

MONOGRAFIA

**ESTRATEGIAS DE CONTROL DE LAS DERIVAS DE LAS ESTRUCTURAS DE
ALTURA ACTIVA.**

Sistema perimetral fachada rigidizadora.

**Edgar Goyez Luna
John Jairo Vélez Heredia**

Curso: Seminario

Asesor: Mg. Juan Carlos Vélez

ESPECIALIZACIÓN EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS.

SEXTA COHORTE

ESCUELA AMBIENTAL - POSGRADOS AMBIENTALES

FACULTAD DE INGENIERÍA

UNIVERSIDAD DE ANTIOQUIA

Medellín

30 de Noviembre - 2018

CONTENIDO

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	4
1.1. La Deriva según la NSR-10.	6
1.2. Consideraciones para Edificaciones de Mediana y Gran Altura en la NSR-10	8
1.3. Sistematización de las estructuras.	12
1.4. El Sistema de Altura Activa.	13
CAPITULO 2. ESTRATEGIAS DE CONTROL DE LAS DERIVAS DE LAS ESTRUCTURAS DE ALTURA ACTIVA.....	17
2.1. Alteración / Optimización de la Estructura	22
2.1.1. Rigidización vertical.	22
2.1.2. Distribución en planta.	24
2.2. Adición a la Estructura.....	24
2.2.1. Atirantamiento.	24
2.2.2. Control del efecto de las cargas dinámicas.....	25
2.2.2.1. Sistemas de control de vibraciones.....	25
2.2.2.2. Sistemas de Aislación.....	28
2.2.3. Otros controles.	29
2.2.3.1. Control pasivo y semi-activo.	29
2.2.3.2. Sistema de control híbrido.	30
CAPITULO 3. Sistema perimetral fachada rigidizadora.	32
3.1. Tubo porticado	37
3.2. Tubo con celosía diagonal.....	39
3.3. Tubo en celosía constituido por soportes y diagonales:	40

CAPITULO 4. verificacion practica	41
CAPITULO 5. CALCULO COMPARATIVO DEL PESO DEL EDIFICIO MANUAL Y CON ETABS 47	
CAPITULO 6. ANALISIS COMPARATIVO DE LOS DIFERENTES MODELOS CON DIFERENTES FORMAS DE RIGIDIZACION	56
CAPITULO 7. ANALISIS DE RESULTADOS	63
CAPITULO 8. CONCLUSIONES	71
Referencias	73
Anexo	75

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

La complejidad de las edificaciones de gran altura hace que el arreglo de los elementos de la estructura tenga que responder adecuadamente a las exigencias estructurales, siendo evidente la necesidad de controlar la deriva. Ésta última es la deformación horizontal relativa entre los niveles de la edificación. Se define edificación de gran altura como aquella en la que los efectos, en mayor medida de las fuerzas horizontales, junto a las de las cargas gravitacionales determinan su comportamiento estructural y cuyos esfuerzos son agrupados y guiados por el sistema de altura activa hacia las cimentaciones.

La verificación de las derivas hace parte del procedimiento de diseño estructural recomendado para edificaciones nuevas y existentes por el reglamento Colombiano de Construcción Sismo-resistente ya que exige

La comprobación de que las derivas de diseño obtenidas no excedan los límites dados en el Capítulo A.6. Si la estructura excede los límites de deriva, calculada incluyendo los efectos torsionales de toda la estructura, es obligatorio rigidizarla, llevando a cabo nuevamente los pasos 8, 9 y 10, hasta cuando cumpla la comprobación de derivas. (NSR 10 - A.1.3.4. Diseño Estructural)

El control de las derivas básicamente exige que los desplazamientos relativos por cada piso no superen un valor de control (ver Anexo),

Aunque no hay una clara delimitación para definir lo que se entiende por edificio de gran altura, en esta monografía se le da esta denominación a aquella edificación que por sus condiciones de configuración estructural y de cargas debe soportar, además de los efectos

gravitaciones y de sobrecarga verticales, cargas ambientales horizontales importantes - como el viento y sismo – y que, simultáneamente, deben permanecer funcionales, estables y confiables a lo largo de su vida útil sin presentar la posibilidad de colapso. La respuesta más adecuada ante las cargas de la naturaleza, dinámicas e imprevisibles, en los edificios de gran altura es la proporcionada por un sistema, independiente o no del resto de sistemas, que soporta las cargas horizontales.

La estrategia para el desarrollo de la monografía es abordar el tema caracterizando a los edificios de gran altura como sistemas de Altura Activa y haciendo una relación de las posibles estrategias de control de las derivas tales como la optimización o alteración de los elementos rigidizadores de la estructura de la edificación y la adición de sistemas de aislación y control de los efectos por cargas de sismo y viento.

Para esto se tienen las siguientes consideraciones:

- El énfasis se hace en los resultados de la derivas obviando aquellas variables que se pueden sumar a un análisis más extenso como son los desplazamientos, la cortante en la base, los niveles de daño aceptados y las irregularidades torsionales.
- En el capítulo 2 se delimita la altura en metros o en niveles que determina si una edificación se puede considerar de gran altura o que se comporta como un sistema de Altura Activa. En el mismo capítulo se hace un listado de las posibilidades estratégicas (alteración, modificación o adición) que permite seleccionar el control de derivas más apropiado para cada caso.
- En el Capítulo 3 se hace énfasis en la estrategia de “Alteración / Optimización de la Estructura” enfatizando el mecanismo de rigidización de estructuras combinadas de pórticos y muros resistentes a esfuerzos cortantes. Se amplía los aspectos relaciones con los sistemas tubulares externos o de rigidización de fachadas.

En el Capítulo 4, donde se hace un caso ejemplo del **Sistema perimetral fachada rigidizadora**, no se considera para los modelos a comparar la incertidumbre en la configuración estructural, la asimetría e irregularidades que llevan a problemas de rigidez, más bien se parte de un modelo estandarizado el cual se altera metódicamente para hacer el análisis comparativo de las derivas.

- En el capítulo 5 se presentan el análisis de resultados y las conclusiones.

A continuación, a nivel introductorio, las definiciones básicas para el desarrollo de la Monografía:

1.1. La Deriva según la NSR-10.

La Norma NSR-10 en su Capítulo A.6, considera en su alcance (A.6.1.1) los procedimientos para calcular la deriva, así como sus límites permisibles, entendiéndose por deriva el desplazamiento horizontal relativo entre dos puntos colocados en la misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos de la edificación. Así se tiene que

La deriva máxima para cualquier piso determinada de acuerdo con el procedimiento de A.6.3.1, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6.4-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso hpi.

La tabla A.6.4-1 y el procedimiento A.6.3.1 en el Anexo.

De acuerdo a la Norma, se ve la necesidad de controlar la deriva, la cual está asociada con los siguientes efectos durante un temblor:

- (a) Deformación inelástica de los elementos estructurales y no estructurales.
- (b) Estabilidad global de la estructura.

(c) Daño a los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica y a los elementos no estructurales, tales como muros divisorios, particiones, enchapes, acabados, instalaciones eléctricas, mecánicas, etc.

(d) Alarma y pánico entre las personas que ocupen la edificación.

Por las razones anteriores es fundamental llevar a cabo durante el diseño un estricto cumplimiento de los requisitos de deriva, con el fin de garantizar el cumplimiento del propósito del Reglamento y un adecuado comportamiento de la estructura y su contenido. Para el cálculo de los desplazamientos horizontales, la Norma contempla lo siguiente:

A.6.2.1 Desplazamientos horizontales en el centro de masa del piso, en las dos direcciones principales en planta, que tiene el centro de masa del piso. En caso de cálculo de desplazamientos haciendo uso del método de análisis dinámico deberá tomarse en cuenta lo indicado en A.5.4.4 para la combinación de los modos.

A.6.2.2 Desplazamientos horizontales causados por efectos torsionales. Corresponden a los desplazamientos horizontales adicionales causados por la rotación de toda la estructura con respecto a un eje vertical.

A.6.2.3 Desplazamientos horizontales causados por efectos p-delta. Corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales en planta, causados por los efectos de segundo orden (efectos P-Delta) de la estructura.

A.6.2.4 Desplazamientos horizontales totales. Corresponden a los desplazamientos horizontales, en las dos direcciones principales ortogonales en planta, que tienen todos los grados de libertad de la estructura al verse afectada por los movimientos sísmicos de diseño.

1.2. Consideraciones para Edificaciones de Mediana y Gran Altura en la NSR-10

La Norma NSR-10 en su Capítulo A.3, considera las bases generales para el diseño sismo resistente de estructuras de concreto, así como los requisitos generales de diseño. En él se tienen en cuenta aspectos como procedimiento de diseño, características de la estructuración, capacidad de disipación de energía mínima requerida, resistencia sísmica en las diferentes direcciones horizontales, entre otros aspectos. En dicho capítulo se establecen los pasos que se deben seguir en el diseño sismo resistente de una edificación (NSR-10 A.3.1).

Además, en el numeral A.3.1.2, la NSR-10 nos dice que el sistema de resistencia sísmica de la edificación debe clasificarse dentro de uno de los sistemas estructurales dados en la sección A.3.2 y debe cumplir los requisitos indicados en el Título A del Reglamento y los propios del material estructural que se indiquen en el Título correspondiente y para el grado de disipación de energía en el rango inelástico apropiado.

El sistema estructural de resistencia sísmica, la zona de amenaza sísmica y la demanda de ductilidad.

La Norma NSR-10 contempla en el Capítulo A.3.2, cuatro tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica: Sistema de muros de carga; Sistema combinado; Sistema de pórtico; Sistema dual. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado. Se transcriben los apartes mencionados.

A.3.2.1.1 — Sistema de muros de carga — Es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo y en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales. Véase la tabla A.3-1.

A.3.2.1.2 — Sistema combinado Es un sistema estructural, (véase la tabla A.3-2), en el cual:

- (a) Las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales, o,
- (b) Las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales, y que no cumple los requisitos de un sistema dual.

A.3.2.1.3 — Sistema de pórtico — Es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales. Véase la tabla A.3-3.

A.3.2.1.4 — Sistema dual — Es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales. Véase la tabla A.3-4. Para que el sistema estructural se pueda clasificar como sistema dual se deben cumplir los siguientes requisitos:

- (a) El pórtico espacial resistente a momentos, sin diagonales, esencialmente completo, debe ser capaz de soportar las cargas verticales.
- (b) Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros estructurales o pórticos con diagonales, con el pórtico resistente a momentos, el cual puede ser un pórtico de capacidad especial de disipación de energía (DES), cuando se trata de concreto reforzado o acero estructural, un pórtico con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) de concreto reforzado, o un pórtico con capacidad mínima de disipación de energía (DMI) de acero estructural. El pórtico resistente a momentos, actuando independientemente, debe diseñarse para que sea capaz de resistir como mínimo el 25 por ciento del cortante sísmico en la base.
- (c) Los dos sistemas deben diseñarse de tal manera que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción a sus rigideces relativas, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, pero en ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales, o de los pórticos con diagonales, puede ser menor del 75 por ciento del cortante sísmico en la base.

Conforme lo establece la Norma en su capítulo A.3.2.2, toda edificación o cualquier parte de ella, debe quedar clasificada dentro de uno de los cuatro sistemas estructurales de resistencia sísmica descritos en las tablas A.3-1 a A.3-4 de la NSR-10.

