces horizontales de los aisladores.

Considerando que:

$$P_t = \left(\frac{m}{4}\right) \cdot g$$

Y usando la ecuación:

$$K_{ht} = n \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot P_t}{T^2 \cdot g}$$

Utilizando el software ETABS 2016 para obtener el primer modo de vibración de cada modelo, se calcula:

Número de pisos	Compresión máxima Pt (kg)	Período del Primer Modo de Vibración (seg)	Rigidez Horizontal Kht (kg/cm)
20	42149.82	1.554	2809.60
30	56618.13	2.288	1740.98
40	76894.33	2.719	1674.27
50	97976.21	3.381	1379.69

TABLA 25: Rigideces AMS

- Amortiguamiento:

Usando la ecuación definida en la sección anterior:

$$c = \frac{2 \cdot \xi}{n} \cdot \sqrt{K_{ht} \cdot m}$$

El amortiguamiento obtenido es:

Número de pisos	Rigidez Horizontal - Kht (kg/cm)	Masa de AMS - m (kg s ² /cm)	Coefficiente de amortiguamiento ξ	Amortiguamiento - c (kg/cm)
20	2809.60	171.86	0.2	277.96
30	1740.98	230.86	0.2	63.40
40	1674.27	313.53	0.2	72.45
50	1379.69	399.50	0.2	74.24

TABLA 26: Amortiguamiento AMS

V.6. DISEÑO DE AMS

Como se había definido, el sistema AMS se modelará como una masa (bloque de hormigón), y 4 aisladores elastoméricos ubicados en cada esquina del bloque como base. El sistema AMS controlará la vibración obtenida por traslación en el eje "Y" o primer modo de vibración.

En la siguiente tabla se presenta un resumen de las condiciones de servicio para el AMS dados los parámetros obtenidos en las secciones anteriores:

Número de pisos	20	30	40	50
Compresión máxima Pt (kg)	42149.82	56618.13	76894.33	97976.21
Traslación máxima Δs (cm) [Tabla 23]	10	10	10	10
Rotación máxima (rad) [Tabla 23]	0.04	0.04	0.04	0.04
Período de Vibración (seg)	1.554	2.288	2.719	3.381

TABLA 27: Condiciones de Servicio AMS

V.6.1 AISLADORES ELASTOMÉRICOS

Los parámetros obtenidos para cada aislador son:

- Rigidez Horizontal

Dada la ecuación:

$$K_h = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot P_t}{T^2 \cdot g}$$

Número de pisos	Compresión máxima Pt (kg)	Período del Primer Modo de Vibración (seg)	Rigidez Horizontal Kht (kg/cm)
20	42149.82	1.554	702.40
30	56618.13	2.288	435.25
40	76894.33	2.719	418.57
50	97976.21	3.381	344.92

TABLA 28: Rigidez de cada aislador

- Tensión (Compresión)

Utilizando la ecuación:

$$\sigma_T = \frac{P_T}{A}$$

Donde:

$$A = W \times L$$

Se define las secciones de planta:

Número de pisos	W (cm)	L (cm)	A W x L (cm ²)	Tensión de compresión - σ_T (kg/cm ²)
20	40	40	1600	26.34
30	50	50	2500	22.65
40	80	80	6400	12.01
50	100	100	10000	9.80

TABLA 29: Compresión Aisladores

- Factor de forma

Dada la ecuación:

$$S = \frac{L \cdot W}{2 \cdot h_{ri} \cdot (L + W)}$$

Es necesario asignar una altura a cada elastómero (h_{ri}), de donde se obtiene:

Número de pisos	W (cm)	L (cm)	h _{ri} (cm)	A W x L (cm ²)	Factor de Forma - S
20	40	40	2	1600	5.00
30	50	50	2.5	2500	5.00
40	80	80	3	6400	6.67
50	100	100	4	10000	6.25

TABLA 30: Factor de forma de elastómero

- Módulo de corte

Usando la ecuación:

$$G = \frac{K_h \cdot h_{rt}}{W \cdot L}$$

Dados los límites establecidos: $0.55 \text{ MPa} \leq G \leq 1.25 \text{ MPa}$

Se obtiene:

Número de pisos	Número de Capas	h _{ri} (cm)	A W x L (cm ²)	h _{rt} (cm)	Rigidez Horizontal K _{ht} (kg/cm)	Módulo de Corte - G (Mpa)
20	10	2	1600	20	702.40	0.86
30	20	2.5	2500	50	435.25	0.85
40	45	3	6400	135	418.57	0.87
50	65	4	10000	260	344.92	0.88

TABLA 31: Módulo de corte elastómero

Estos valores se han obtenido cuidando que se cumplan las limitaciones establecidas en el manual de diseño.

V.6.2 COMPROBACIÓN DE LÍMITES

- Altura límite:

$$h_{rt} \geq 2 \cdot \Delta_s$$

Se obtuvo:

Número de pisos	Límite de Altura - 2*Δ _s (cm)	h _{rt} (cm)
20	20	20
30	20	50
40	20	135
50	20	260

TABLA 32: Límite de altura elastómero

Cumpliendo con el límite establecido en el manual.

- Límite de diseño por condiciones de compresión y rotación:

$$\sigma_T \geq 1.0 \cdot G \cdot S \cdot \left(\frac{\theta_{max}}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2$$

Se obtuvo:

Número de pisos	Límite de Tensión	Tensión de compresión - σ_T (kg/cm ²)
20	6.89	26.34
30	3.41	22.65
40	3.65	12.01
50	2.11	9.80

TABLA 33: Límite para compresión tensión

- Límite para apoyos sujetos a esfuerzos combinados de compresión y corte:

$$\sigma_T \leq 1.66 \cdot G \cdot S \leq 11 \text{ MPa}$$

Se obtuvo:

Número de pisos	Límite de Compresión y Corte	Tensión de compresión - σ_T (kg/cm ²)	Tensión de compresión - σ_T (MPa)
20	7.15	26.34	2.58
30	7.09	22.65	2.22
40	9.58	12.01	1.18
50	9.12	9.80	0.96

TABLA 34: Límite para compresión corte

- Límite para apoyos con esfuerzos combinados traslación, compresión y rotación:

$$\sigma_T \leq 1.875 \cdot G \cdot S \left(1 - 0.2 \left(\frac{\theta_{max}}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \right)$$

Número de pisos	Límite de Compresión y Rotación	Tensión de compresión - σ_T (kg/cm ²)	Tensión de compresión - σ_T (MPa)
20	5.49	26.34	2.58
30	6.72	22.65	2.22
40	9.45	12.01	1.18
50	9.51	9.80	0.96

TABLA 35: Límite para traslación, compresión y rotación

- Límite apoyos capaces de evitar volcamientos:

$$\sigma_T \leq \left(\frac{G}{\left(\frac{1.92 \left(\frac{h_{rt}}{L} \right)}{S \sqrt{1 + 2.0 \frac{L}{W}}} - \frac{2.67}{S(S + 2.0) \left(1 + \frac{L}{4.0W} \right)} \right)} \right)$$

Número de pisos	Límite evitar volcamiento	Tensión de compresión - σ_T (kg/cm ²)	Tensión de compresión - σ_T (MPa)
20	17.28	26.34	2.58
30	30.87	22.65	2.22
40	3.05	12.01	1.18
50	1.87	9.80	0.96

TABLA 36: Límite apoyos capaces de evitar volcamiento

- Límite de altura para refuerzo de acero por esfuerzo de compresión:

$$h_s \geq \frac{3 h_{rmax} \sigma_T}{F_y}$$

Número de pisos	Fy (kg/cm ²)	hs (cm)	Altura de refuerzo seleccionado (cm)
20	2800.00	0.56	1.00
30	2800.00	0.49	1.00
40	2800.00	0.26	1.00
50	2800.00	0.21	1.00

TABLA 37: Límite de altura para refuerzos de acero

V.6.3 AMORTIGUAMIENTO DEL AMS

Usando la ecuación:

$$c = \frac{2 \cdot \xi}{n} \cdot \sqrt{K_{ht} \cdot m}$$

Se obtiene:

Número de pisos	ξ	n	Kh (kg/cm)	Masa del AMS (kg s ² /cm)	Amortiguamiento - c (kg/cm)
20	0.20	4	702.40	171.865	34.74
30	0.20	4	435.25	230.859	31.70
40	0.20	4	418.57	313.534	36.23
50	0.20	4	344.92	399.495	37.12

TABLA 38: Amortiguamiento del Aislador

V.6.4 RESUMEN DE PARÁMETROS

Número de pisos	20	30	40	50
G	0.86	0.85	0.87	0.88
A	1600	2500	6400	10000
hrt	20	50	135	260
Kh	702.40	435.25	418.57	344.922
m	171.86	230.86	313.53	399.50
c	34.74	31.70	36.23	37.12

TABLA 39: Resumen de parámetros

V.6.5 RESUMEN DE PARÁMETROS

Para el bloque de hormigón se usará 2.4 ton/m³ como peso específico.

Por tanto:

Número de pisos	Masa del AMS (kg s ² /cm)	Masa del AMS (ton)	Dimensión de planta (m)	Altura de bloque (m)
20	171.865	168.66	5.00	2.81
30	230.859	226.55	5.50	3.12
40	313.534	307.69	6.00	3.56
50	399.495	392.05	8.00	2.55

TABLA 40: Dimensiones de bloque de hormigón

V.6.6 MODELO DE AMS EN ETABS 2016

La simulación del amortiguador de masa sintonizada en el software ETABS 2016, se la realiza modelando el bloque de hormigón como un elemento "slab" o losa, y los aisladores que tendrán la función de amortiguadores, se modelarán como "links" o conexiones.

Para poder comparar la influencia del AMS en la estructura respecto a la misma sin este sistema se define la función Tiempo – Historia, de acuerdo con el acelerograma del sismo de Manabí 2016, mismo cuyas características son importantes al ser este uno de los mayores registrados en los últimos tiempos.

Con el objeto de obtener datos relevantes para el análisis, se tomará en cuenta Desplazamiento, Velocidad y Aceleración en nudos, el nudo seleccionado para cada

estructura será del último piso al ser el que mayor influencia recibe del sismo seleccionado.

Adicionalmente, se compara el AMS en tres posiciones diferentes del piso superior debido a la irregularidad que presenta tanto en planta como en elevación, siendo una de estas posiciones en la que tanto el centro de rigideces como el centro de masas de la planta irregular están ubicadas, generando un efecto en su área de influencia.

Finalmente, este resultado es comparado con el de una estructura regular con AMS únicamente con el objeto de identificar si el porcentaje de amortiguamiento es menor o mayor dada la irregularidad de la estructura.

V.6.6.1 GRÁFICAS OBTENIDAS DESPLAZAMIENTO, VELOCIDAD Y ACELERACIÓN

- Para 20 pisos:
 - DESPLAZAMIENTO
 - Ubicación C.M. y C.R.

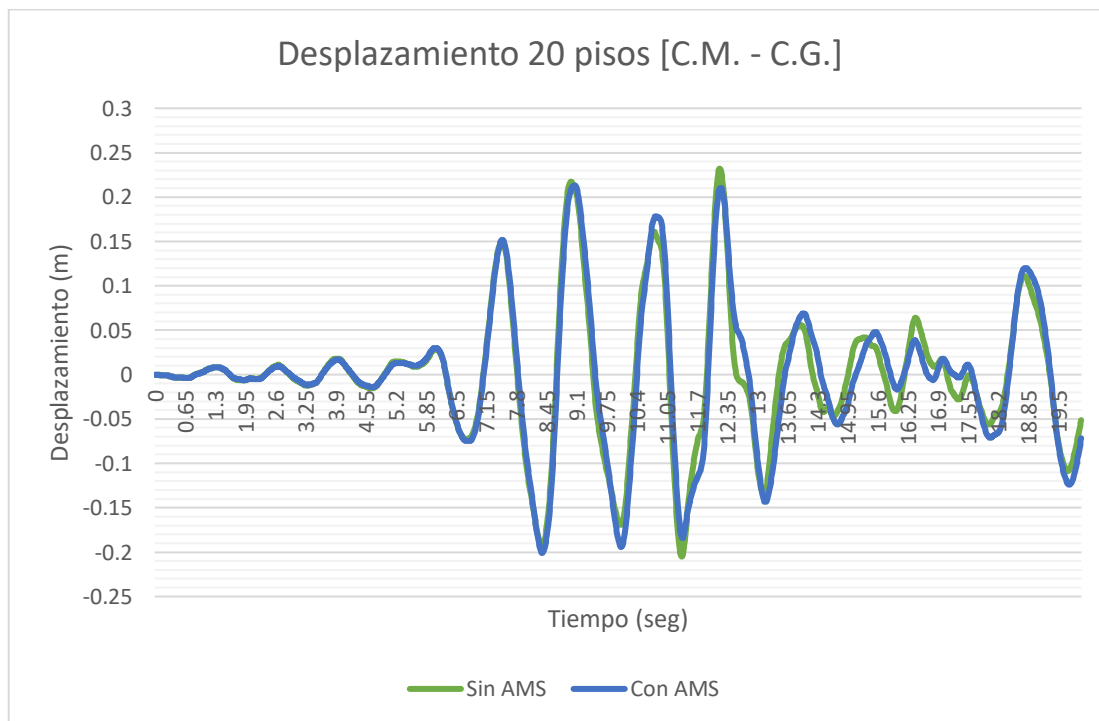


IMAGEN 68: Desplazamiento 20 pisos, ubicación de masa C.M. y C.G.

- Ubicación Esquina Superior

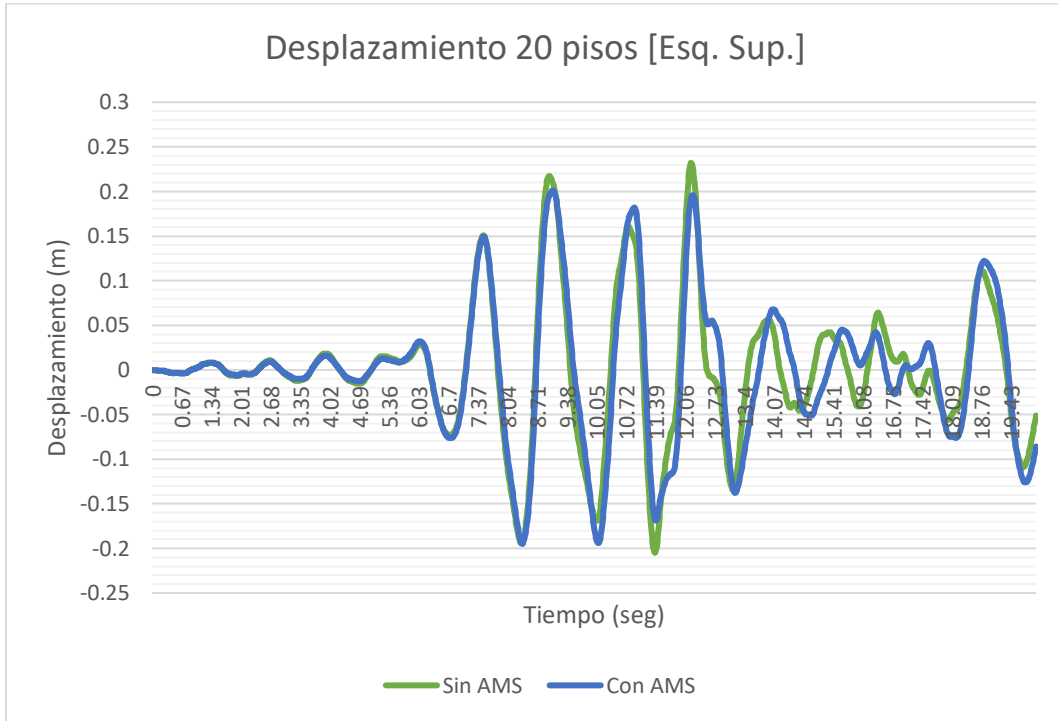


IMAGEN 69: Desplazamiento 20 pisos, ubicación de masa esquina superior

- Ubicación Esquina Inferior

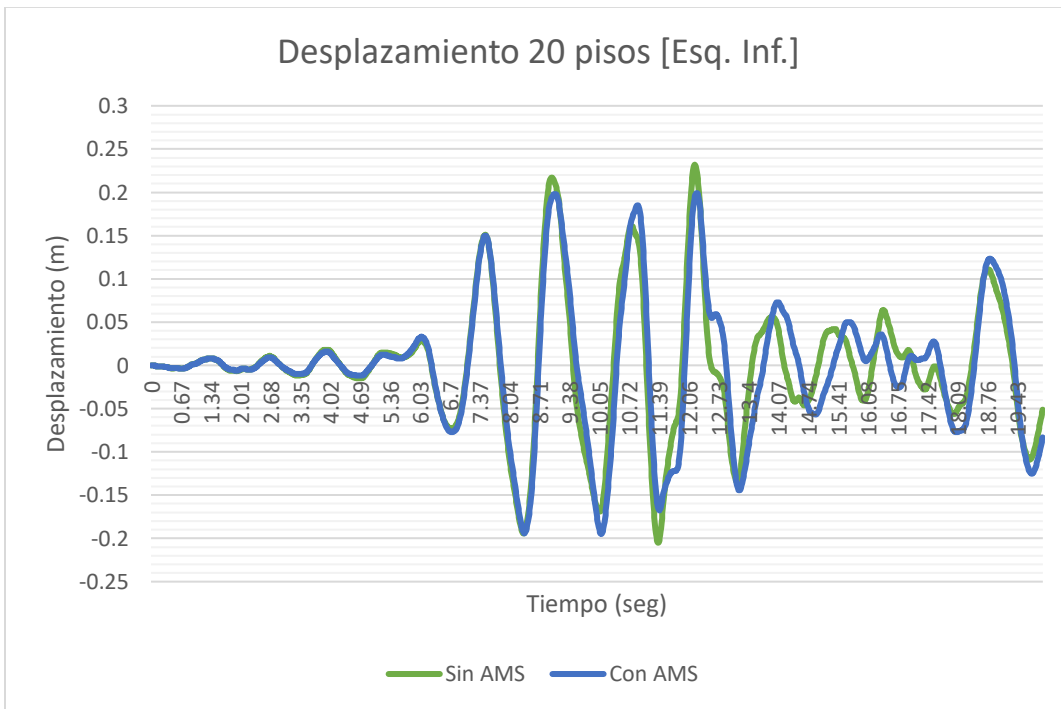


IMAGEN 70: Desplazamiento 20 pisos, ubicación de masa esquina inferior

- VELOCIDAD
 - Ubicación C.M. y C.R.

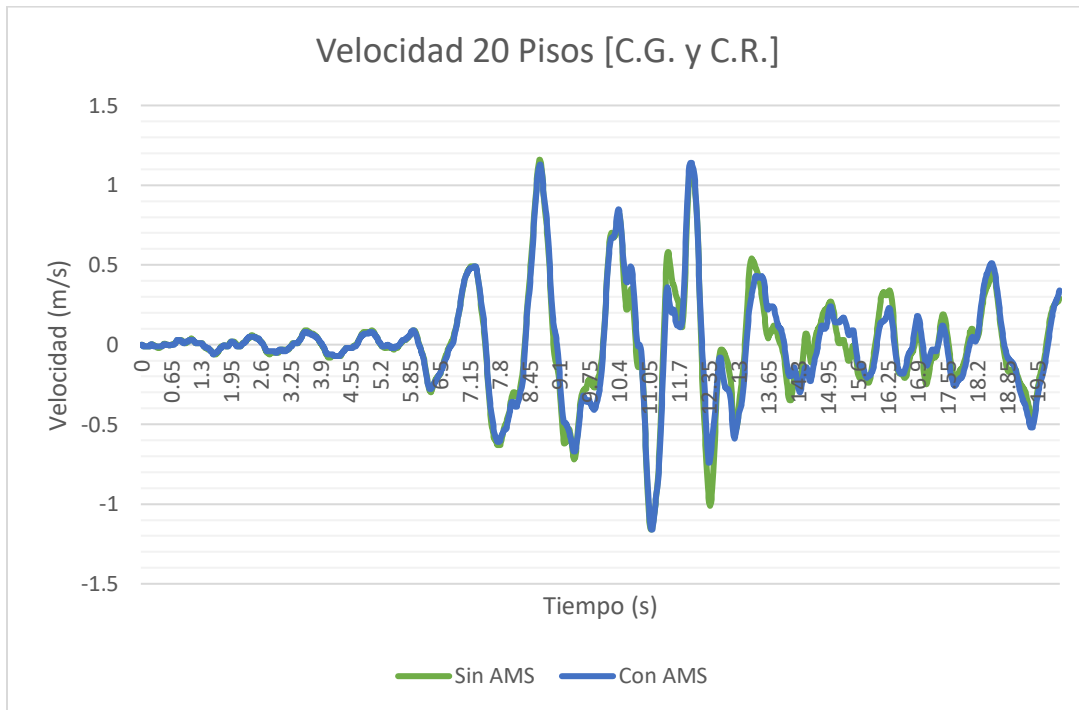


IMAGEN 71: Velocidad 20 pisos, ubicación de masa C.G. y C.R.

- Ubicación Esquina Superior

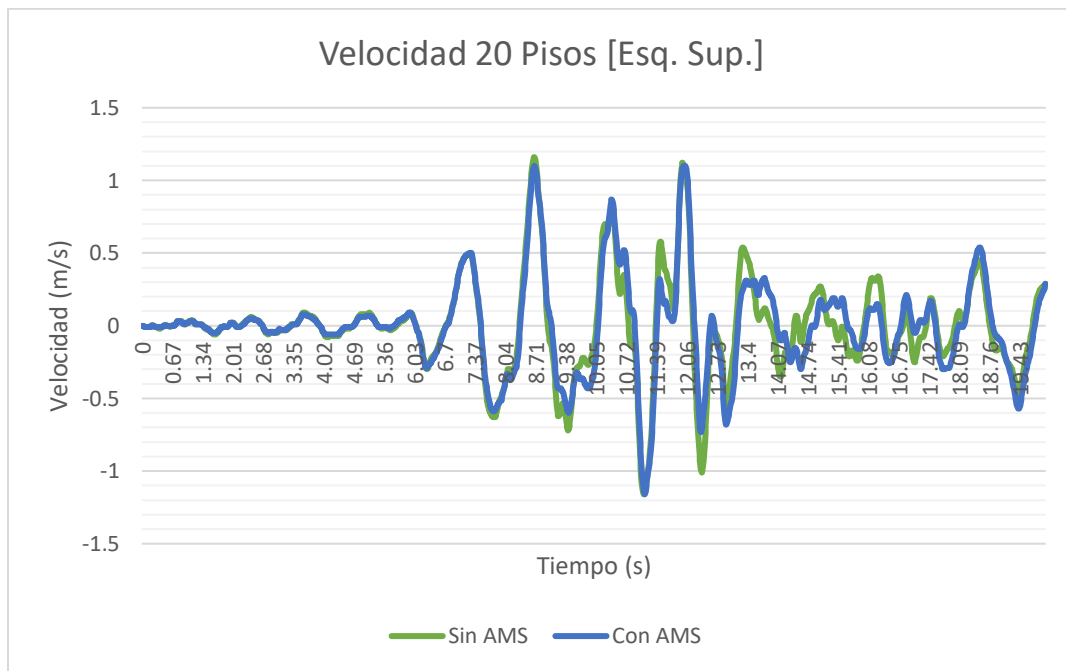


IMAGEN 72: Velocidad 20 pisos, ubicación de masa esquina superior

- Ubicación Esquina Inferior

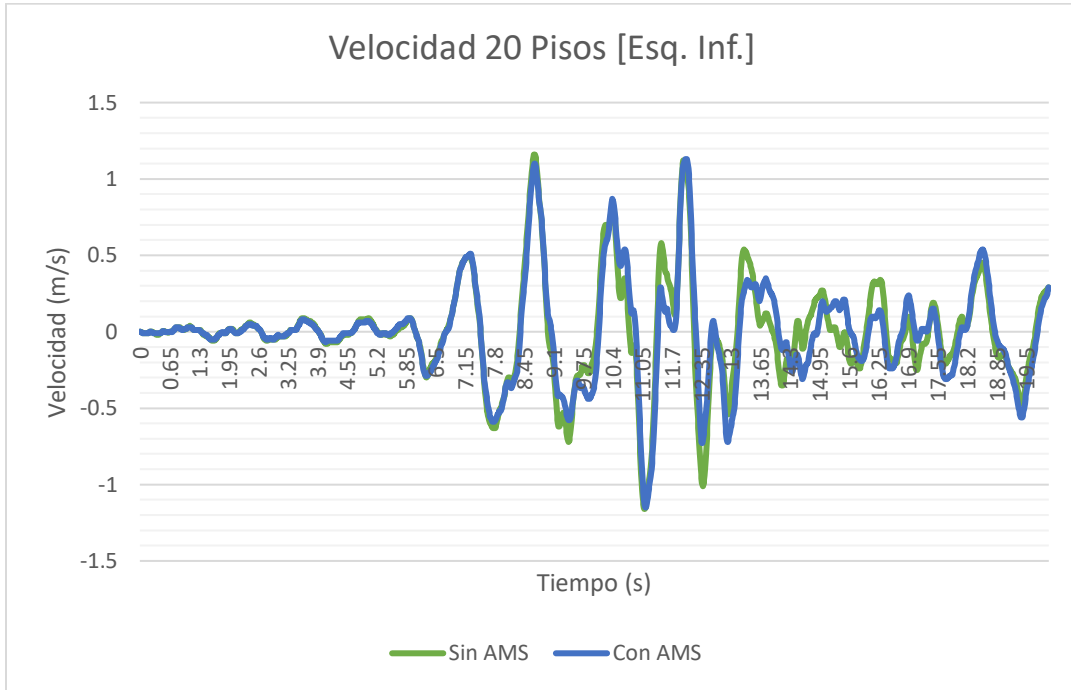


IMAGEN 73: Velocidad 20 pisos, ubicación de masa esquina inferior

○ ACCELERACIÓN

- Ubicación C.M. y C.R.

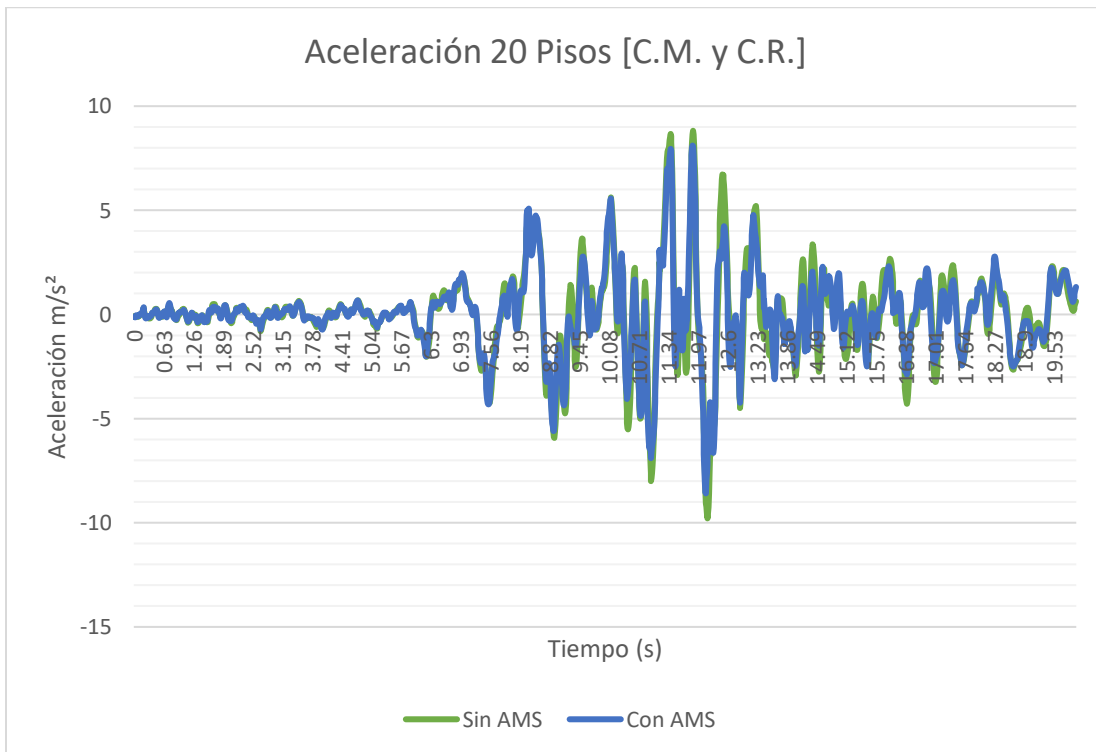


IMAGEN 74: Aceleración 20 pisos, ubicación de masa C.M. y C.R.