Igualmente, en las Tablas antes mencionadas y en el Capítulo A.3.2.3 de la Norma, se dan los límites de altura para los sistemas estructurales donde se establecen las alturas máximas que puede tener cada uno de los sistemas estructurales de resistencia sísmica descritos, para cada una de las zonas de amenaza sísmica.

Respecto a **la Altura de las edificaciones**, la norma limita a 50 metros la altura máxima de edificios constituidos por muros estructurales con capacidad especial de disipación de energía (DES), para zonas de amenaza sísmica alta y a 45 metros para muros de mampostería de cavidad

reforzada. De manera similar, se limita la altura máxima a 72 metros para edificaciones con sistema combinado de muros estructurales y pórticos de concreto con capacidad DES, y a 30 metros de altura máxima para sistemas combinados de muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical con todas las celdas rellenas y pórticos de concreto con capacidad DES (Tablas A.3-1 a A.3-4).

Por otra parte, cuando se combinen en la altura diferentes sistemas estructurales en una misma edificación, se deberá considerar todos los apartes de la Norma A.3.2.4.

Las tablas mencionadas se pueden consultar en la NSR-10 (AIS - Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

Afectación en la Capacidad de Disipación de Energía.

Para efectos de diseño sísmico la edificación debe clasificarse como regular o como irregular en planta y en altura o como redundante o con ausencia de redundancia de acuerdo con los requisitos de la Norma en su sección A.3.3 (Configuración Estructural de la Edificación).

Se entiende por configuración estructural de la edificación, no solamente la forma exterior de ella y su tamaño, sino la naturaleza, las dimensiones y la localización de los elementos estructurales, y no estructurales, que afecten el comportamiento de la edificación ante las solicitaciones sísmicas (A.3.3.2).

Cuando una estructura se clasifique como irregular, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía R que se utilice en el diseño sísmico de la edificación, debe reducirse multiplicándolo por Φ_p , debido a irregularidades en planta, por Φ_a , debido a irregularidades en altura, y por Φ_r , debido a ausencia de redundancia (Ecuación A.3.3-1).

$$R = \Phi_a \Phi_p \Phi_r R_0$$

En los casos en que una edificación tenga varios tipos de irregularidad en planta simultáneamente, se aplicará el menor valor de Φ_p . Análogamente, cuando una edificación tenga varios tipos de irregularidad en altura simultáneamente, se aplicará el menor valor de Φ_a .

Irregularidades en planta. La edificación se considera irregular en planta, cuando ocurra uno o varios, de los casos descritos en la tabla A.3-6 de la Norma, donde se definen los valores de Φ_p .

Irregularidades en altura. De manera similar, una edificación se clasifica como irregular en altura, cuando ocurre uno, o varios, de los casos descritos en la tabla A.3-7, donde se definen los valores de Φ_a .

La Norma considera algunas excepciones a las irregularidades en altura (A.3.3.5.1). Cuando para todos los pisos, la deriva de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso siguiente hacia arriba, puede considerarse que no existen irregularidades en altura de los tipos 1aA, 1bA, 2A, o 3A, tal como se definen en la tabla A.3-7, y en este caso se aplica a 1. No hay necesidad de considerar en esta evaluación las derivas de los dos pisos superiores de la edificación ni los sótanos que tengan muros de contención integrados a la estructura en toda su periferia. Las derivas utilizadas en la evaluación pueden calcularse sin incluir los efectos torsionales. Así mismo, no se considera irregular la estructura flexible apoyada sobre una estructura con mayor rigidez que cumpla los requisitos de A.3.2.4.3 y los correspondientes de la tabla A.3-5.

Conforme al aparte A.3.3.6, para las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso I y II, localizadas en zonas de amenaza sísmica baja, la evaluación para determinar si la edificación es irregular o no, puede limitarse a irregularidades en planta del tipo 1aP, 1bP (tabla A.3-6) y en altura del tipo 5aA y 5bA (tabla A.3-7). De otra parte, la sección A.3.3.7, considera que para las edificaciones pertenecientes al grupo de uso I, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia, la evaluación para determinar si la edificación es irregular o no, puede limitarse a

irregularidades en planta de los tipos 1aP, 1bP, 3P y 4P (tabla A.3-6) y en altura de los tipos 4A, 5aA y 5bA (tabla A.3-7).

Ausencia de redundancia

Con referencia a la ausencia de redundancia, debe asignarse un factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, Φ_r , en las dos direcciones principales en planta conforme a los apartes A.3.3.8.1 para capacidad de disipación de energía mínima (DMI) y A.3.3.8.2 para capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES).

1.3. Sistematización de las estructuras.

Los mecanismos típicos y predominantes es lo que permite la sistematización de la estructura (Engel, 2001). La estructura está determinada por las fuerzas y la geometría y así se identifican cuatro mecanismos típicos para la transmisión de cargas actuantes a través de los elementos que son (Figura 1):

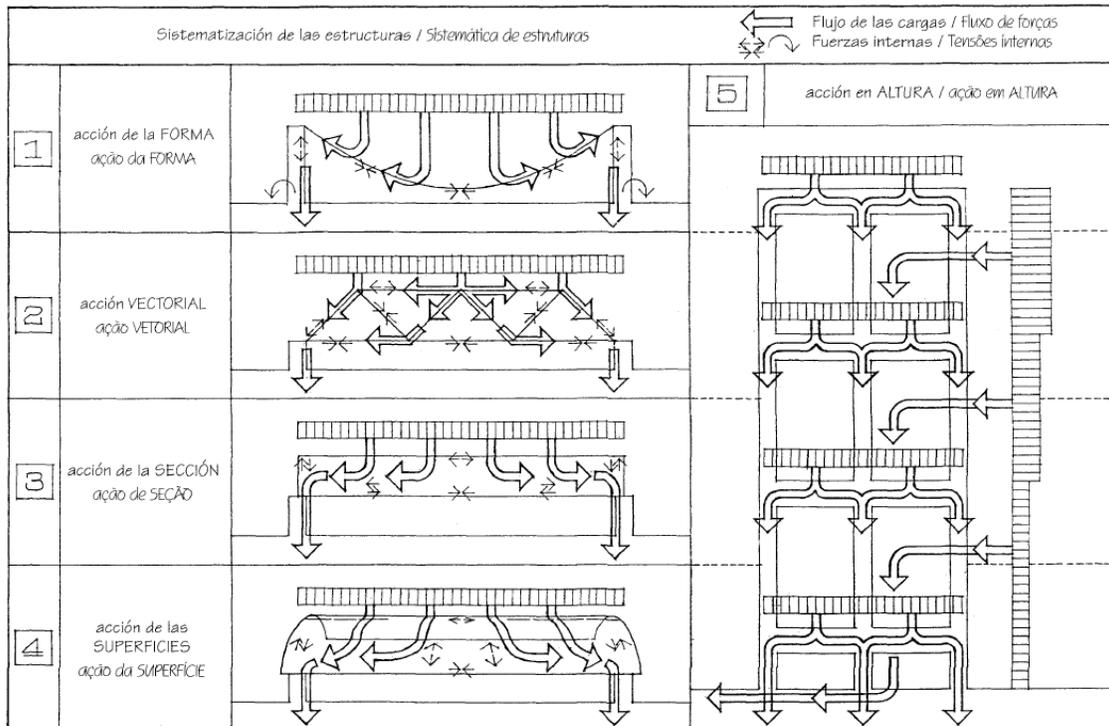


Figura 1. Sistematización de las estructuras.

1. Adaptación de fuerzas o acción de la forma o sistema de Forma Activa.
2. Subdivisión de las fuerzas o acción vectorial o sistema de Vector Activo.
3. Confinamiento de las fuerzas o acción de la sección transversal o Sección Activa.
4. Dispersión de las fuerzas o acción de las superficies o Superficie Activa.

1.4. El Sistema de Altura Activa.

Engel (2001) considera que la estructura apropiada será la que íntegramente considere todos los principios formales, estáticos y económicos. En la Figura 2 se enumeran los principios que se deben considerar.

principios FORMALES	Compatibilidad con la primera idea arquitectónica y viabilidad para su desarrollo.	1
	Conformidad del peso propio en el marco de los generadores de forma arquitectónica	2
	Potencial de optimización y remodelación para la caracterización de la forma construida	3
principios ESTÁTICOS	Realidad tridimensional del comportamiento estructural y del diseño estructural	4
	Linealidad y lógica de la transmisión de cargas desde la recepción de cargas hasta la descarga de esfuerzos	5
	Identificación del sistema para la estabilización frente a solicitaciones horizontales y asimétricas	6
	Preferencia de sistemas estáticamente indeterminados (frente a sistemas determinados estáticamente)	7
principios ECONÓMICOS	Regularidad de la articulación estructural y simetría de las funciones parciales de la estructura	8
	Equilibrio de las cargas de los componentes estructurales con funciones iguales o similares	9
	Imposición de dos o más funciones estructurales a los componentes de la estructura	10

Figura 2. Principios de diseño de una edificación.
Tomado de Sistemas de Estructuras (Engel, 2001)

Así, los principios constituyentes de la edificación son la función, la forma y la técnica. La estructura es parte del constituyente técnico y tiene los siguientes determinantes: Flujo de Fuerzas, Geometría y Material.

El flujo de fuerzas y la geometría son los que determinan el Sistema estructural:

- FUERZAS: sistema dinámico de la *transmisión de cargas y control de fuerzas*
- GEOMETRIA: sistema descriptivo *para determinar la forma de la estructura y el recorrido de las fuerzas*

Son sistemas en los que la transmisión de fuerzas debidas a su extensión en altura, es decir, el conjunto de las cargas de las plantas y el viento junto con la reacción del suelo, se realiza mediante las estructuras en altura. Además debe recalcarse que este sistema se apoya en los

sistemas de Vector Activo, Forma Activa y en especial de Sección Activa, definidos anteriormente.

Los sistemas de estructuras de altura activa son sistemas portantes de elementos sólidos y rígidos que se extienden, sobre todo, verticalmente, y en los que la transmisión de las cargas se realiza a través de elementos resistentes en altura. Los elementos del sistema, es decir, los transmisores de cargas y los estabilizadores, suelen estar sometidos a fuerzas diferentes y variables. Es un sistema con un estado de tensiones muy complejo.