- Ubicación Esquina Superior

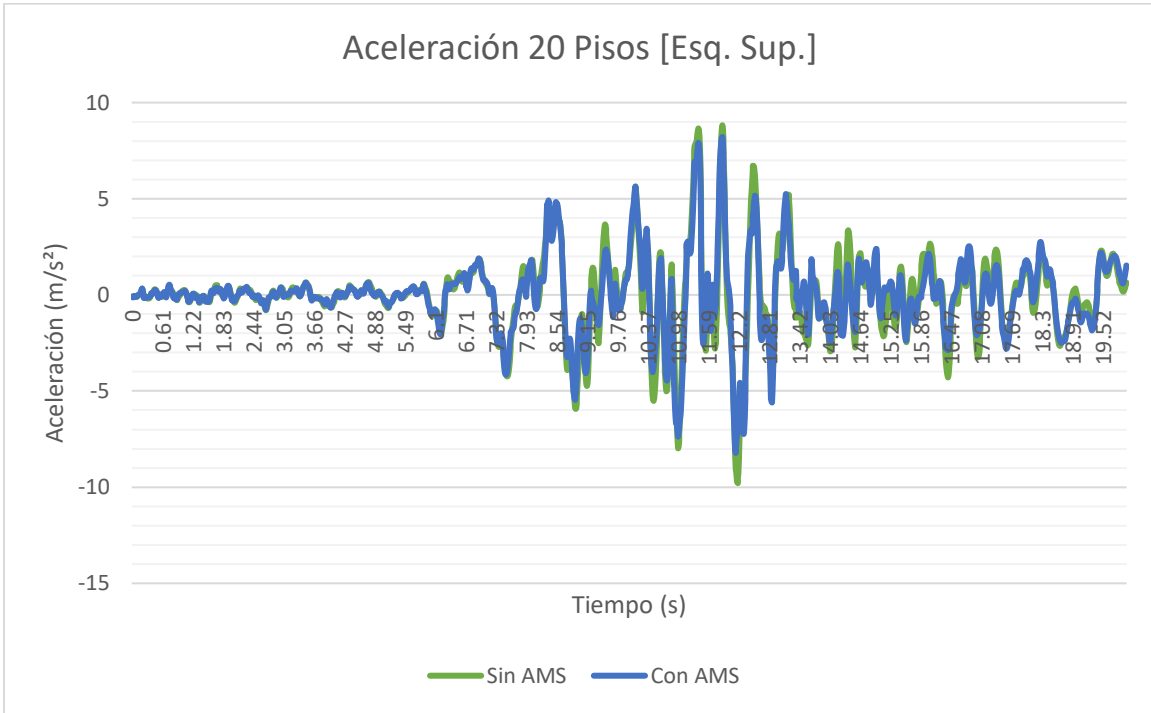


IMAGEN 75: Aceleración 20 pisos, ubicación de masa esquina superior

- Ubicación Esquina Inferior

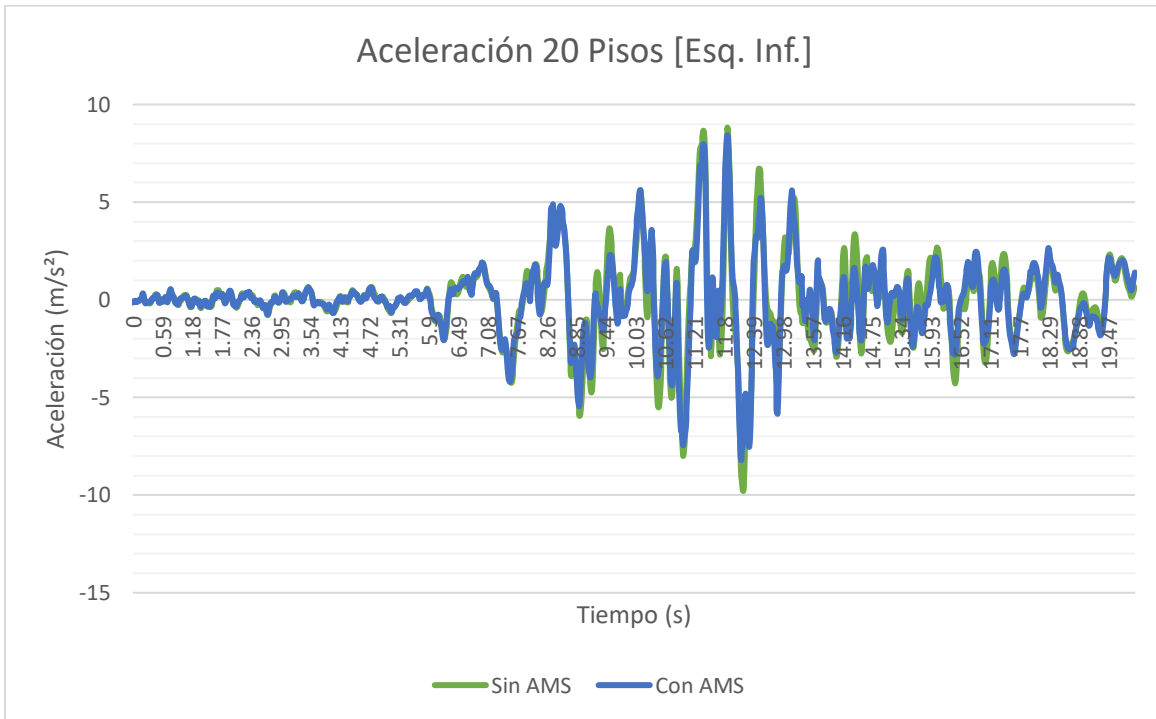


IMAGEN 76: Aceleración 20 pisos, ubicación de masa esquina inferior

- Para 30 pisos:
 - DESPLAZAMIENTO
 - Ubicación C.M. y C.R.

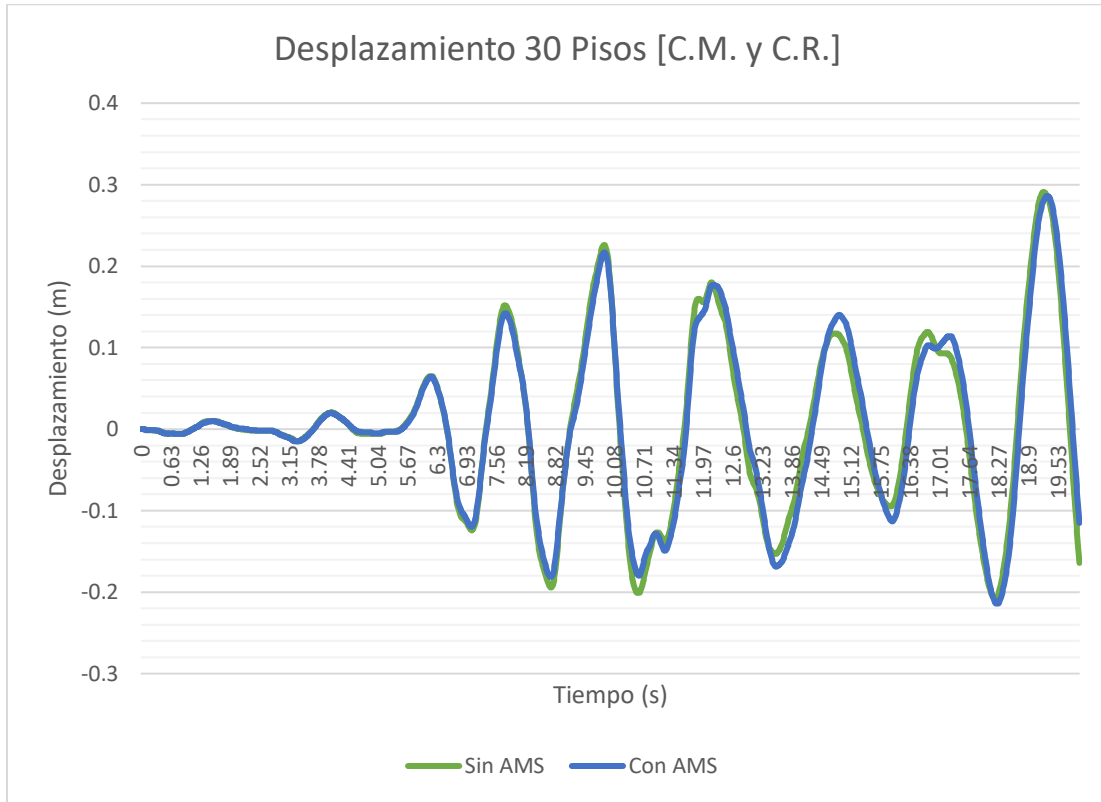


IMAGEN 77: Desplazamiento 30 pisos, ubicación de masa C.M. y C.G.

- Ubicación Esquina Superior

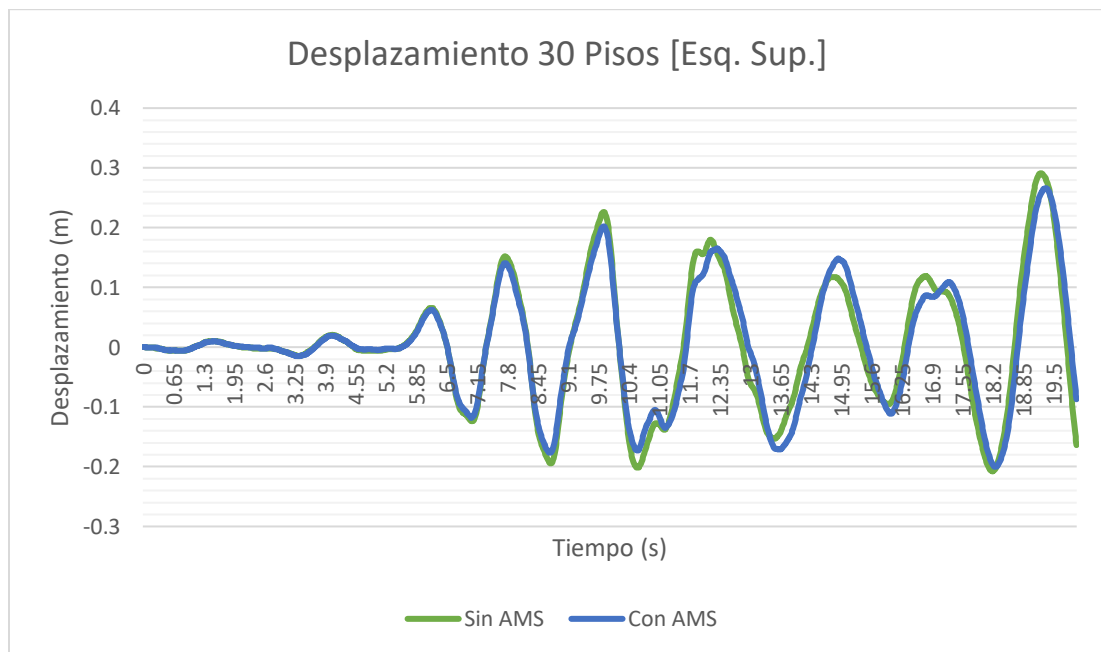


IMAGEN 78 Desplazamiento 30 pisos, ubicación de masa esquina superior

- Ubicación Esquina Inferior

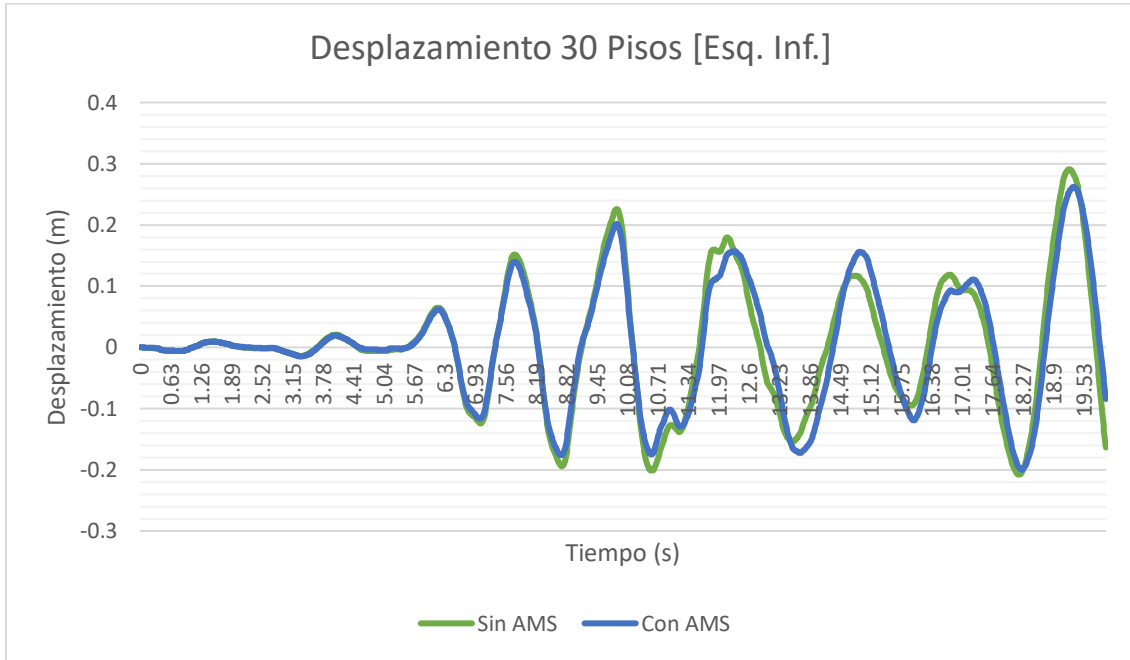


IMAGEN 78: Desplazamiento 30 pisos, ubicación de masa esquina inferior

○ VELOCIDAD

- Ubicación C.M. y C.R.

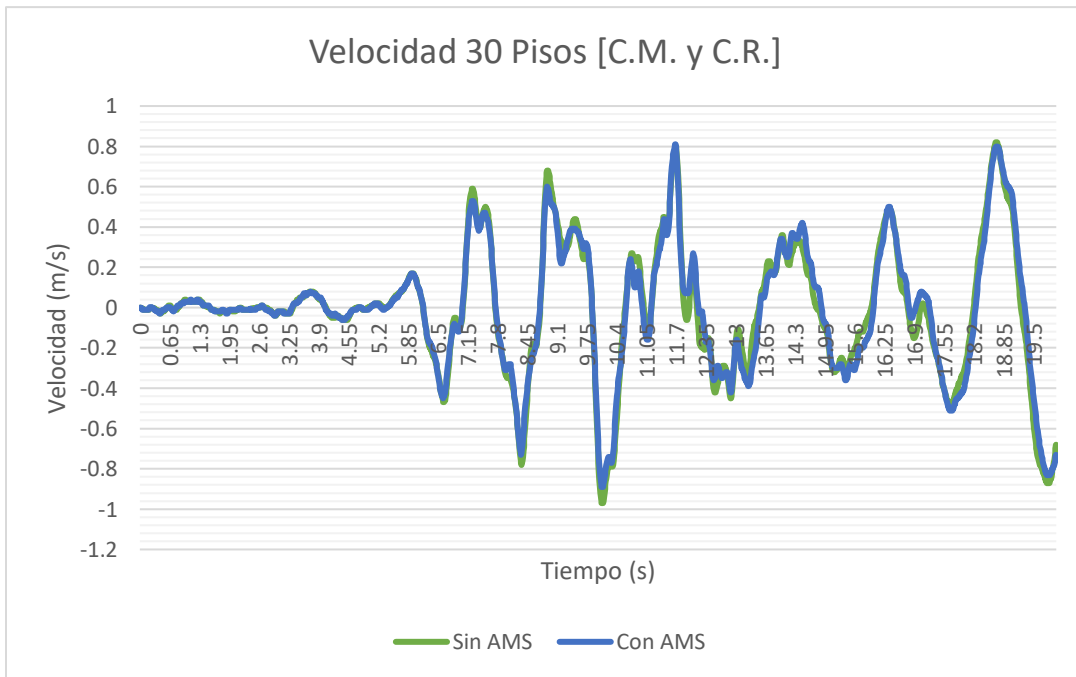


IMAGEN 79: Velocidad 30 pisos, ubicación de masa C.G. y C.R.

- Ubicación Esquina Superior

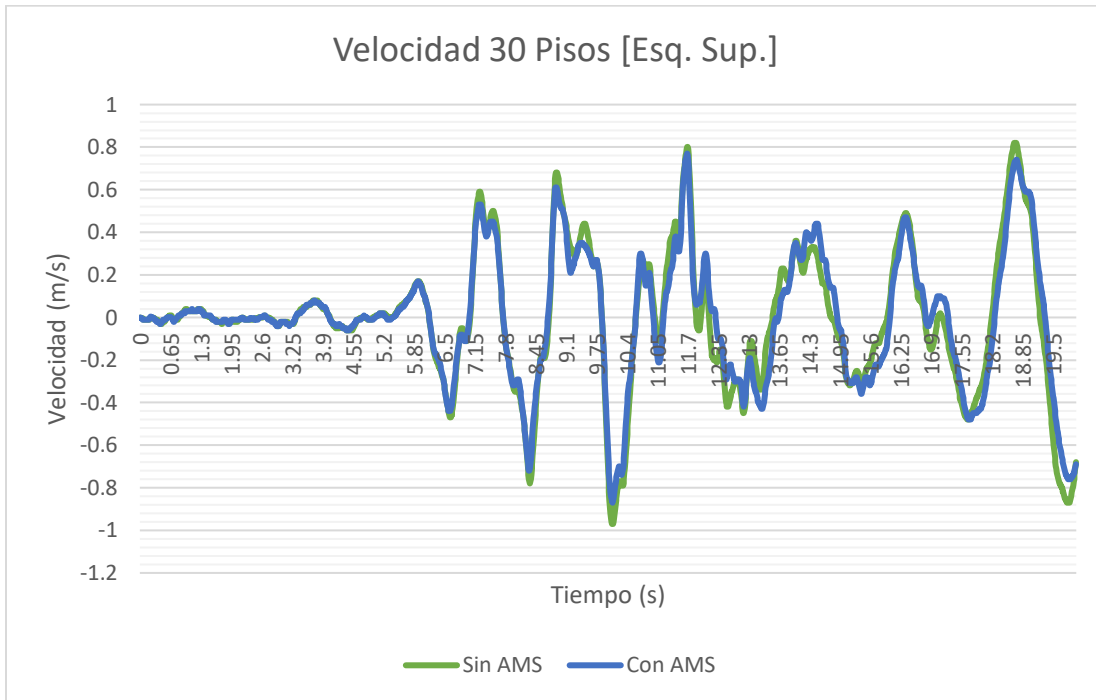


IMAGEN 80: Velocidad 30 pisos, ubicación de masa esquina superior

- Ubicación Esquina Inferior

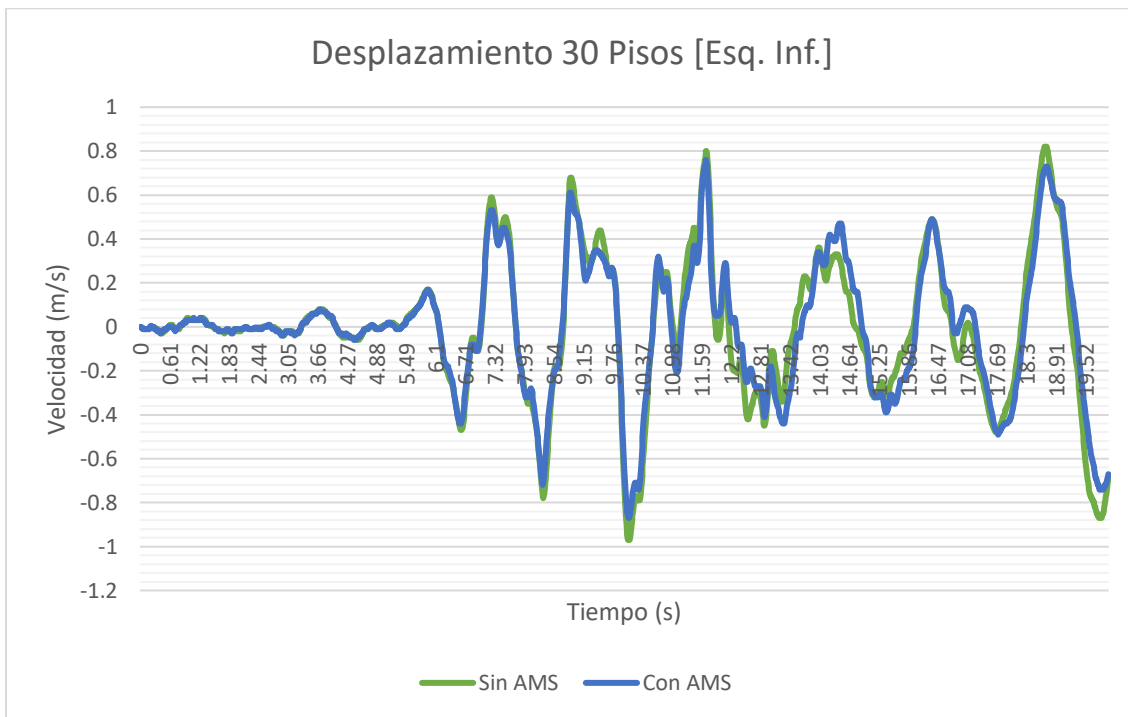


IMAGEN 81: Velocidad 30 pisos, ubicación de masa esquina inferior

- ACCELERACIÓN
 - Ubicación C.M. y C.R.

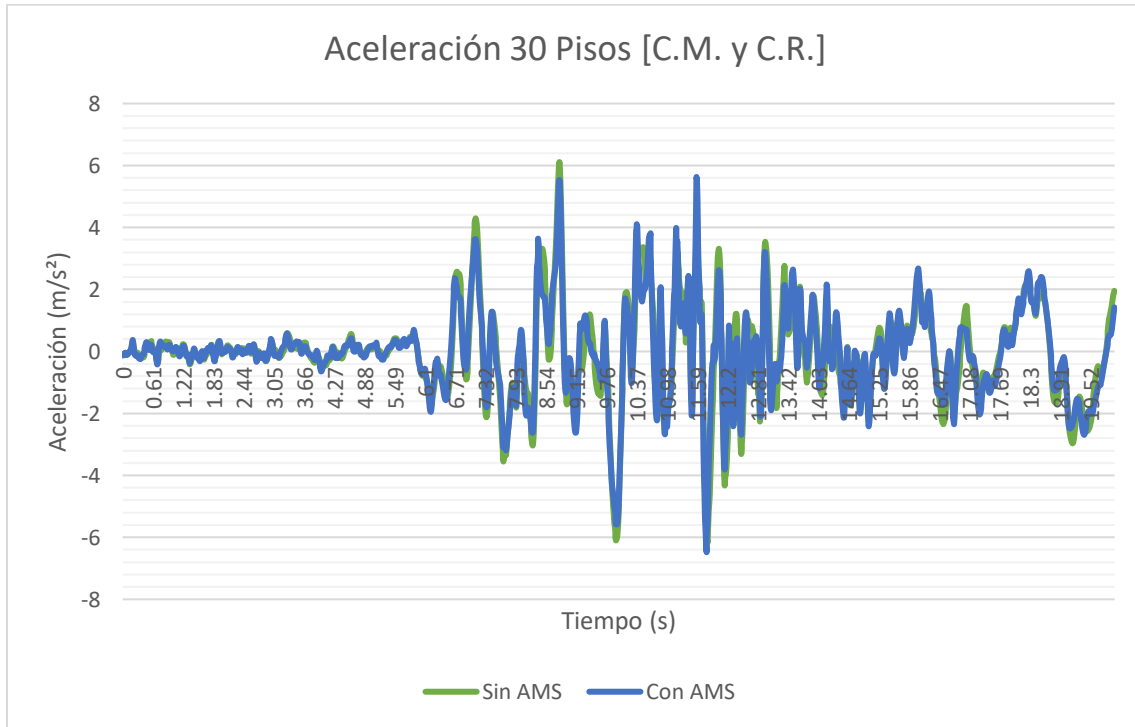


IMAGEN 82: Aceleración 30 pisos, ubicación de masa C.M. y C.R.

- Ubicación Esquina Superior

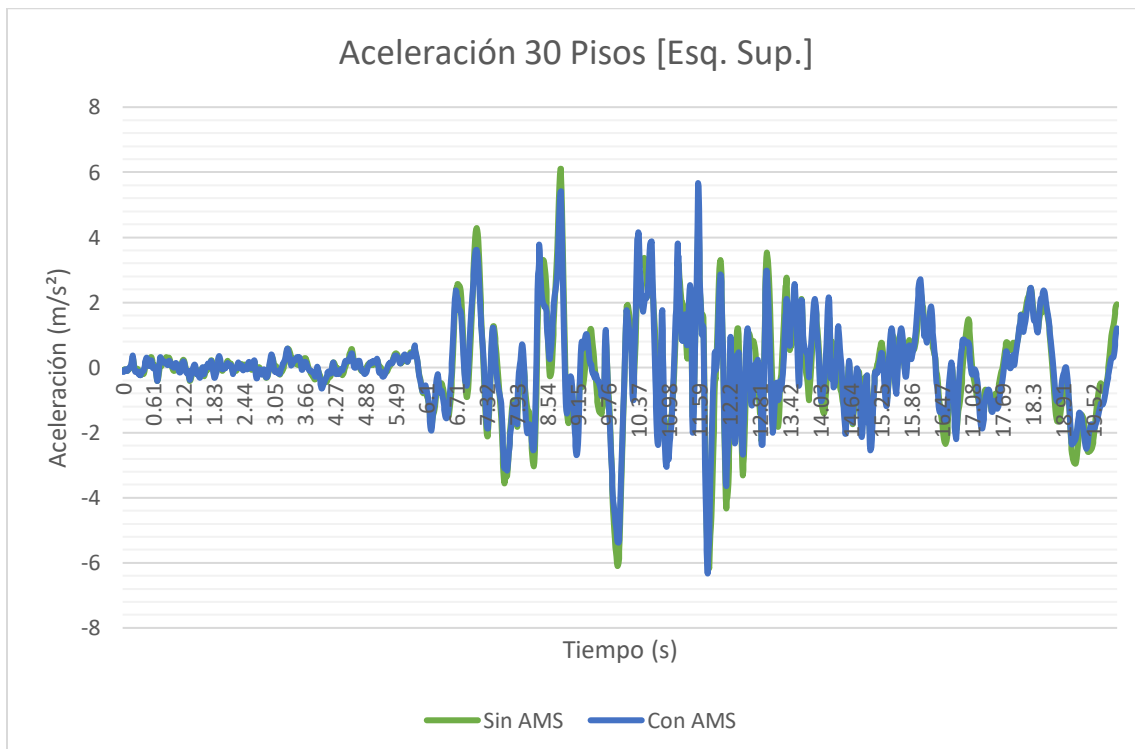


IMAGEN 83: Aceleración 30 pisos, ubicación de masa esquina superior

- Ubicación Esquina Inferior

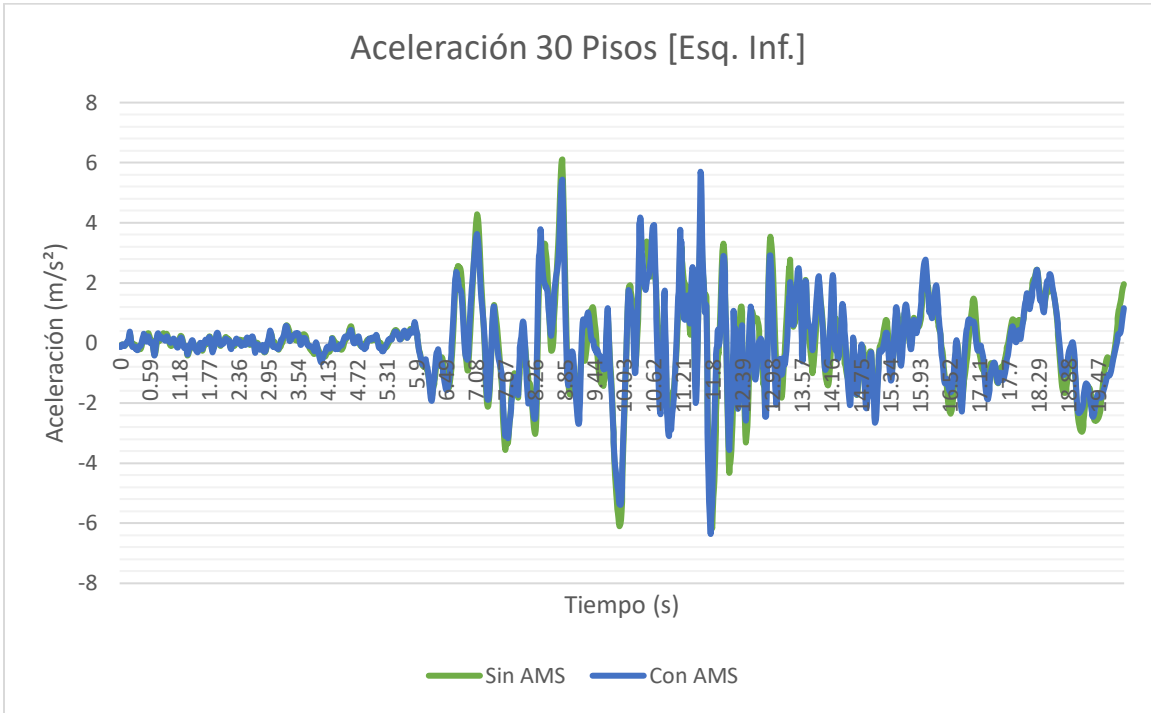


IMAGEN 84: Aceleración 30 pisos, ubicación de masa esquina inferior

- Para 40 pisos:
 - DESPLAZAMIENTO
 - Ubicación C.M. y C.R.

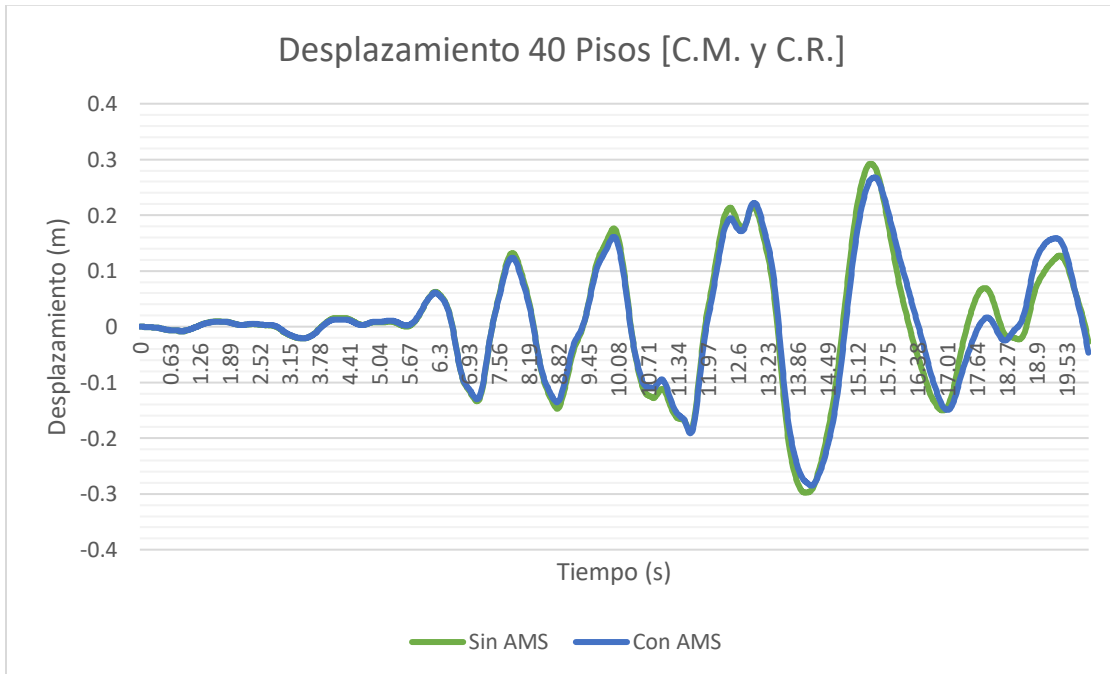


IMAGEN 85: Desplazamiento 40 pisos, ubicación de masa C.M. y C.R.