Las estructuras que funcionan en Altura Activa son de cuatro tipos:

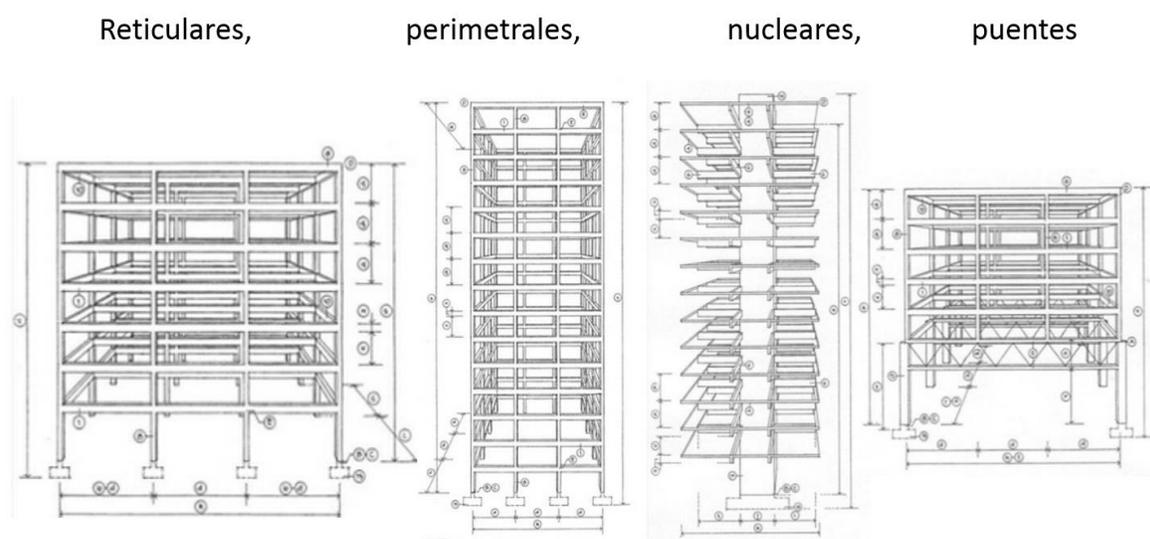


Figura 3. Tipos de Estructuras de Altura Activa.
Tomado de Engel, 2001.

Cargas en Altura Activa

Las cargas altas están presentes en todas las obras. Cuanto más alto es el edificio, mayor es la influencia de la estructura portante en su forma. Las edificaciones en Altura Activa reciben las siguientes clases de cargas:

1. Las cargas verticales en altura, es decir, por encima del nivel del suelo: cargas de la cubierta y de las plantas.
2. Las cargas horizontales en altura: empuje del viento y vibración.

Operaciones en Altura Activa.

Para la Altura Activa se debe considerar las siguientes operaciones:

1. Concentración de cargas.
2. Transmisión de cargas.
3. Rigidización lateral.

Así para cumplir las operaciones funcionales de recepción, transmisión y descarga del sistema estructural se debe garantizar, como una operación final, la rigidización lateral, o mecanismo de control. Engel afirma que “*Rigidizar el edificio es una de las principales tareas del diseño de sistemas de estructuras de altura activa e incluso puede llegar a definir la forma del edificio*” (Engel, 2001).

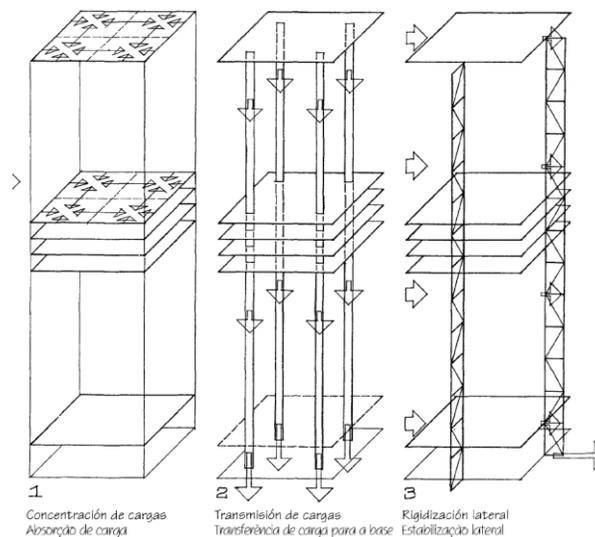


Figura 4. Operaciones en Altura Activa.

Tomado de Engel, 2001.

CAPITULO 2. ESTRATEGIAS DE CONTROL DE LAS DERIVAS DE LAS ESTRUCTURAS DE ALTURA ACTIVA

Se aborda el tema caracterizando a los edificios de gran altura como sistemas de Altura Activa y haciendo una relación de las diversas estrategias del control de las derivas como la optimización o alteración de los elementos rigidizadores de la estructura de la edificación y la adición de sistemas de aislación y control de vibraciones por cargas de sismo y viento. Este control busca la garantía de la funcionalidad ante las cargas habituales o eventos de magnitud media o moderada y de la funcionalidad ante eventos de gran magnitud en donde son determinantes, para edificios de gran altura, las condiciones de evacuación y las posibilidades de intervención efectiva de los servicios de bomberos.

Las implicaciones técnicas y económicas son notables por el diseño arquitectónico y estructural y para la construcción de edificaciones de gran altura (Araujo, 2012). La estructura debe ser, en proporción, muy grande por los condicionantes de las acciones gravitatorias, de viento y sismo, siendo la funcionalidad el aspecto más relevante de su diseño, esto es, no hay márgenes para la redundancia y todos sus elementos trabajan en la concentración y transmisión de cargas (López, 2016).

Entre estas implicaciones se pueden destacar su gran esbeltez, es decir, la relación altura y lote en el que se construye. En estas edificaciones la base es pequeña en relación con su altura resultando de esta condición las típicas plantas centrales y lineales o sus derivadas estrelladas, limitando las alternativas de diseño tanto arquitectónico como estructural. Por ello la repercusión de la estructura será muy superior a la de los edificios de alturas habituales. Otra característica de estas edificaciones es su sistema de transporte vertical, que se vuelve, a partir de cierta altura, el principal condicionante para la toma de decisiones del diseño y que tiene como consecuencia un

aprovechamiento ineficaz del espacio y una necesaria optimización de los elementos estructurales.

Por ello se deben adoptar configuraciones eficientes para lograr el control de las deformaciones y esfuerzos altos por la concentración y distribución de las cargas. Aquí es donde el problema resistente toma una gran importancia y la estructura adquiere un valor más alto que en otro tipo de edificaciones. (Manterola, 1985).

Algunos antecedentes: ante esta situación problemática, es decir, identificar las estrategias para el control de las derivas en edificios de gran altura se pueden encontrar algunas investigaciones como la *Calificación sísmica de edificios* (Hench, 2007), tesis de grado para Universidad de Chile en donde se hace una extrapolación del diseño de edificios de menos de 30 pisos construidos allí, en donde los frecuentes sismos son de gran magnitud, han puesto a prueba dichas edificaciones.

También se han establecido estrategias que conjugan la arquitectura contemporánea con las necesidades estructurales, tal es el caso del planteamiento de una sistematización de las estructuras (Engel, 2001) en el texto *Sistemas de Estructuras*, las cuatro estrategias de diseño estructural propuestas en la tesis de Alejandro Bernabeu (2007) para la Universidad Politécnica de Madrid. Otros autores como Roberto Meli (2001) hace una serie de recomendaciones generales para la estructuración, considerando la distribución de masa como un factor decisivo en la respuesta sísmoresistente de las edificaciones. Otra estrategia es considerar una adecuada y cuidadosa configuración estructural considerando la suma de factores que la afectan como son la escala, la altura, el tamaño horizontal, la proporción, la simetría, la distribución y concentración de elementos rigidizadores y la densidad de la estructura (Arnold & Reinheman, 1987). Básicamente todos deben considerar algunos procedimientos mínimos como es la elección del sistema estructural, identificar las cargas principales, determinar en el modelo el recorrido de

cargas, identificar de puntos críticos, analizar el comportamiento global de la estructura y las consideraciones específicas de los elementos estructurales (Millais, 1996).

La norma colombiana establece una serie de criterios a considerar en el modelo para el diseño estructural, tales como la consideración de la zona de amenaza sísmica, el sistema de resistencia sísmica y la reducción de la capacidad de disipación de energía por medio de unos factores reductores según las irregularidades en planta y en altura que se presenten.

Los elementos y variables a considerar son aquellos que permitan, entonces, hacer una búsqueda de literatura en forma analítica y sistemática, de tal manera que se abarque un catálogo de posibles estrategias para solucionar el problema del control de las derivas. Se han realizado estudios para indagar los parámetros que hacen que las edificaciones altas se comporten sin problemas frente a los sismos (Hench, 2007) generando modelos de edificios altos y agregando otros parámetros a edificios de más de 70 pisos. En esta investigación se encontró que los indicadores de rigidez, acoplamiento, redundancia estructural y demanda de ductilidad son factores claves para el control de estas edificaciones. Además se incluyeron nuevos indicadores como:

- Relación Altura total/ periodo ordenado por cortante basal.
- Esbeltez.
- Relación Altura total/periodo rotacional.
- Densidad de muros.

Este estudio muestra la complejidad de la situación, la gran cantidad de variables que se presentan, así que la elección de una estrategia pertinente es fundamental para su solución.

Entre las estrategias que se proponen (Bernabeu Larena, 2007), se tiene, básicamente las siguientes:

- Alteración de la estructura: se utiliza el funcionamiento y la respuesta de la estructura para definir o alterar la configuración del proyecto.
- Optimización de la estructura: optimización del funcionamiento de la estructura para alterar justificadamente la configuración del proyecto, planteando nuevas formas y sistemas de gran complejidad.
- Identificación de estructura y cerramiento: análisis del potencial de las pieles estructurales, la estructura contenedora.
- Definición algorítmica de la estructura: definir o generar la configuración y la composición del proyecto a partir de sistemas matemáticos o geométricos que derivan o se vinculan con los procesos que rigen muchas de las formas y de los fenómenos de la naturaleza.

Estos sistemas son resultado en gran medida de dos procesos paralelos, que se superponen y relacionan entre sí: el paso de la organización a la arbitrariedad en la ordenación de la estructura, y el proceso de localización, relación e identificación de la estructura con la estructura de las fachadas.

Para garantizar la adecuada estabilidad de la edificación se paga un alto precio por la escala y por la altura que penaliza todos los aspectos económicos y técnicos (Araujo, 2012). La solución estandarizada y aceptada durante cierto tiempo fue la descomposición de la estructura vertical en dos elementos: el núcleo y una serie de soportes perimetral que aporta al edificio la necesaria inercia. En la Figura 5 se pueden apreciar cómo se funcionan estas dos soluciones: la primera representa la elección de un sistema estructural nuclear en la cual se concentran las cargas en los entrepisos en la parte central y de allí las cargas descienden por el núcleo; la segunda representa la concentración de cargas en ejes no centrales, más cerca del perímetro.