- Ubicación Esquina Superior

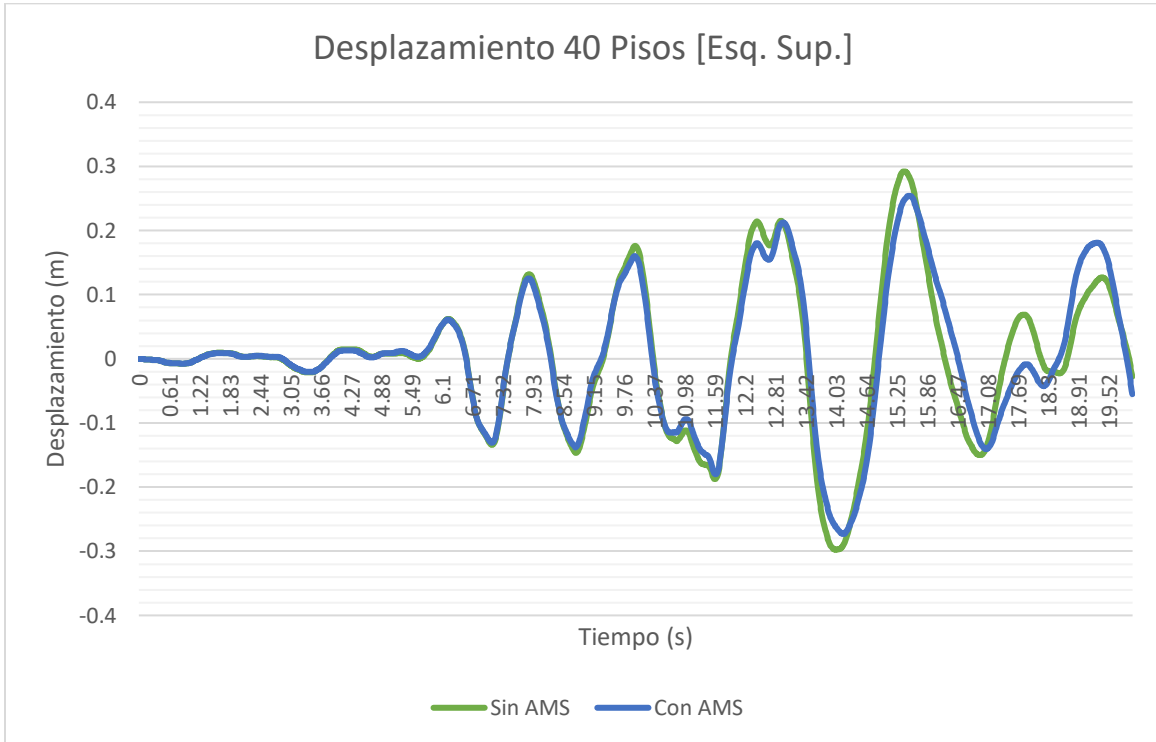


IMAGEN 86 Desplazamiento 40 pisos, ubicación de masa esquina superior

- Ubicación Esquina Inferior

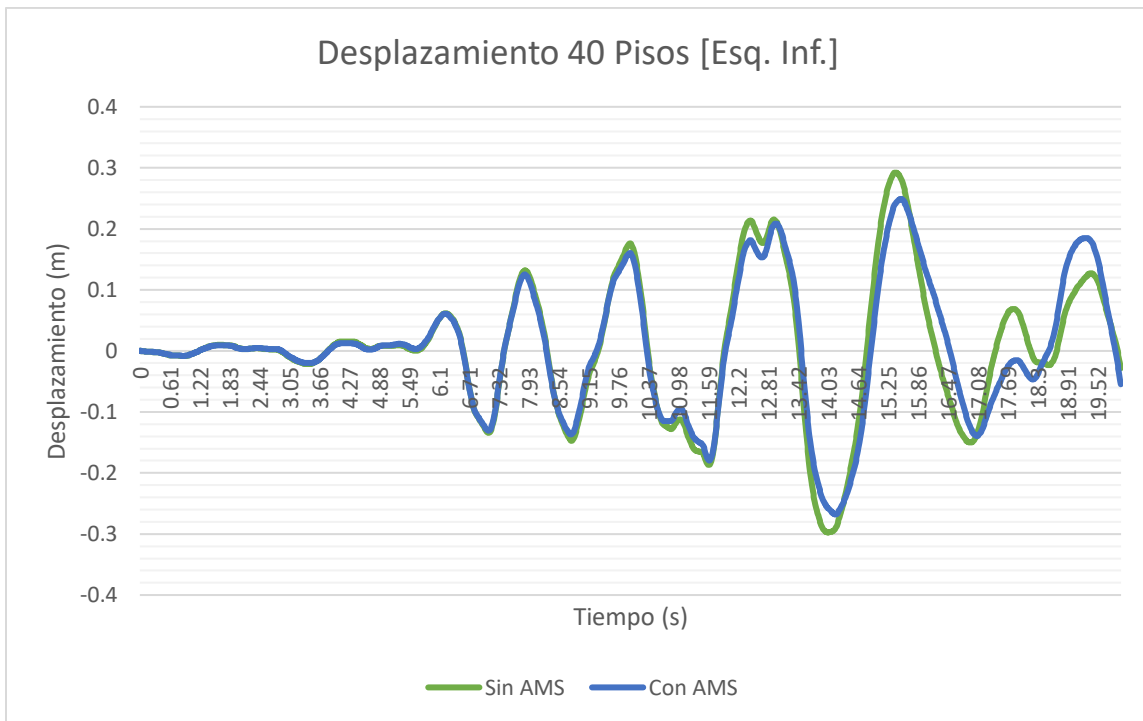


IMAGEN 87: Desplazamiento 40 pisos, ubicación de masa esquina inferior

- VELOCIDAD
 - Ubicación C.M. y C.R.

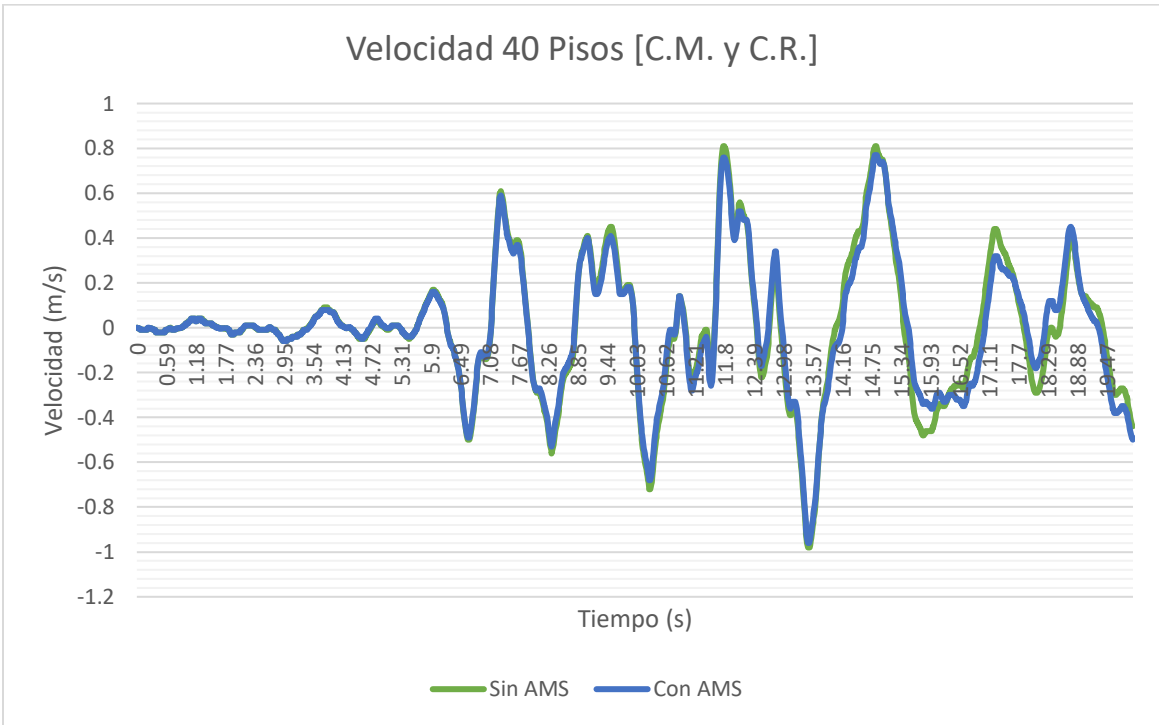


IMAGEN 88: Velocidad 40 pisos, ubicación de masa C.G. y C.R.

- Ubicación Esquina Superior

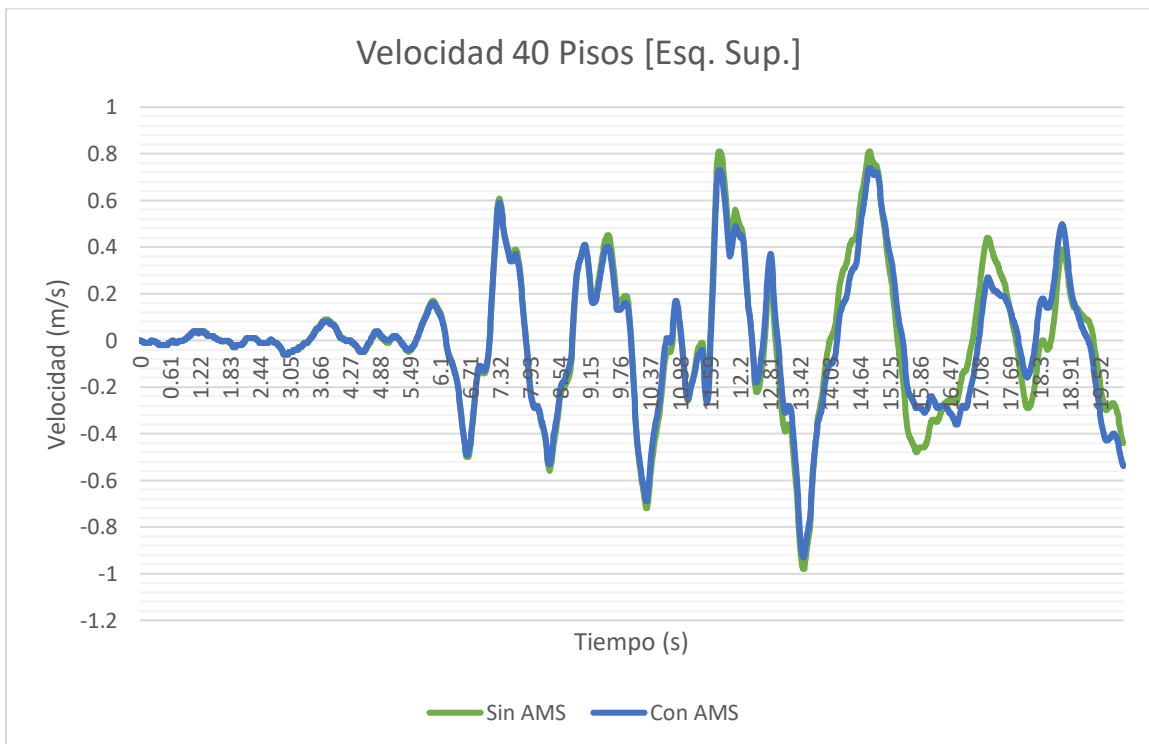


IMAGEN 89: Velocidad 40 pisos, ubicación de masa esquina superior

- Ubicación Esquina Inferior

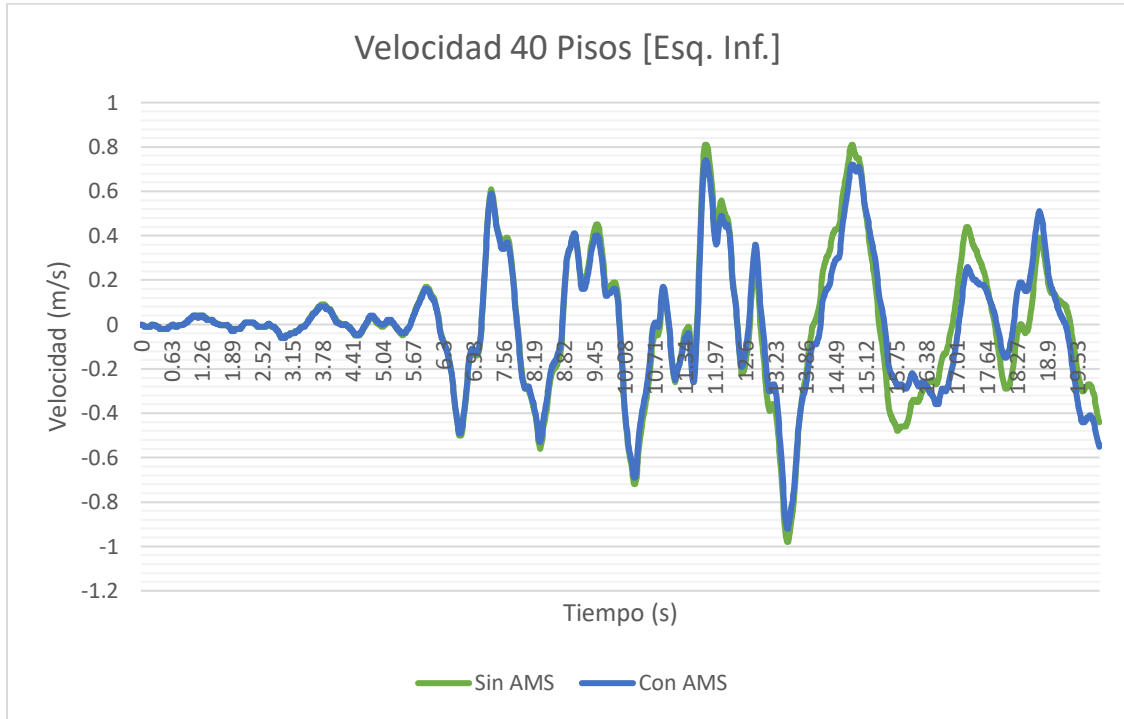


IMAGEN 90: Velocidad 40 pisos, ubicación de masa esquina inferior

○ ACCELERACIÓN

- Ubicación C.M. y C.R.

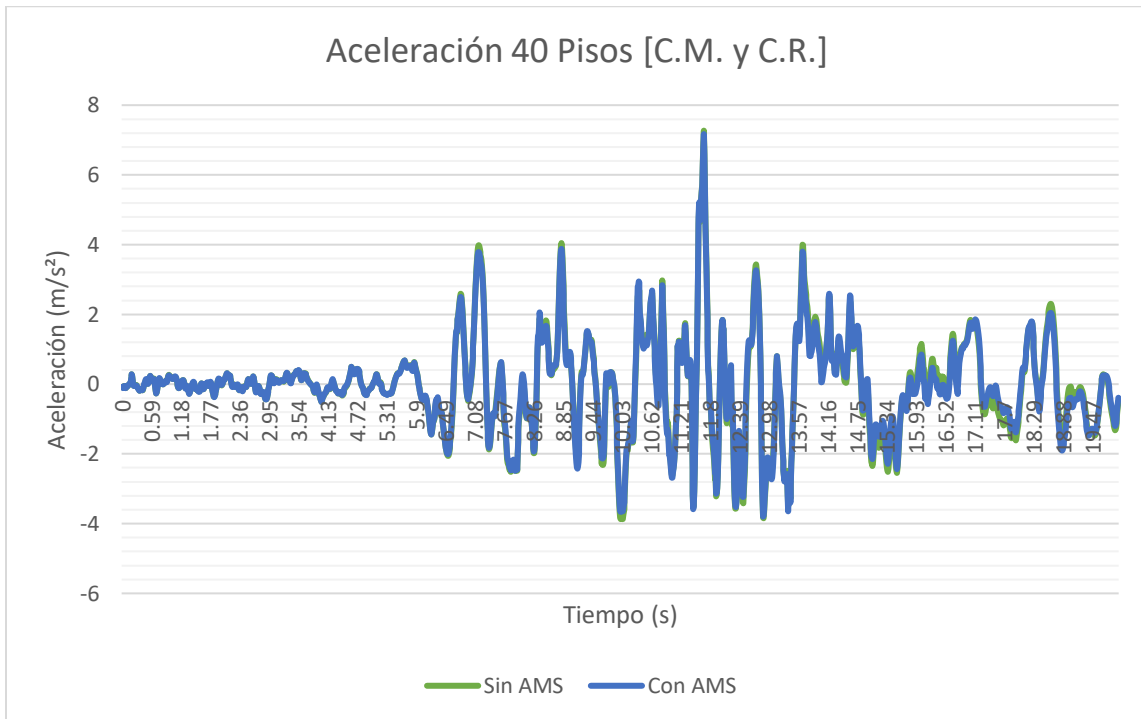


IMAGEN 91: Aceleración 40 pisos, ubicación de masa C.M. y C.R.