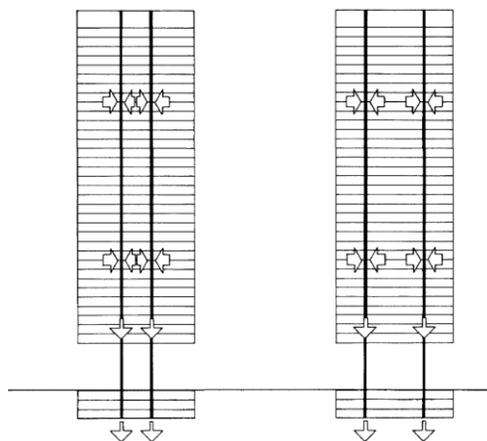
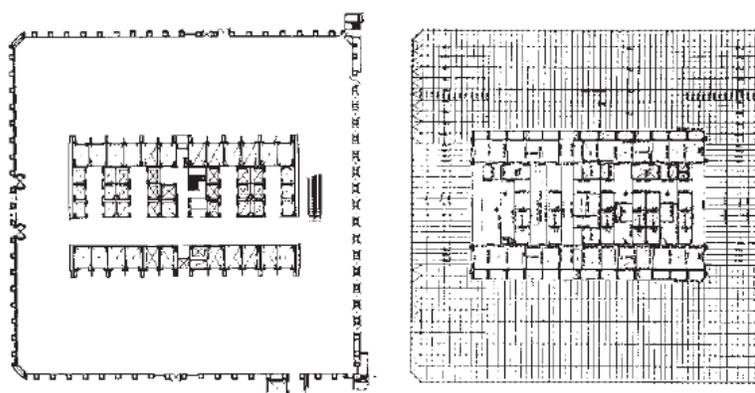


Figura 5. Solución para edificaciones en Altura Activa estandarizada. Sistema nuclear y sistema perimetral. Tomado de Sistemas de Estructuras. (Engel, 2001)



Minoru Yamasaki, Torres Gemelas en el World Trade Center, 1973

Figura 6. Solución para edificaciones en Altura Activa estandarizada. Sistema nuclear. Planta típica World Trade Center. Tomado de Sistemas de Estructuras. (Engel, 2001)

Estas estrategias estandarizadas ya no son satisfactorias porque las posibilidades de los materiales estructurales (Manterola, 1998) y la generalización de estructuras mixtas (combinadas o duales) (AIS - Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010) que utilizan estratégicamente acero y concreto reforzado, además de las posibilidades de diseño por medios computacionales, permite la posibilidad de propuestas estructurales diferentes a la típica estructura nuclear. A ello se suma los avances en los sistemas de amortiguación, que permiten

reducir significativamente la rigidez y peso de las estructuras. Considerar estas edificaciones como un sistema de Altura Activa puede aprovechar, además, otros sistemas de control de la deriva (disipadores y amortiguadores).

2.1. Alteración / Optimización de la Estructura

La optimización de la estructura tiene como principal objetivo eliminar o reducir al máximo el costo de la estructura a la vez que se garantizan las condiciones de rigidez y estabilidad frente a todas las cargas a las que está sometido un edificio.

2.1.1. Rigidización vertical.

Entre los recomendados y en concordancia con la NSR-10 están:

Muros pantalla: Son capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante un sistema de muros estructurales de concreto armado, proporcionando suficiente rigidez y resistencias al corte, flexión y fuerza axial.

Sistema Dual: Son capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante un sistema combinado de muros estructurales y pórticos de concreto armado, permitiendo lograr el balance adecuado de rigidez y resistencia. Los muros se sitúan en aquellas zonas donde se necesite brindar más rigidez al conjunto minimizando la torsión que pueda presentarse, respetando la función tanto arquitectónica como el programa que este establecido en la edificación.

Sistema Combinado: Es un sistema cuyos elementos horizontales son de gran peralte, que se encarga de transferir las cargas provenientes de las columnas y/o muros de los niveles superiores a los inferiores. La viga de transferencia se plantea, con una inercia suficiente para garantizar en

las columnas los niveles donde se genera la conexión tenga un cambio de curvatura, estableciendo un pórtico resistente a sismos.

Y en concordancia con los sistemas recomendados con Heino Engel se tiene:

Sistema híbrido perimetral-nuclear: tubo dentro de tubo: Este sistema consiste en establecer un núcleo central de muros que interactúen con un sistema perimetral de pórticos resistentes a momento. Entre sus ventajas están la excelente capacidad de controlar el volcamiento, aunado a la gran capacidad de los muros para resistir las acciones laterales, siendo aplicable a edificios muy latos y esbeltos.

Sistema perimetral fachada rigidizadora: Consiste en un tipo de altura activa perimetral que no es monolítico y solido sino que está compuesto por una malla de vigas, columnas e incluso diagonales, que se intersectan entre sí. Los elementos arquitectónicos de tipo vertical se vuelven estructurales, creando un sistema que actúa como un tubo perforado, una caja rígida que se proyecta en voladizo desde el suelo. Bajo la acción de las fuerzas laterales los miembros trabajaran básicamente a tensión y/o compresión, suministrando una gran capacidad de controlar el volcamiento de la estructura.

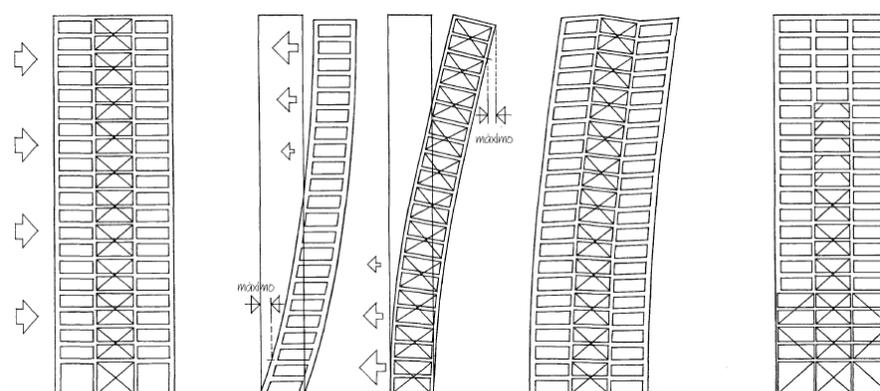


Figura 7. Sistema perimetral fachada rigidizadora. Mecanismo de rigidización de las estructuras combinadas de pórticos y muros resistentes a esfuerzos cortantes.

2.1.2. Distribución en planta.

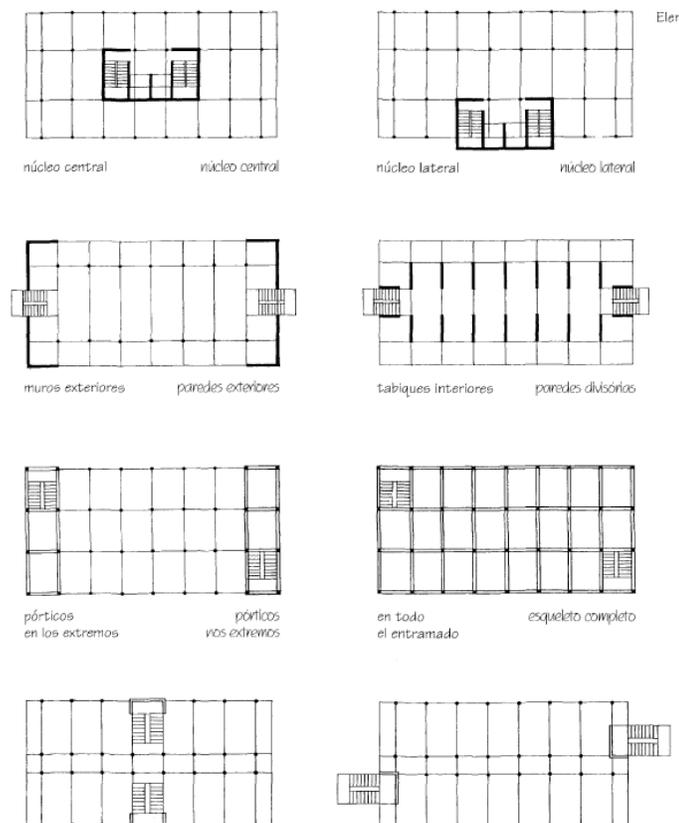


Figura 8. Incorporación de la rigidización en la distribución en planta.

Se pueden incorporar elementos rigidizadores con una adecuada distribución en planta, en la Figura 8 se puede ver que para edificios altos es fundamental respetar la simetría. Los elementos rigidizadores pueden ubicarse como muros del núcleo de circulación o escaleras, como muros exteriores o interiores o utilizando un sistema de pórticos con una modulación adecuada.

2.2. Adición a la Estructura

2.2.1. Atirantamiento.

Rigidizando mediante cables de atirantado en el sistema de transmisión vertical de las cargas se crean las estructuras atirantadas. Los cables pretensados, protegidos por tubos inclinados impiden la deformación crítica. Exige un sistema de cimentaciones diseñado con gran detalle.

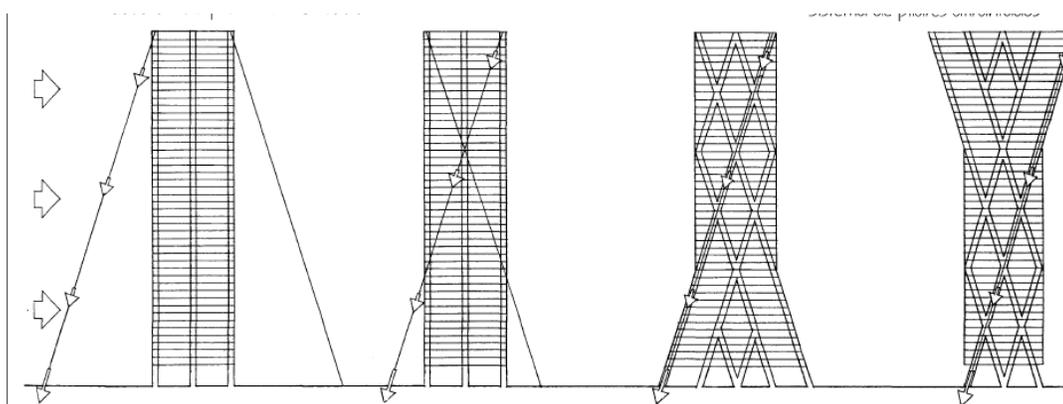


Figura 9. Rigidez mediante mecanismos de atirantamiento.

2.2.2. Control del efecto de las cargas dinámicas.

Desde la dinámica estructural se puede modificar la respuesta de la estructura variando las matrices de masa (M), el amortiguamiento (C) o la matriz de rigidez (K). Alterando estos parámetros se modifica la respuesta (desplazamiento, velocidad y/o aceleración) de la edificación (Gómez, Marulanda, & Thomson, 2008). Sin embargo, hay parámetros que son más fáciles de variar y de controlar que otros. Las estrategias de control estructural buscan alterar estos parámetros para minimizar las vibraciones y deformaciones originadas por carga de viento y sismo, siendo las estrategias más utilizadas son variación de la masa y/o rigidez, aumento del amortiguamiento y la aplicación de fuerzas inerciales contrarias.

2.2.2.1. Sistemas de control de vibraciones.

Para la monografía, este no se desarrolla ya que el interés es el control de las derivas. Sin embargo, un cuerpo pesado sobre apoyos móviles -unido lateralmente mediante muelles con el punto más alto del rascacielos y con el mismo período de vibración que el edificio- se comporta como estabilizador frente a las vibraciones provocadas por el viento: amortiguador de vibraciones. Debido a la acción elástica, los movimientos del edificio hacen de masa del sólido

oscilante justo en dirección opuesta –anti-resonancia-. Por ello, la oscilación del edificio se reducirá o se eliminará del todo.

Entre los mecanismos de control para la protección de las edificaciones se deben considerar aquellas sometidas a cargas dinámicas (Gómez, 2008). Las vibraciones que suelen presentarse en algunas estructuras pueden producir efectos perjudiciales. A su vez, el daño puede subclasificarse en daño estructural y daño no estructural. El daño estructural incluye desde la degradación prematura de los componentes estructurales, hasta daño severo e incluso el colapso de las estructuras. El objetivo de control se establece en general como la reducción de las aceleraciones absolutas en los puntos de la estructura donde son críticos. Se clasifican, como se puede ver en la Figura 10, en:

Sistemas de control de vibraciones pasivos.

Entre este sistema de control se incluyen: los amortiguadores histeréticos, los amortiguadores viscosos y los mecanismos de masa.

Sistemas de control de vibraciones activos y semi-activos.

Los sistemas con control semi-activos se basan en la variación en tiempo real de parámetros de ciertos dispositivos mecánicos, permiten obtener efectividades superiores a sus contrapartes con control pasivo, sin los grandes presupuestos en implementación y consumo de energía de los sistemas con control activo.

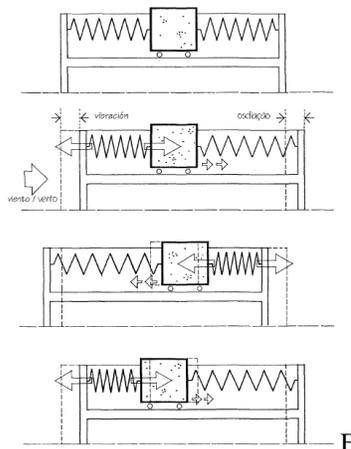


Figura 10. Amortiguador de vibraciones.

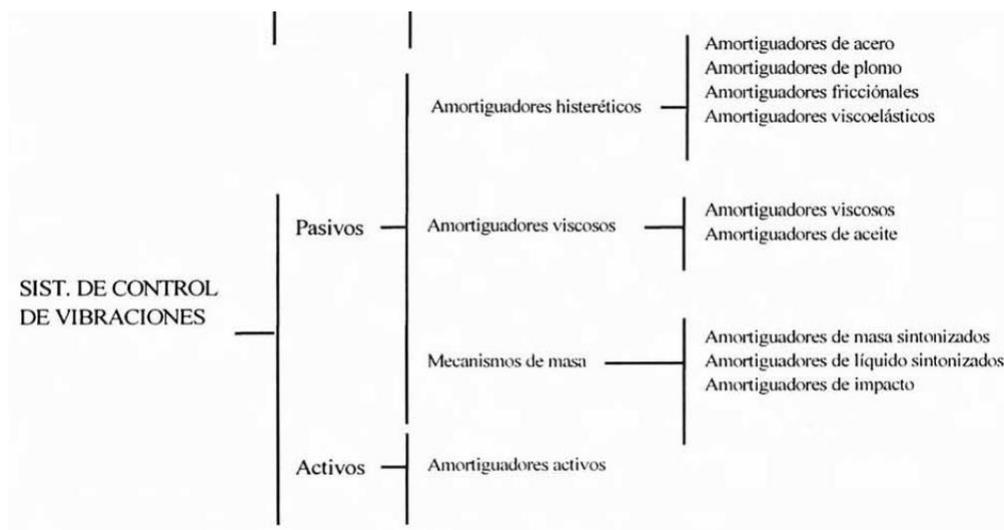


Figura 11. Sistemas de control de vibraciones.

Tomado de Gómez, Marulanda, & Thomson, 2008

Una solución planteada para reducir el riesgo estructural de experimentar deformaciones excesivas o aceleraciones es la disipación de energía vibracional en los amortiguadores estructurales (Martorano Navas, 1977). El comportamiento del amortiguador de vibraciones se puede comparar con el movimiento pendular de un cuerpo suspendido del extremo de poste. El péndulo se mueve en sentido opuesto a la vibración del poste y reduce su deformación.

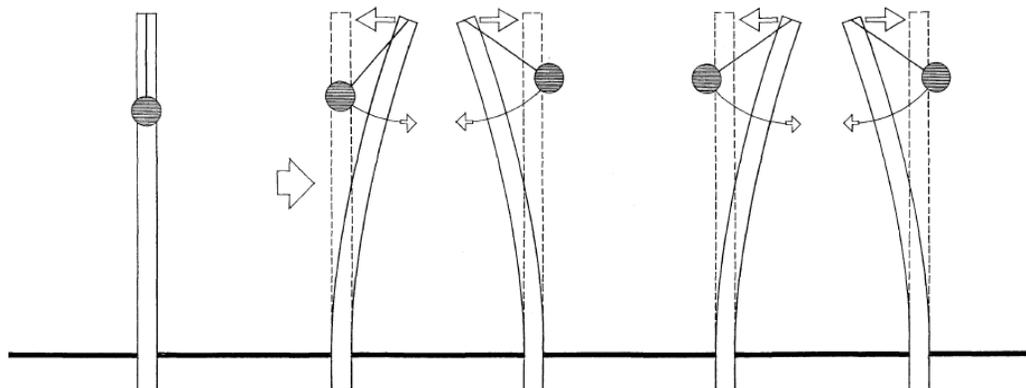


Figura 12. Movimiento pendular de un cuerpo suspendido del extremo del poste.

Tomado de Engel, 2001.

2.2.2.2. Sistemas de Aislación.

Transmiten las cargas verticales del edificio y absorben la energía sísmica, además de evitar las vibraciones producidas por el viento. En la Figura 13 se puede ver su clasificación. Siendo de interés para el control de las derivas los sistemas de aislación de base los cuales tienen gran aceptación para las zonas sísmicas, pues son una solución económicamente viable y proporcionan una solución importante para hospitales y plantas nucleares que necesitan funcionar después de un sismo severo (Montanaro, 2002)., (Proaño Sarango, 2014).

Los apoyos transmiten las cargas verticales del edificio y absorben la energía sísmica, además de evitar las vibraciones producidas por el viento. Los amortiguadores compuestos o también llamados aislación de base híbrida se componen de amortiguadores visco-elásticos y de acero combinados con láminas de goma. El comportamiento de un material es visco-elástico si acumula elásticamente parte de la energía de deformación y disipa el resto a través de fuerzas viscosas.

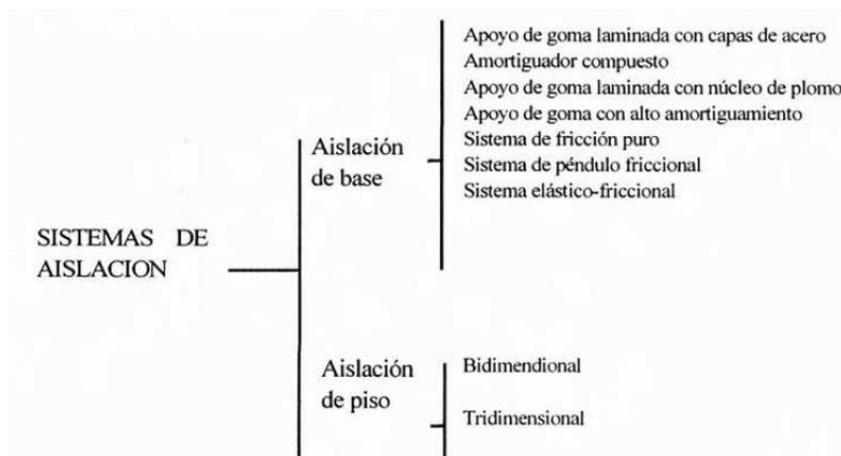


Figura 13. Sistemas de aislamiento.
Tomado de Gómez, Marulanda, & Thomson, 2008

2.2.3. Otros controles.

Es importante considerar que se pueden generar estrategias estructurales como mecanismos de control renunciando a la verticalidad. La respuesta al vuelco se ve afectada debido a la configuración geométrica y adquieren gran importancia el control de las tensiones, la cimentación y los desplazamientos (Cámara, 2013). Entre estos controles se encuentran el control semiactivo en sistemas estructurales (Garrido, 2015) y el control híbrido (Gómez, Marulanda, & Thomson, 2008).

2.2.3.1. Control pasivo y semi-activo.

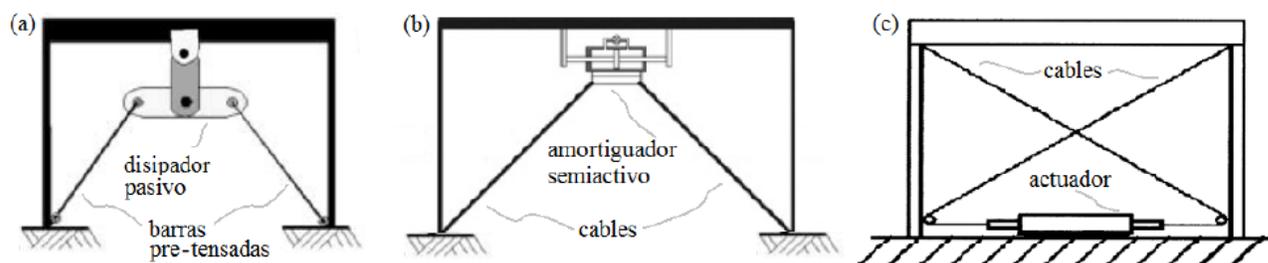


Figura 14. Control pasivo y semi-activo.

Tomado de Gómez, Marulanda, & Thomson, 2008

Se realiza Control Pasivo cuando las acciones de control, sobre la estructura a controlar, se deben únicamente a la interacción mecánica entre la estructura a controlar. Es decir, no existe realimentación ni pre-alimentación de información y la energía sólo se debe a la potencia absorbida y una potencia disipada (estrictamente positiva).

Los sistemas de control semiactivo ofrecen la adaptabilidad de los sistemas de control activo sin las exigencias de energía asociadas con éstos. Pueden funcionar con baterías lo que puede ser muy favorable durante eventos sísmicos cuando la principal fuente de energía eléctrica puede fallar. Un dispositivo de control semi-activo no puede aumentar la energía mecánica en el sistema controlado (incluyendo estructura y dispositivo), pero tiene propiedades que pueden ser variadas dinámicamente para reducir la respuesta de un sistema estructural. Los sistemas semi-activos tienen un mejor rendimiento que los dispositivos pasivos y a veces aún mejor que los sistemas completamente activos, permitiendo así la posibilidad de una reducción efectiva de la respuesta de la estructura bajo una amplia gama de condiciones de cargas dinámicas.

2.2.3.2. *Sistema de control híbrido.*

Para este caso se hace una combinación de los sistemas previamente mostrados, los sistemas pasivos y activos. Podría acondicionarse una estructura que tenga amortiguadores visco-elásticos adicionando un amortiguador activo de masa en la parte superior del edificio. También se podría tener una estructura aislada en la base con amortiguadores activos que mejoran su comportamiento.

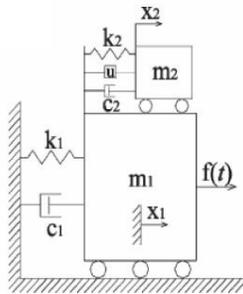


Figura 15. Representación de un sistema de control híbrido.
Tomado de Garrido, 2015

La estrategia de control híbrido es fiable y eficiente a la hora de controlar la estructura. Su mayor ventaja es que al utilizar varios dispositivos se alivian las restricciones de algunos de los sistemas utilizados. Por ejemplo, Las fuerzas del actuador son empleadas para mejorar la eficiencia del amortiguador y aumentar la robustez del sistema ante cambios en las características dinámicas de la estructura.

Los sistemas híbridos con aislamiento de la base consisten en un sistema pasivo de aislamiento de la base combinado con un actuador de control para mejorar los efectos del sistema de aislamiento.

CAPITULO 3. SISTEMA PERIMETRAL FACHADA RIGIDIZADORA.

En el capítulo anterior se hizo una clasificación de las estructuras según una sistematización de ellas de acuerdo a la forma como se transmiten los esfuerzos (Figura 16).