- Ubicación Esquina Superior

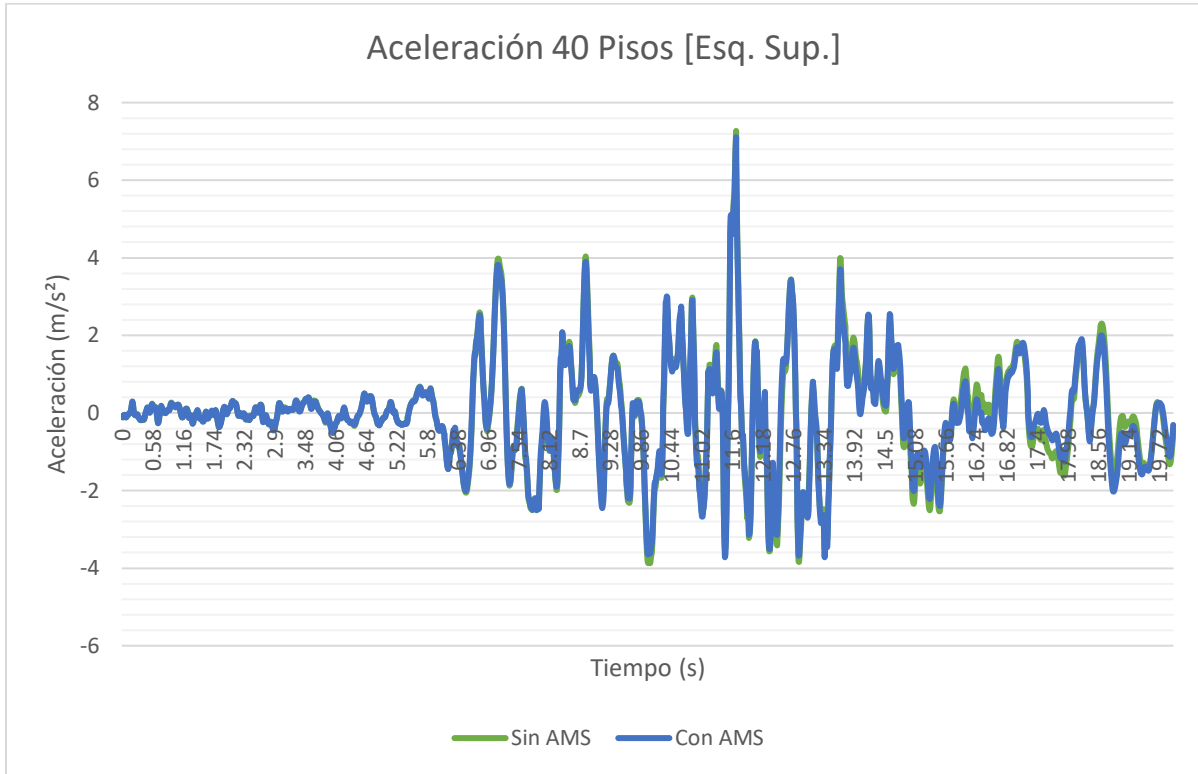


IMAGEN 92: Aceleración 40 pisos, ubicación de masa esquina superior

- Ubicación Esquina Inferior

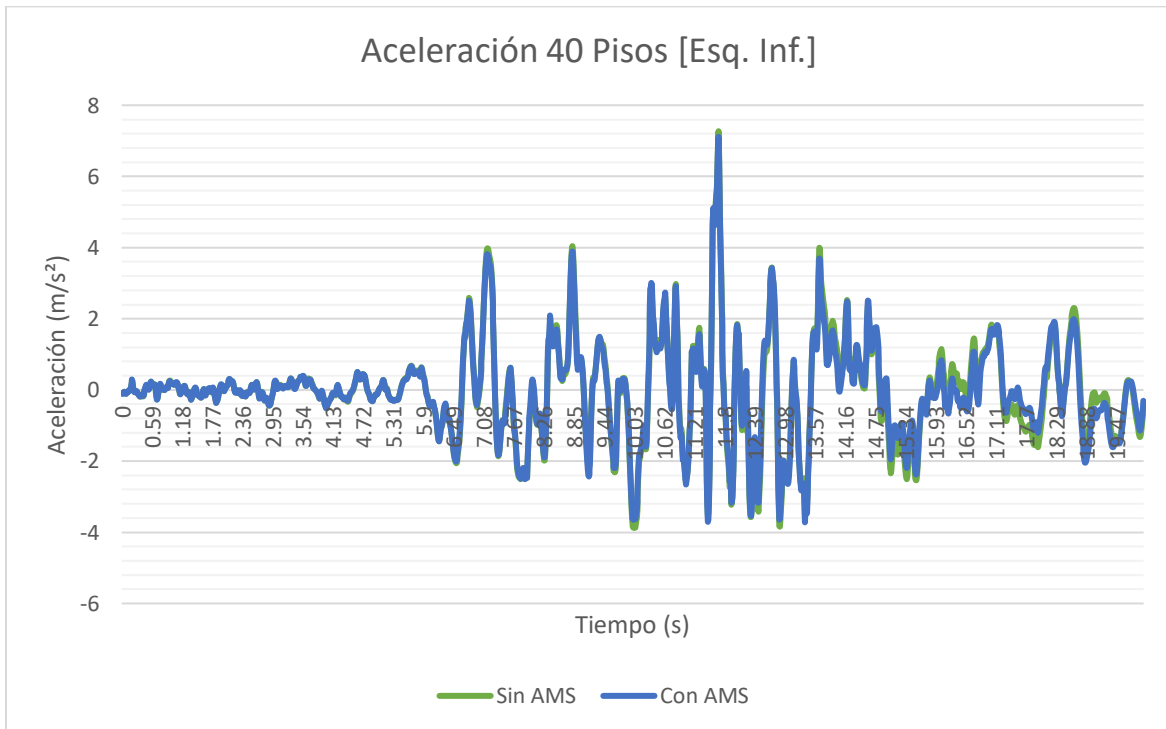


IMAGEN 93: Aceleración 40 pisos, ubicación de masa esquina inferior

- Para 50 pisos:
 - DESPLAZAMIENTO
 - Ubicación C.M. y C.R.

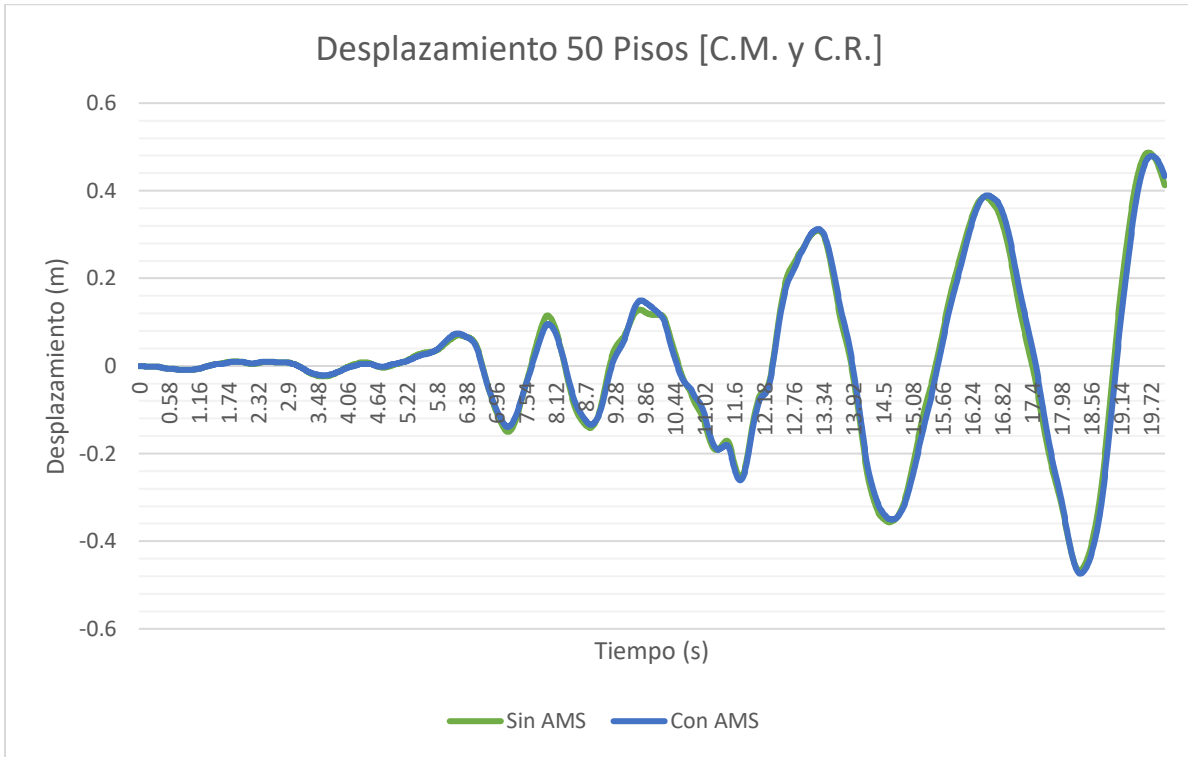


IMAGEN 94: Desplazamiento 50 pisos, ubicación de masa C.M. y C.G.

- Ubicación Esquina Superior

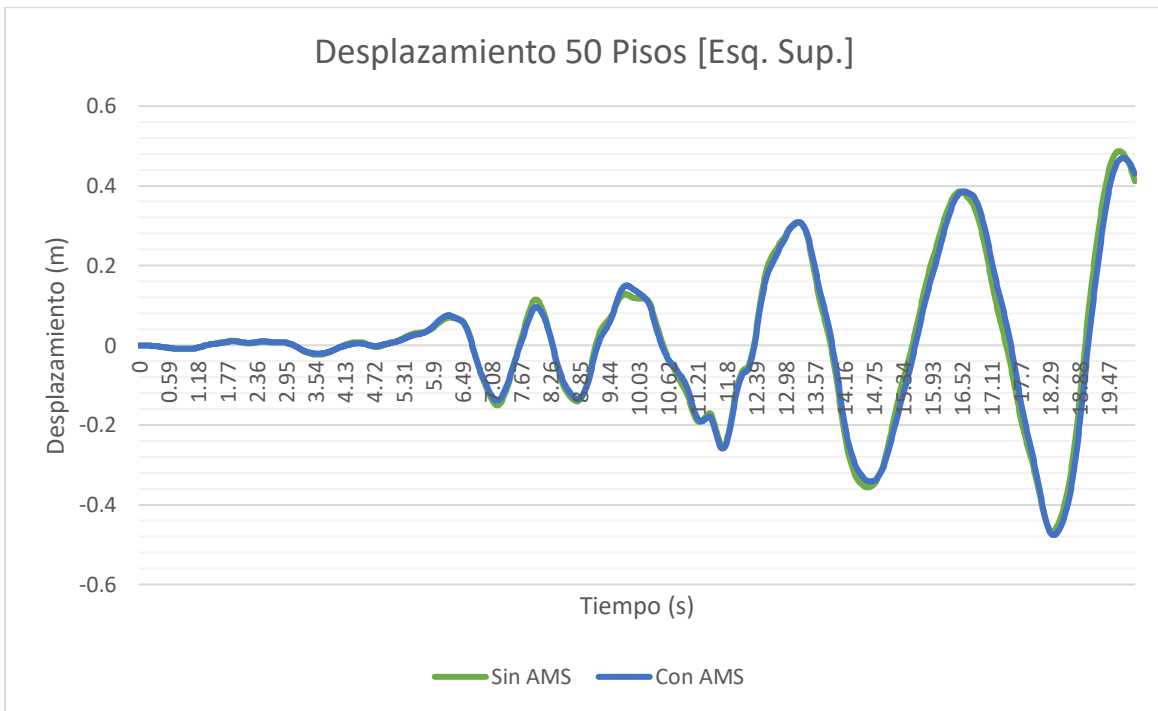


IMAGEN 95 Desplazamiento 50 pisos, ubicación de masa esquina superior

- Ubicación Esquina Inferior

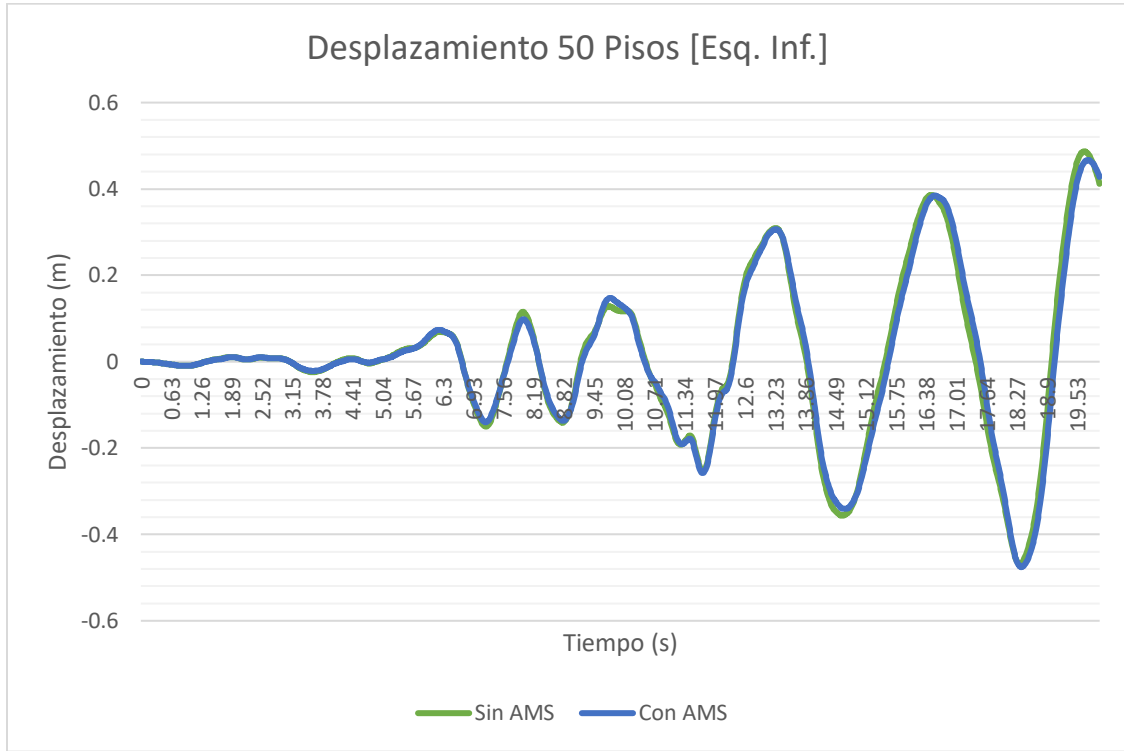


IMAGEN 96: Desplazamiento 50 pisos, ubicación de masa esquina inferior

- VELOCIDAD

- Ubicación C.M. y C.R.

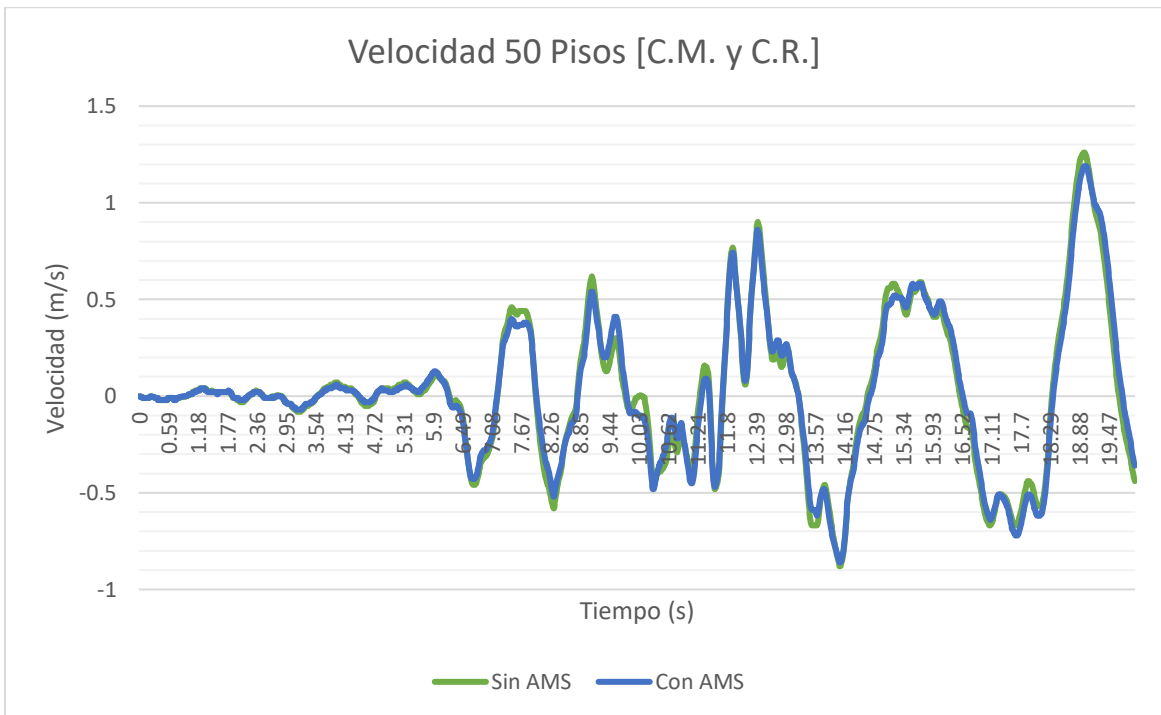


IMAGEN 97: Velocidad 50 pisos, ubicación de masa C.G. y C.R.