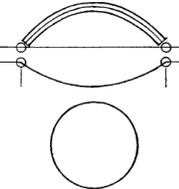
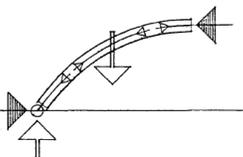
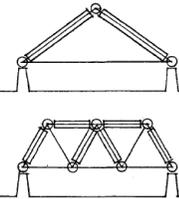
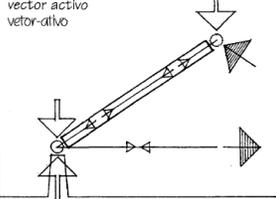
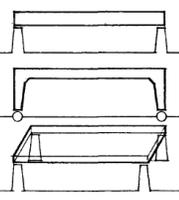
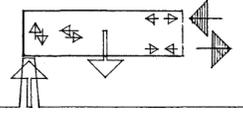
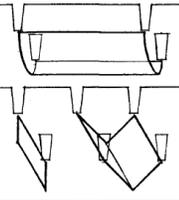
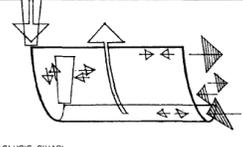
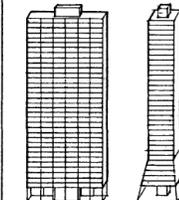
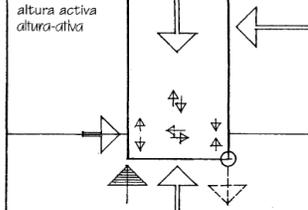
Criterio Criterio	Prototipo / Protótipo	Fuerzas Fuerças	Característica Característica	Mecánica de la transmisión de cargas Mecânica de redistribuição de forças
1 FORMA FORMA	 <p>arco funicular arco funicular cable suspendido cabo de suspensión anillo circular anel circular globo balão</p>	<p>compresión o tracción</p> <p>compresión ou tensão</p>	<p>línea de apoyo linha de empuxo</p> <p>catenaria catenária</p> <p>círculo círculo</p>	<p>forma activa forma-ativa</p> 
2 VECTOR VETOR	 <p>cercha triangular treliça triangular celosía viga entrelaçada</p>	<p>compresión y tracción</p> <p>compresión e tensão</p>	<p>triangulación</p> <p>triangulação</p>	<p>vector activo vetor-ativo</p> 
3 SECCIÓN TRANSVERSAL SEÇÃO CRUZADA	 <p>viga viga pórtico pórtico losa laje plana</p>	<p>flexión fuerzas cortantes</p> <p>seção de forças flexionadas</p>	<p>perfil seccional</p> <p>perfil de seção</p>	<p>sección activa seção-ativa</p> 
4 SUPERFICIE SUPERFÍCIE	 <p>casaca cilíndrica membrana cilíndrica lámina lámina torre torre</p>	<p>membrana membrana</p> <p>membrana membrana</p>	<p>membrana</p> <p>membrana</p>	<p>membrana activa membrana-ativa</p> 
5 ALTURA ALTURA	 <p>lámina laje torre torre</p>	<p>(condiciones complejas)</p> <p>(condições complejas)</p>	<p>transmisión de las cargas al suelo</p> <p>estabilização de carga de solo</p>	<p>altura activa altura-ativa</p> 

Figura 16. Ejemplos de los sistemas estructurales.

Tomado de Sistemas de estructuras (Engel, 2001)

En este capítulo se elige la estrategia **Alteración / Optimización de la Estructura**, específicamente la **Rigidización vertical** utilizando, entre las posibilidades el **Sistema perimetral fachada rigidizadora** que como se mencionó consiste en un tipo de altura activa perimetral que no es monolítico y solido, sino que está compuesto por una malla de vigas, columnas e incluso diagonales, que se intersectan entre sí (ver Figura 7. Sistema perimetral fachada rigidizadora. Mecanismo de rigidización de las estructuras combinadas de pórticos y muros resistentes a esfuerzos cortantes).

En esta monografía en el siguiente capítulo se propone un modelo de un edificio alto en concreto reforzado, con un sistema combinado el cual se va a rigidizar de diferentes formas en la fachada para así comparar las derivas. Las estructuras en mención pueden rigidizarse en la fachada dimensionando los elementos para aumentar la rigidez o disponiendo muros o pórticos con diagonales.

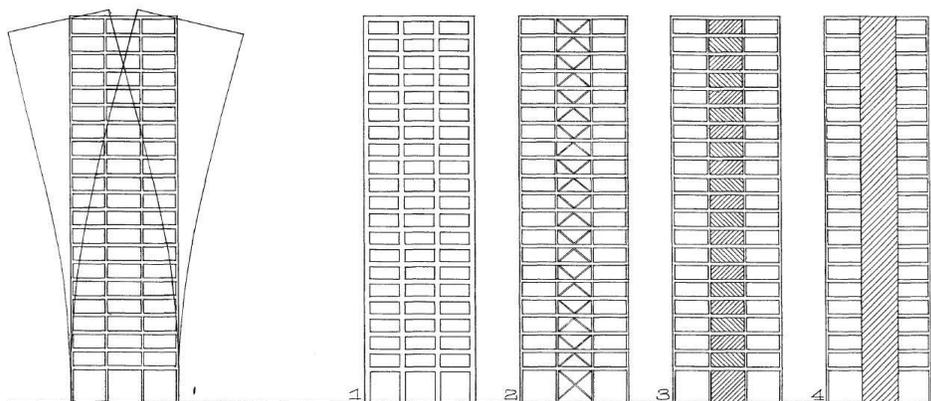


Figura 17. Ejemplos de mecanismos de rigidización de las fachadas.

En la Figura 18 se propone el sistema combinado para aprovechar las ventajas del sistema combinado que se analiza.

En cuanto a la carga viva en edificios de gran altura,

En los edificios destinados a oficinas, debido a la necesidad de liberar lo máximo posible la planta para poder ajustar las divisiones interiores a las necesidades de cada momento, la tendencia ha llevado a la reducción del número de soportes interiores, llevando la estructura resistente a la fachada (sistema tubular) o mediante un sistema de núcleo central, que aglutine las instalaciones y demás servicios a la vez que trabaja como elemento sustentante principal (López, 2016).

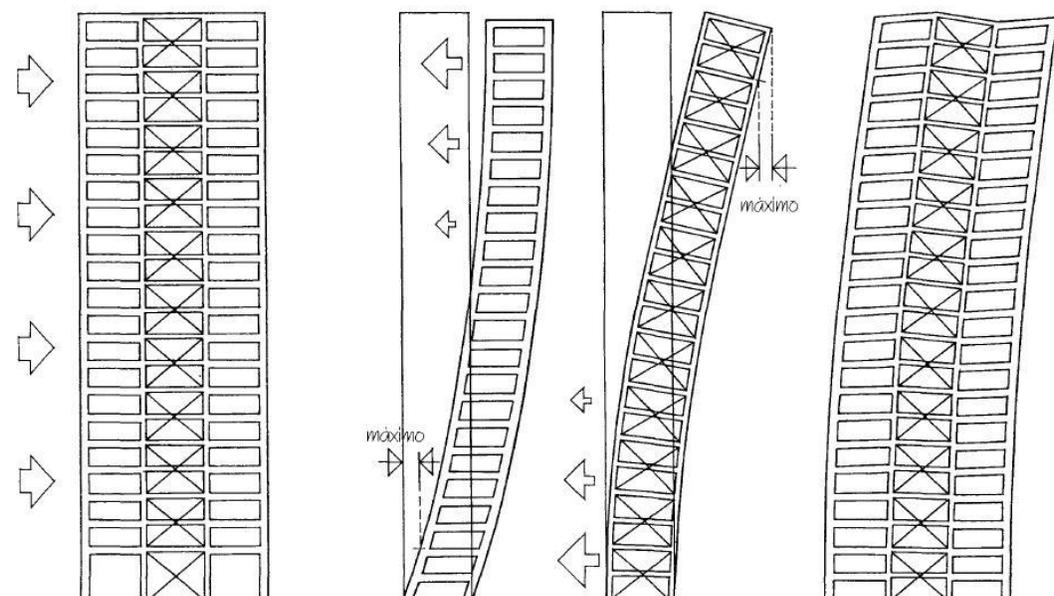


Figura 18. Efecto en el desplazamiento al combinar muros y pórticos.

Básicamente se propone un sistema tubular, donde la estructura de la fachada asume las cargas horizontales como una viga cajón cerrada y hueca en voladizo (figura 19) empotrada en la base que soporta esfuerzos cortantes, de compresión y de flexión. El perímetro debe resistir toda o la mayoría de la carga de viento.

La clasificación de los edificios en gran altura (Eisele & Kloft, 2002) los agrupa así: los que transfieren la carga directamente y los que la transfieren indirectamente. El sistema de tubos hace parte de los directos. (Pérez M. C., 2009). En el sistema simple de tubo, las cargas horizontales son transferidas por la fachada, la cual actúa como una entidad rígida en tubo. Las fachadas están fuertemente definidas para soportar el efecto del cortante. La fachada se convierte en el elemento estructural por excelencia de la edificación. En la Figura 20 se esquematiza las alturas alcanzadas

con el sistema de tubos y para el caso del sistema de tubos externos se alcanza una altura de hasta 80m.

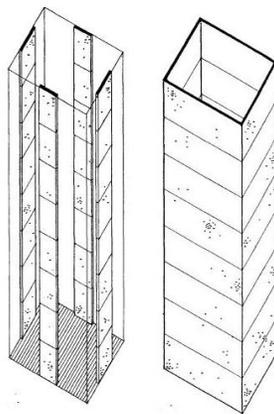


Figura 19. Ejemplos esquemáticos de sistemas tubulares.

Los sistemas tubulares son una tipología muy diversa en la que se busca la máxima eficiencia desde el punto de vista del consumo material a la par que se consiguiera mayor servicio al proyecto. Aunque el sistema nuclear es más eficiente, necesidades arquitectónicas llevaron proponer un diseño de fachada donde la retícula y los muros externos predominan (Sanchis, 2017).

Por lo que la idea principal del tubo exterior estructural era la de liberar por completo el interior de la planta consiguiendo la máxima inercia posible. Trasladar la estructura principal al perímetro del edificio en lugar de al interior. En este caso, el tubo exterior oscila con una eficacia óptima hasta las 50 - 80 plantas, perdiendo a partir de la 50 un poco. Dicha tipología fue de la cual empezaron a surgir diversas propuestas de mejora para alcanzar mayores alturas siempre desde el punto de vista de la eficacia estructural.