- Ubicación Esquina Superior

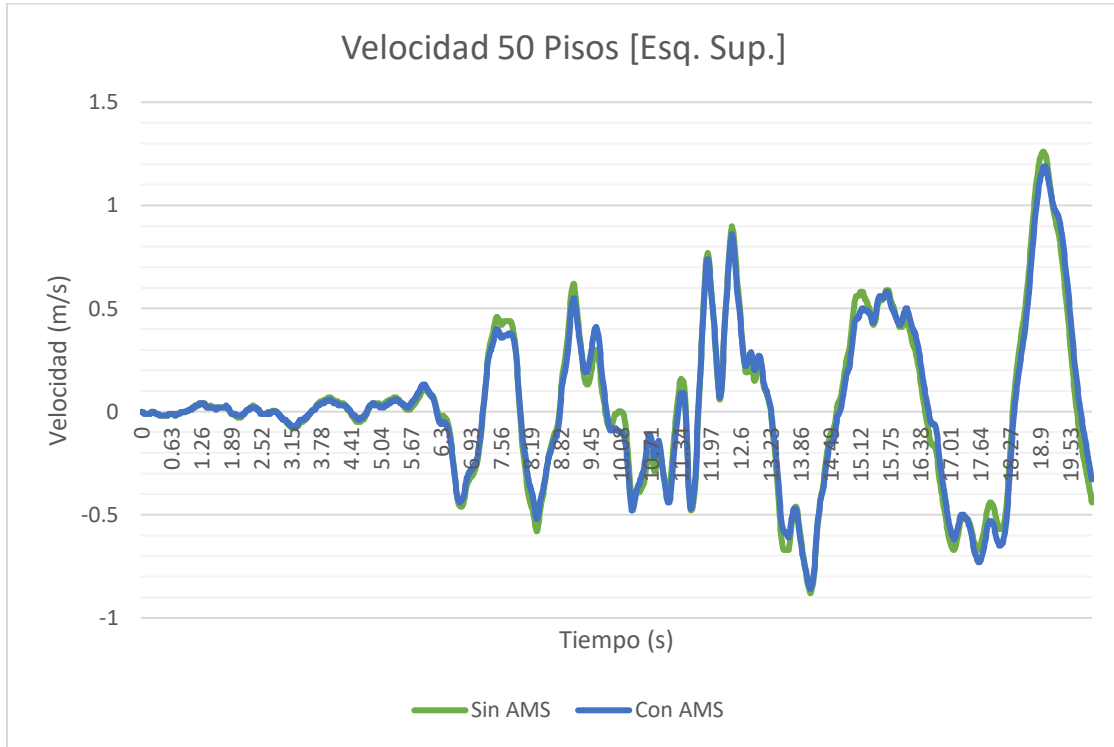


IMAGEN 98: Velocidad 50 pisos, ubicación de masa esquina superior

- Ubicación Esquina Inferior

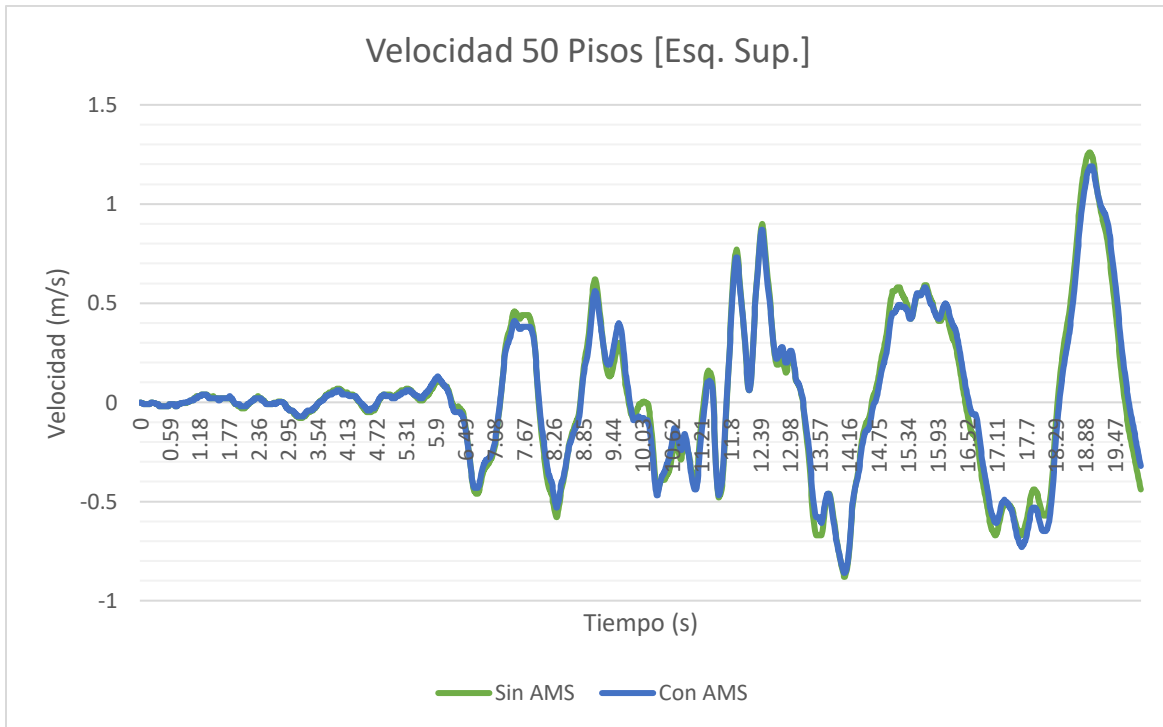


IMAGEN 99: Velocidad 50 pisos, ubicación de masa esquina inferior

- ACCELERACIÓN
 - Ubicación C.M. y C.R.

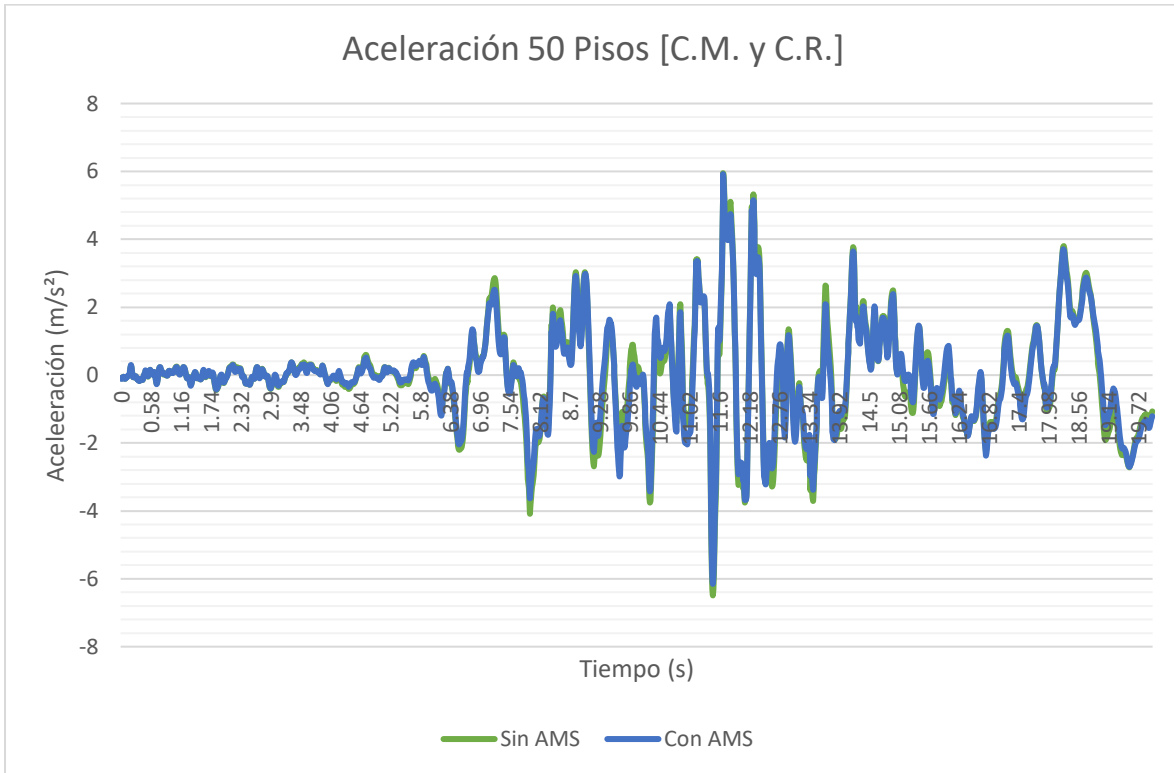


IMAGEN 100: Aceleración 50 pisos, ubicación de masa C.M. y C.R.

- Ubicación Esquina Superior

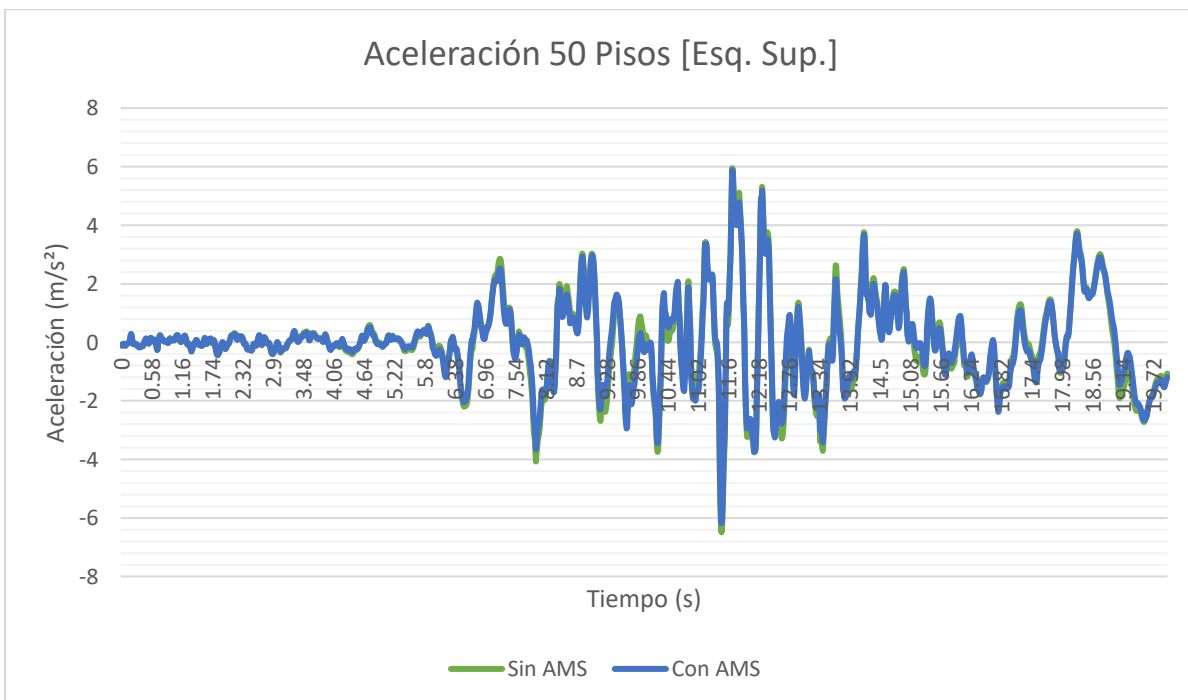


IMAGEN 101: Aceleración 50 pisos, ubicación de masa esquina superior

- Ubicación Esquina Inferior

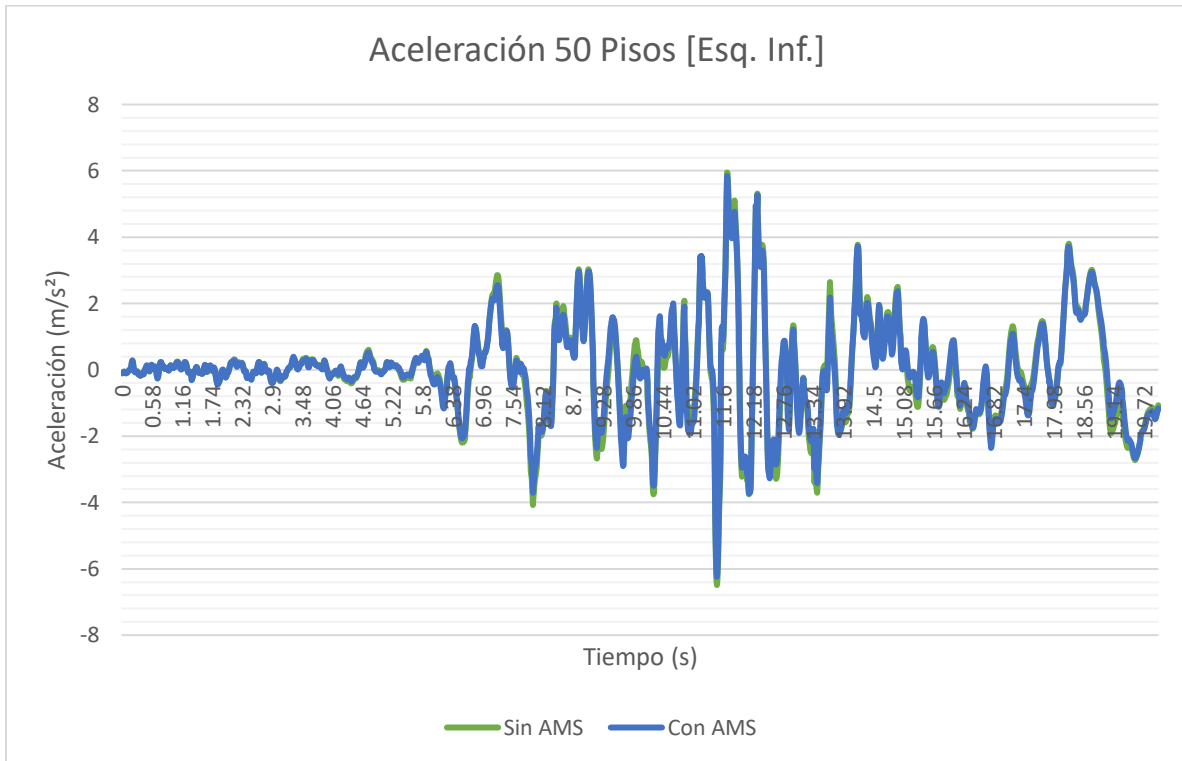


IMAGEN 102: Aceleración 50 pisos, ubicación de masa esquina inferior

V.6.6.2 RESULTADOS DE DESPLAZAMIENTOS, VELOCIDADES Y ACELERACIONES MÁXIMAS Y COMPARACIÓN CON RESULTADOS DE ESTRUCTURAS REGULARES

De acuerdo con el análisis estructural realizado en cada una de estas estructuras respecto al acelerograma utilizado, y comparando estos resultados con los que se han obtenido en estructuras regulares en base al trabajo de disertación de grado del Ing. Marcelo David Guerra, "Estudio de Edificios de Altura Ubicados en la Ciudad de Quito con Amortiguadores de Masa Sintonizada", 2016, para 30 y 50 Pisos, se obtuvieron los siguientes resultados máximos en desplazamiento, velocidad y aceleración, analizando para cada una de las estructuras el Nudo 11 del último piso de las mismas y su simulación de respuesta frente al esfuerzo introducido.