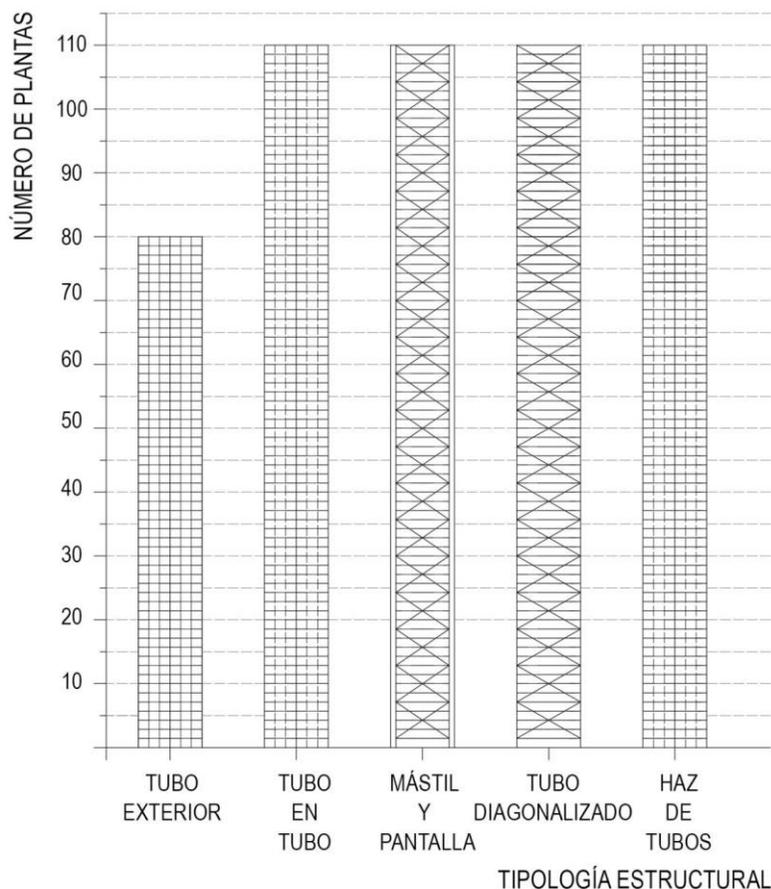


Figura 20. Atura para diferentes sistemas de tubos.

Tomado de Evolución en el Diseño Estructural de los Edificios en Altura (Sanchis, 2017)

Algunas consideraciones especiales respecto al comportamiento de la estructura en su conjunto, según Manterola (La Estructura Resistente de los Edificios Altos, 1985) y unos márgenes de seguridad a destacar:

- Los sistemas hiperestáticos se comportan mejor que los isostáticos al transmitir mejor los esfuerzos, pudiendo soportar mejor una ruina localizada.
- En las construcciones prefabricadas se necesita prever entregas suficientes en apoyos y anclajes, a causa de las deformaciones que pudieran producirse.
- Las uniones y rigidizadores (verticales y horizontales) deben protegerse perfectamente, sobre todo si son decisivos en la estabilidad del conjunto.

- Los sistemas muy susceptibles al fuego, como las torres con vigas suspendidas por cables pretensados, deben plantearse cuidadosamente, asegurando la protección necesaria.
- Debe prestarse especial atención a los elementos de hormigón armado y pretensado que puedan dañarse por tensiones térmicas relativamente débiles, que pueden provocar fisuras en la estructura o alteran la unión acero-hormigón.

El comportamiento estructural de los edificios altos construidos con tubos es similar al de una viga en voladizo de sección rectangular bajo cargas verticales (ver figura 21). Las paredes del tubo son pilares muy próximos que rodean el edificio, atados por vigas de gran canto entre ellos, creando una fachada que parece un muro perforado. Si el tubo exterior no puede resistir él sólo toda la carga exterior se puede arriostrar con celosías (tubo con celosía) o bien disponer otro tubo interior (tubo en tubo) (López, 2016)

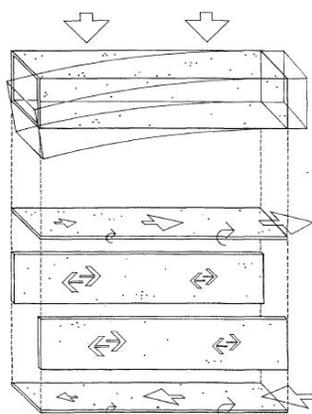


Figura 21. Sistema de tubos externo como viga en voladizo.
Tomado de Estructuras para edificios en altura (López, 2016)

Para el sistema de tubos exteriores se tienen varias opciones:

3.1. Tubo porticado

El sistema consta de un conjunto de soportes exteriores muy próximos entre sí, conectados mediante vigas de unión de gran canto, a nivel de cada forjado. En estos casos, toda la carga de

viento se resiste por el sistema porticado exterior, sin necesidad de sobredimensionar los elementos más allá de las dimensiones necesarias para resistir las cargas gravitatorias. Entre las ventajas de este sistema se encuentran que la deformabilidad es muy reducida al llevar los elementos resistentes a fachada (liberando el espacio interior), que permite adecuar la estructura a la disposición arquitectónica tradicional de las ventanas rectangulares (uniéndolas directamente a los soportes estructurales), y que su utilización puede estar estética y económicamente justificada y resultar apta para edificios residenciales, comerciales y de oficinas.

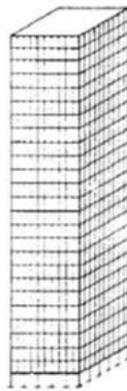


Figura 22. Tubo porticado

Tomado de Estructuras para edificios en altura (López, 2016)

Por otra parte, son motivos que hacen de este sistema económicamente desaconsejable:

- El que el aumento de columnas exteriores suponga necesariamente un mayor número de detalles de las juntas, por lo que es necesaria la prefabricación para que el sistema resulte eficaz.
- En construcción metálica, al crecer el número de soportes exteriores, se precisan mayores cuantías de elementos de protección contra el fuego y de cerramiento.
- Debido al movimiento lateral causado por la flexión en los soportes, la distorsión de particiones y percepción del movimiento podrían ser las mayores limitaciones para el proyecto, lo que significaría un incremento del costo.

Los límites actuales en este sistema parecen situarse en 40 plantas para edificios de oficinas y 70 para edificios residenciales, proporcionando el sistema una buena distribución al no necesitar núcleo central, así como un comportamiento aceptable ante acciones sísmicas.

3.2. Tubo con celosía diagonal

En este sistema se sustituyen los soportes verticales en fachada por diagonales muy próximas entre sí, orientadas en cualquier dirección. Este sistema tiene los siguientes inconvenientes:

- Las diagonales, muy juntas entre ellas, son de reducida dimensión, lo que tiende a reducir su eficiencia.
- El número de uniones en el contorno exterior es mayor que en el caso del pórtico rígido, con lo que aumenta el coste de fabricación y ejecución.



Figura 23. Tubo con celosía diagonal
Tomado de Estructuras para edificios en altura (López, 2016)

Consecuencia inmediata de estas desventajas son los aspectos que merecen un especial tratamiento en el estudio de la malla con celosía diagonal, entre los que destacan:

- Elección de unos parámetros sencillos que permitan definir la distribución de cargas, tanto gravitatorias como laterales, en los puntos de apoyo en la base del edificio, en los que normalmente se produce una discontinuidad en la malla diagonal.
- Los detalles de las uniones deben estudiarse desde el punto de vista económico.

- Es fundamental conocer el efecto de las variaciones de temperatura y tolerancias de ejecución en el contorno exterior, sobre las tensiones producidas en los elementos diagonales.

3.3. Tubo en celosía constituido por soportes y diagonales:

Con la combinación de los dos sistemas anteriores pueden eliminarse algunas de sus desventajas y utilizar una combinación óptima de diagonales, soportes y vigas de unión para crear un tubo rígido. La triangulación constituida por las diagonales permite una mayor distancia entre los soportes exteriores (de 6 a 18m), uniéndose con diagonales a 45°. Otra de las ventajas del sistema es que las diagonales redistribuyen las cargas verticales entre los soportes de modo que, a pesar de pertenecer a diferentes áreas tributarias (superficie de planta con la misma carga), puedan hacerse todos de iguales dimensiones dentro de la misma planta, lo que supondría la posibilidad de tipificar soportes y detalles. Además, actuando como soportes inclinados, las diagonales rara vez estarán sometidas a tracción aún bajo una carga de viento extrema, por lo que la unión entre las diagonales puede ser bastante similar a la de los soportes, favoreciendo su facilidad de ejecución.

En cuanto a la ejecución de las uniones (problema importante en la construcción de edificios en altura de acero), el sistema estructural formado por diagonales y soportes es el más eficiente de los sistemas en tubo, debido a que la rigidez de los nudos en la intersección de los elementos principales ya no es una consideración fundamental, y el número de uniones importantes es relativamente pequeño comparado con las estructuras en tubo porticado.

CAPITULO 4. VERIFICACION PRACTICA

4.1 Recopilación de la Información.

- Fuentes de información primaria: En este paso se buscó toda la información existente en libros, revistas, apuntes de internet, etc.
- Fuentes de información secundaria: Por medio de esta se obtuvo información de estudios anteriores elaborados afines al tema de investigación.

4.2 Estudio de la información: La información recopilada fue leída y analizada por los investigadores y asesor de esta Monografía para extraer los datos y conceptos relevantes a tener en cuenta para el análisis de resultados.

5. DESCRIPCION DEL PROYECTO.

La Monografía se basó en un modelo estructural con una planta que es totalmente regular cuyas dimensiones son 24,55 x 30,4 m (luces iguales de 7.60 m en sentido X y 6,50 y 5,65 en sentido Y), este además posee altura entre niveles de 3,0 m y placas en 2 direcciones de 13,67 m de espesor equivalente de losa que incluye placa, nervios y casetones.

5.1 Normas y factores de carga: Para el análisis y diseño de todos los elementos de la estructura se seguirán los requisitos y normas de la NSR-10.

Materiales

Acero de refuerzo: $f_y = 420$ MPa

Concreto columnas $f'_c = 42$ MPa (Pisos 1-16); 35 MPa (Pisos 17-32); 28 MPa (Pisos 31-40)

Concreto vigas y losas: $f'_c = 42$ Mpa.

Evaluación de cargas

- **Carga Muerta**

Placa: (0,05m) x 2.400 T/m³

120 kg/m²

Nervios (0,10x0,45x2400) T/m3/1mx2	161 kg/m ²
Casetones	7 kg/m ²
Acabados	160 kg/m ²
Particiones	300 kg/m ²

Total carga muerta	748 kg/m ²
• Carga viva	180 kg/m ²

Total carga de servicio	1003 kg/m ²

Consideraciones para Sismo:

Capacidad disipación energía DES

Definir coeficientes de efectos de sitio de acuerdo con el perfil geotécnico obtenido. En nuestro caso para la zona de Medellín.

Departamento de Antioquia

Municipio	Código Municipio	A _a	A _v	Zona de Amenaza Sísmica	A _e	A _d
Medellín	05001	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Abejorral	05002	0.20	0.25	Alta	0.13	0.07
Abriaquí	05004	0.20	0.25	Alta	0.13	0.07
Alejandro	05021	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Amagá	05030	0.20	0.25	Alta	0.16	0.09
Amalfi	05031	0.15	0.20	Intermedia	0.07	0.04
Andes	05034	0.25	0.30	Alta	0.17	0.10
Angelópolis	05036	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Angostura	05038	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.04
Anorí	05040	0.15	0.20	Intermedia	0.07	0.04
Anzá	05044	0.20	0.25	Alta	0.14	0.08

De la Tabla del Apéndice A4, se toma los valores A_a =0,15 y A_v = 0,20, A_e, 0,13, A_d=0,07.