- Para 20 Pisos:

(No existen datos comparables con estructuras regulares)

		Desplazamiento (m)		
Número de Pisos	Ubicación	Sin AMS	Con AMS	Porcentaje Reducción Estructura Irregular
20	C.G. y C. R.	0.232234	0.213284	8.16%
	Esquina Superior		0.2008	13.54%
	Esquina Inferior		0.199212	14.22%
		Velocidad (m/seg)		
20	C.G. y C. R.	1.163365	1.14101	1.92%
	Esquina Superior		1.102361	5.24%
	Esquina Inferior		1.133887	2.53%
		Aceleración (m/seg ²)		
20	C.G. y C. R.	9.794947	8.591143	12.29%
	Esquina Superior		8.215147	16.13%
	Esquina Inferior		8.212387	16.16%

TABLA 41: Resultados de desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas para 20 Pisos

- Para 30 Pisos:

		Desplazamiento (m)				
Número de Pisos	Ubicación	Sin AMS	Con AMS	Porcentaje Reducción Estructura Irregular	Porcentaje Reducción Estructura Regular	Amortiguamiento
30	C.G. y C. R.	0.290612	0.286002	1.59%	27.57%	MENOR
	Esquina Superior		0.265785	8.54%		MENOR
	Esquina Inferior		0.261836	9.90%		MAYOR
		Velocidad (m/seg)				
30	C.G. y C. R.	0.974311	0.89275	8.37%	2.32%	MAYOR
	Esquina Superior		0.865605	11.16%		MAYOR
	Esquina Inferior		0.869378	10.77%		MAYOR
		Aceleración (m/seg ²)				
30	C.G. y C. R.	6.173928	5.633269	8.76%	1.60%	MAYOR
	Esquina Superior		5.67335	8.11%		MAYOR
	Esquina Inferior		5.697639	7.71%		MAYOR

TABLA 42: Resultados de desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas para 30 Pisos

- Para 40 Pisos:

(No existen datos comparables con estructuras regulares)

		Desplazamiento (m)		
Número de Pisos	Ubicación	Sin AMS	Con AMS	Porcentaje Reducción Estructura Irregular
40	C.G. y C. R.	0.297503	0.284829	4.26%
	Esquina Superior		0.273375	8.11%
	Esquina Inferior		0.267719	10.01%
		Velocidad (m/seg)		
40	C.G. y C. R.	0.984385	0.960058	2.47%
	Esquina Superior		0.930798	5.44%
	Esquina Inferior		0.920162	6.52%
		Aceleración (m/seg ²)		
40	C.G. y C. R.	7.269391	7.174476	1.31%
	Esquina Superior		7.113279	2.15%
	Esquina Inferior		7.110493	2.19%

TABLA 43: Resultados de desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas para 40 Pisos

- Para 50 Pisos:

		Desplazamiento (m)				Amortiguamiento
Número de Pisos	Ubicación	Sin AMS	Con AMS	Porcentaje Reducción Estructura Irregular	Porcentaje Reducción Estructura Regular	
50	C.G. y C. R.	0.486922	0.479498	1.52%	2.58%	MENOR
	Esquina Superior		0.476003	2.24%		MENOR
	Esquina Inferior		0.475523	2.34%		MAYOR
		Velocidad (m/seg)				
50	C.G. y C. R.	1.25742	1.193798	5.06%	9.96%	
	Esquina Superior		1.186821	5.61%		MENOR
	Esquina Inferior		1.191542	5.24%		MENOR
		Aceleración (m/seg ²)				
50	C.G. y C. R.	6.494437	6.154528	5.23%	22.58%	
	Esquina Superior		6.17711	4.89%		MENOR
	Esquina Inferior		6.237761	3.95%		MENOR

TABLA 44: Resultados de desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas para 50 Pisos

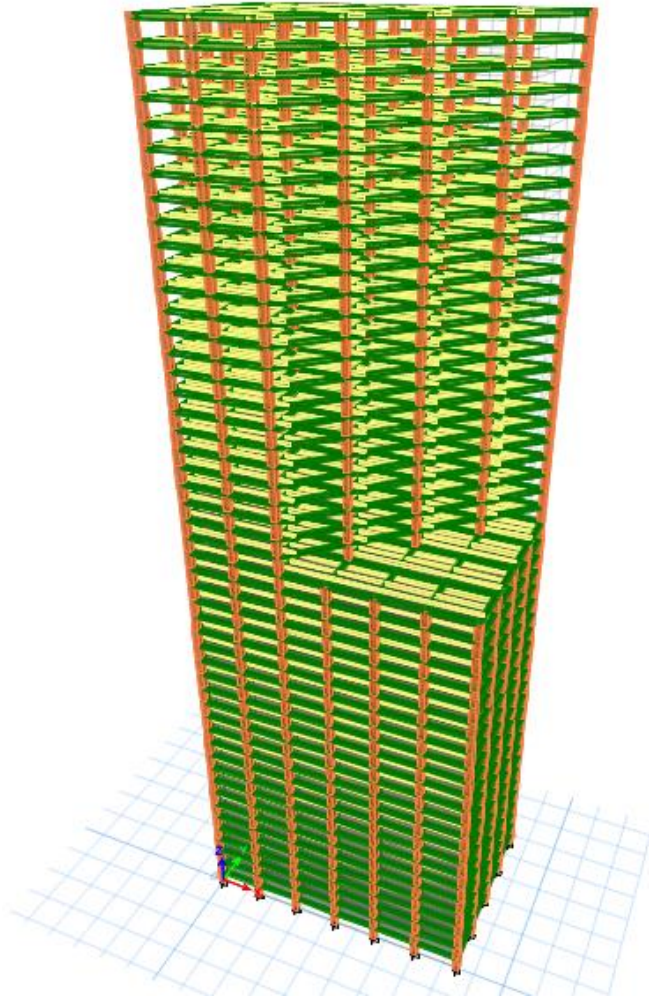
V.7 MODELO 50 PISOS

IMAGEN 103: Modelo ETABS 2016 – 50 Pisos

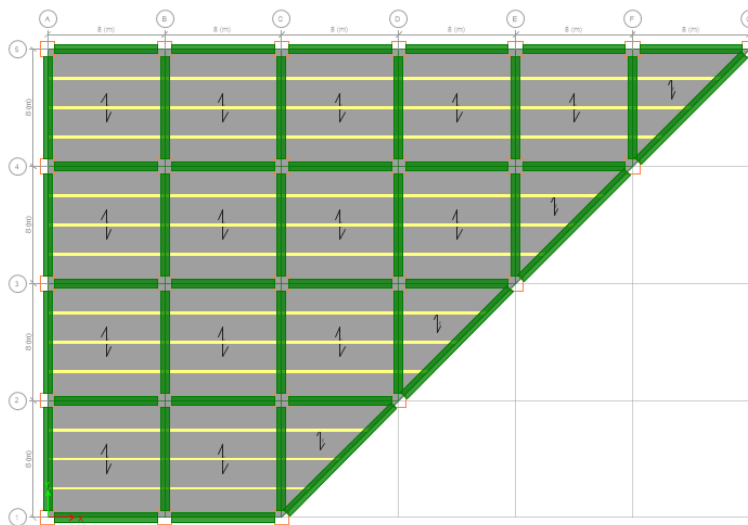


IMAGEN 104: Irregularidad en planta, ETABS 2016

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

VI.1 CONCLUSIONES

- El acelerograma utilizado en el análisis sísmico de la estructura, con la ayuda del software ETABS 2016, corresponde al sismo del año 2016 de la provincia de Manabí, mismo que tiene características importantes e introduce parámetros relevantes al momento de analizar la estructura.
- Los resultados obtenidos muestran en todos los casos en los que se ha implementado el sistema de Amortiguamiento de Masa Sintonizada, una reducción de desplazamientos, velocidades y aceleraciones producidos en la estructura debido a los esfuerzos producidos por el sismo generado, siendo así que para:
 - 20 pisos: se reduce hasta el 14.22% en desplazamiento, 5.24% en velocidad y 16.16% en aceleración.
 - 30 pisos: se reduce hasta el 9.90% en desplazamiento, 11.16% en velocidad y 8.76% en aceleración.
 - 40 pisos: se reduce hasta el 10.01% en desplazamiento, 6.52% en velocidad y 2.19% en aceleración.
 - 50 pisos: se reduce hasta el 2.34% en desplazamiento, 5.61% en velocidad y 5.23% en aceleración.
- Los resultados determinan mayormente como la ubicación del AMS en la que se amortiguan en mayor porcentaje los efectos sísmicos, dadas las condiciones de irregularidad presentadas en el modelo, para edificios de menor altura, alrededor del Centro de Masas y Centro de Rigideces, y para edificios de mayor altura, se mueven más hacia la concentración de la mayor cantidad de masa del edificio, esto se debe a la irregularidad que se presenta y los efectos que se transmiten a lo largo de la estructura.
- La influencia de la irregularidad es mayor para edificios de mayor altura, aunque de igual forma se hace presente en edificios de menor altura, esto arroja como resultado que se reduzca en menor porcentaje los efectos sísmicos y por tanto el

amortiguamiento no sea tan efectivo como lo es en una estructura regular, sin embargo, se sigue obteniendo un amortiguamiento adecuado.

- Al existir una irregularidad, se tomó en cuenta tres posiciones de la masa del AMS, conociendo de esta manera su influencia en el sistema, a comparación con una estructura regular que únicamente se debe colocar el AMS en el centro de gravedad de la planta.
- Al ser necesario comparar los resultados con los obtenidos en el análisis de estructuras regulares de similares características, se colocó el AMS en la última planta y se analizaron los efectos que se producen en un nodo de esta.
- Dada la irregularidad en elevación y para obtener un mejor resultado en cuanto a amortiguamiento del efecto sísmico, es necesario considerar la colocación de otro u otros AMS en diferentes pisos y ubicaciones.
- Las características de los AMS, obtenidas del manual de diseño, son diferentes para cada estructura, y sus dimensiones van aumentando a medida que aumenta la altura de la estructura, por tanto, para el diseño correcto de estas estructuras es necesario considerar estas dimensiones tanto para dimensionar las columnas y soportes de las masas y amortiguadores, así como también la altura y el espacio que requieren.
- Dadas las condiciones de apoyo consideradas en el modelamiento de estas estructuras, esto es empotramiento perfecto, las mismas representan cimentaciones de gran altura, sobre suelo de gran resistencia, que en el caso de la ciudad de Quito se localizaría en estratos profundos.
- Finalmente, las irregularidades que presenta la estructura disminuyen el efecto del AMS propuesto en comparación al mismo que producen en estructuras regulares, su efectividad se reduce hasta en un 21.65%, sin embargo, su implementación sigue siendo recomendada incluso con resultados menos efectivos. La posición del AMS determina la obtención de mayores resultados debido a las irregularidades presentadas, adicionalmente, se determina como necesaria la colocación de AMS adicionales en diferentes plantas debido a la irregularidad presente en elevación, dada esta condición el sistema AMS recupera su efectividad respecto a estructuras regulares debido a la compensación que esto produce.

VI.2 RECOMENDACIONES

- Es necesario considerar que las dimensiones tanto de columnas como de vigas o soportes del sistema AMS deberán ser diseñadas para el soporte de la estructura y carga que este produzca.
- Considerar el uso de mayor cantidad de masas a lo largo de la estructura principalmente en estructuras de altura superior dado que el efecto del AMS se reduce a mayor altura. De igual forma la correcta ubicación de las AMS es crítico cuando se determina la mayor efectividad y eficiencia en su uso.
- Después de realizar el análisis estructural, es recomendable estudiar las secciones de vigas y columnas con el objeto de determinar el uso y seccionamiento eficiente de las mismas, arrojando de esta manera el menor costo posible, siempre que se cumplan con parámetros normativos y de seguridad.
- El sistema de AMS, requiere, dependiendo de la altura de la estructura, mayor espacio, por lo que el mismo debe ser tomado en cuenta en el diseño final de la estructura y las secciones de los elementos estructurales que lo soporten deben corresponder a la carga que representa.
- Los amortiguadores utilizados en el análisis de este trabajo de disertación son elastómeros con refuerzo metálico, mismos que deberán ser fabricados de acuerdo con las características de diseño que se obtienen. Sin embargo, no se debe dejar de considerar las dimensiones de estos, el espacio que ocupan y su enlace con la estructura cuando se diseña, ya que de esto depende el correcto funcionamiento del sistema de AMS.

BIBLIOGRAFÍA

- AIT Solutions. (2018, September). *Overview of Performance Based Design*. Retrieved from <https://www.slideshare.net/AITSolutions/overview-of-performance-based-design-and-ait-experience>
- Aliante, E. J. (2009). *Control de efectos torsionales en un edificio asimétrico de hormigón armado con amortiguadores de masa sintonizados*. Valdivia: Universidad Austral de Chile.
- Ambrosi, D. (2004). *Eficiencia de Amortiguadores de Masa Sintonizadas de Estructuras Sismorresistentes*. Bariloche: Mecanica Computacional, Vol XXIII.
- Ambrosini, R. B. (2004). INFLUENCIA DE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADOS EN LA DISMINUCIÓN DE EFECTOS TORSIONALES DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES. *Mecánica Computacional Vol. XXIII*, 481-497.
- ARQHYS. (2013). *Acero Estructural*. Retrieved from <http://www.arqhys.com/contenidos/estructurales-aceros.html>
- Constructor Civil. (2013). *Estabilidad Lateral*. Retrieved from <http://www.elconstructorcivil.com/2013/09/estabilidad-lateral-elementos.html>
- CYMPER. (2016, Febrero 17). *Apoyos elastoméricos*. Retrieved from <https://www.cymper.com/blog/apoyos-elastomericos-cosas-que-debes-saber/>
- Gómez, D., Marulanda, J., & Thomson, P. (2007, Agosto). *SISTEMAS DE CONTROL PARA LA PROTECCIÓN DE ESTRUCTURAS CIVILES SOMETIDAS A CARGAS DINÁMICAS*. Retrieved from <https://revistas.unal.edu.co/index.php/dyna/article/view/1742/11580>
- Guerra, M. (2016). *Estudio de Edificios de Altura Ubicados en la Ciudad de Quito con Amortiguadores de Masa Sintonizada*.
- INGEMECANICA. (2018). *Estudio y Clasificación de los Aceros*. Retrieved from <https://ingemecanica.com/tutorialsemanal/tutorialn101.html>
- Ingenieria Civil. (2015). *Cargas Laterales*. Retrieved from <http://www.ingenierocivilinfo.com/2012/12/cargas-laterales-y-cargas-hacia-arriba.html>
- NEC 2015. (2016, Septiembre). *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero*. Retrieved from Hábitat y Vivienda: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-3-ACERO.pdf>
- Universidad de Piura. (n.d.). *Metodos de Diseño*. Retrieved from http://www.biblioteca.udep.edu.pe/bibvirudep/tesis/pdf/1_152_179_103_1427.pdf
- Villarreal G., O. R. (2008). Edificaciones con disipadores de energía.
- Yefi, S. (2011). *ESTUDIO DE LA EFICIENCIA DE LOS AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA EN LA RESPUESTA SISMICA DE EDIFICIOS ESTRUCTURADOS EN BASE A MARCOS DE HORMIGON ARMADO*. Retrieved from <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2011/bmfciy.7e/doc/bmfciy.7e.pdf>