Para calcular los coeficientes F_a y F_v, se hace una interpolación de las siguientes Tablas:

Tabla A.2.4-3
Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Tabla A.2.4-4
Valores del coeficiente F_v , para la zona de periodos intermedios del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Por interpolación se obtuvo: $F_a = 1,15$ y $F_v = 1,55$.
 $S_a = 0.79g$; $T_a = 0.45$ s; $T_o = 0.13$ s; $T_c = 0.65$; $T_l = 3.72$ s

Espectro De Diseño NSR-10

Proyecto: **Monografía**
john jairo velez - edgar goyes

Fecha: 30/11/2018

Grupo De Uso:	I
Departamento:	Antioquia
Municipio:	Medellín
Tipo De Construcción:	Concreto Reforzado y/o Acero Estructural
Tipo De Suelo:	C
Altura Total (h):	120,00 m

T_0 :	0,18 S
---------	--------

T_C :	0,85 S
---------	--------

T	Sa
0	0,180
0,18	0,450
0,85	0,450
0,91	0,422
0,97	0,396
1,03	0,373
1,09	0,353
1,15	0,334
1,21	0,318
1,27	0,303
1,33	0,289
1,39	0,277
1,45	0,265
1,51	0,255
1,57	0,245
1,63	0,236
1,69	0,228
1,75	0,220
1,81	0,213
1,87	0,206
1,93	0,199
1,99	0,193
2,05	0,188
2,11	0,182
2,17	0,177
2,23	0,173
2,29	0,168
2,35	0,164
2,40	0,160
2,46	0,156
2,52	0,152
2,58	0,149

Coficiente De Importancia(I):	1,00
Amenaza Sísmica:	Intermedia
A_1 :	0,15
A_2 :	0,20
C_1 :	0,047
α :	0,9
F_a :	1,20
F_v :	1,60
Periodo Fundamental (T_0):	3,49 S

T_1 :	3,84 S
---------	--------

S_g :	0,11 g
---------	--------

T	Sa
2,64	0,145
2,70	0,142
2,76	0,139
2,82	0,136
2,88	0,133
2,94	0,130
3,00	0,128
3,06	0,125
3,12	0,123
3,18	0,121
3,24	0,118
3,30	0,116
3,36	0,114
3,42	0,112
3,48	0,110
3,54	0,108
3,60	0,107
3,66	0,105
3,72	0,103
3,78	0,102
3,84	0,100
3,90	0,097
3,96	0,094
4,02	0,091
4,08	0,089
4,14	0,086
4,20	0,084
4,26	0,081
4,32	0,079
4,38	0,077
4,44	0,075
4,50	0,073

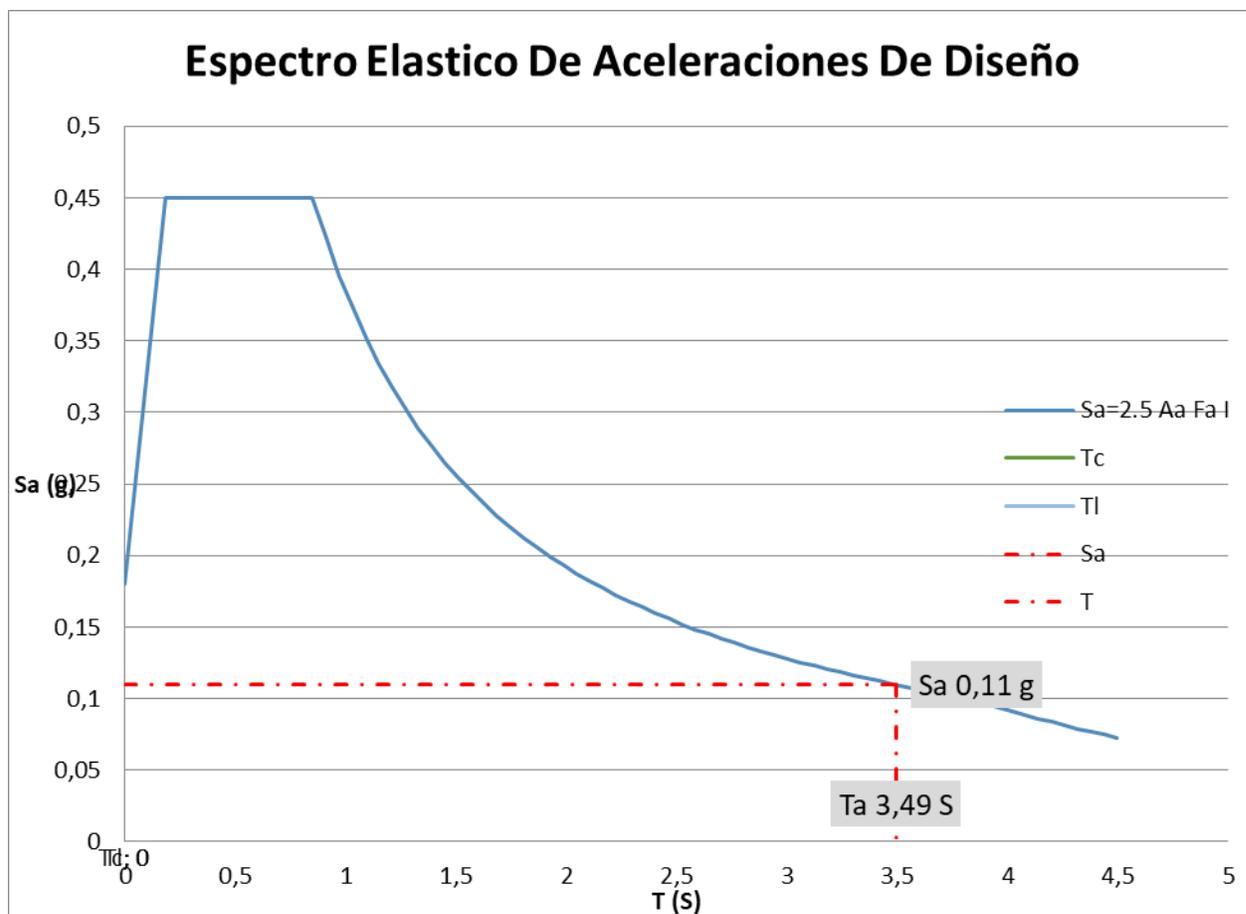


Figura 24. Espectro de diseño.

MODELACIÓN ESTRUCTURAL

- Configuración de los modelos estructurales cumpliendo con los requerimientos sísmicos.
- Dimensionamiento de secciones estructurales según NSR-10.
- Definición de cargas de viento y sismo.
- Definición de cargas muertas y cargas vivas según NSR-10.
- Definición y asignación de materiales.
- Asignación de cargas

PROPUESTA final.

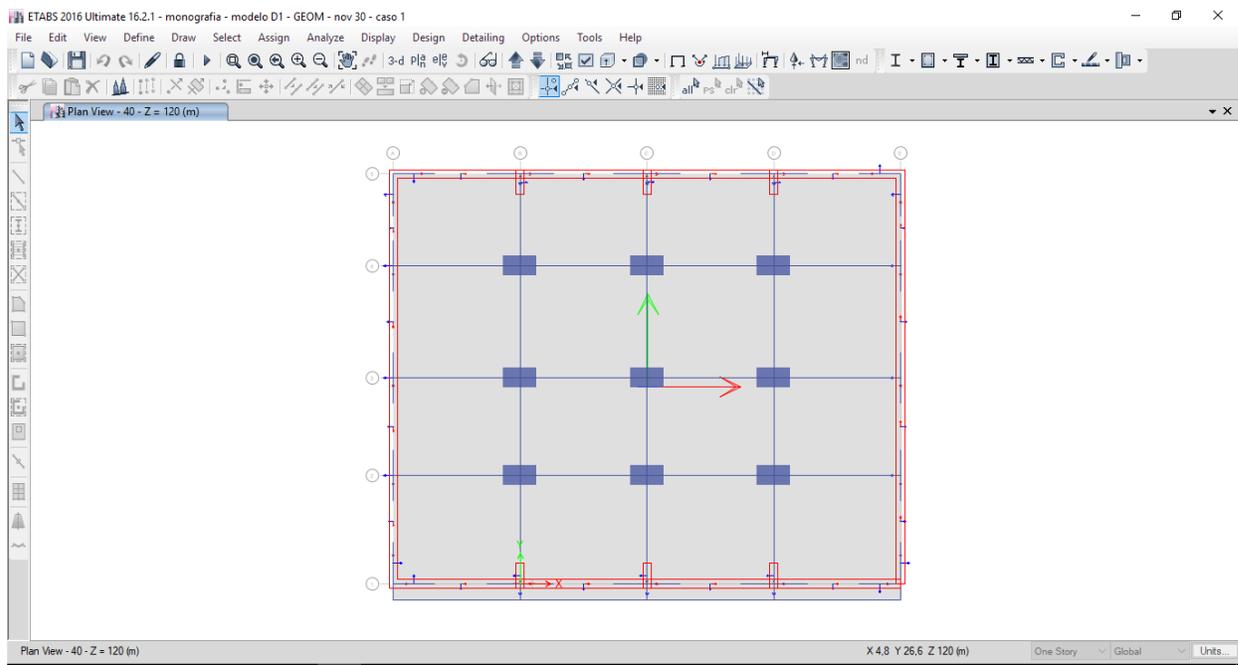


Figura 25. Planta típica.

CAPITULO 5. CALCULO COMPARATIVO DEL PESO DEL EDIFICIO

MANUAL Y CON ETABS

LOSA	e	Área	Densidad	497803
	0,120	778,24	2400	224133

224133 Ton

VIGAS	L	Área	D	
(0,40X0,60) VIGAS 2,3,4	85,2	0,24	2400	49075
(0,40X0,60) VIGAS B,C,D	70,95	0,24	2400	40867
(10,10X0,50) NERVIO BORDE	30,4	0,05	2400	3648
VIGA VOLADIZO	2,85	0,24	2400	1642

49075 Ton

40867 Ton

3648 Ton

1642 Ton

(1,2X2.0) COLUMNAS	L	Área	D	
	22,5	2,4	2400	129600

129600 Ton

SPANDLER	EJE 1	EJE 5	EJE A	EJE E
	2,79	2,79	2,5	2,5
	3,24	3,24	2,85	2,85
	3,24	3,24	3,7	3,7
	2,79	2,79	1,5	1,5
				45,22

48838 Ton

MUROS	EJE 1	EJE 5	EJE A	EJE E
	7,5	7,5	7,5	7,5
	12	12	9	9
	12	12	9	9
	12	12	9	9
	7,5	7,5	7,5	7,5
	61200	61200	50400	50400

223200

Resumen	W	Area	Wpiso	715713
PESO PROPIO	28628525		Wtotal	28628525

ACABADOS	160	778,24	124518	Wacab.tot	4980736
DIVISORIOS	300	778,24	233472	Wdiv.tot	9338880

Peso total	1073704	42948141	Kg
	1074	42948	Ton
Peso por piso		Peso tot. Edif.	

Resultados ETABS

	Load Case /Combo	FZ tonf		Resultado Manual	
Peso propio	PP	33056		29992	
Acabados y Divisorios	DD	14051		14320	
Suma	D	47108	Ton	43160	Ton
			8,38%		

CARGA DE VIENTO.

Coeficientes asignados.

Wind Load Pattern - ASCE 7-05

Wind Load Pattern - ASCE 7-05
✕

Exposure and Pressure Coefficients		Wind Coefficients	
<input checked="" type="radio"/> Exposure from Extents of Diaphragms		Wind Speed (mph)	75
<input type="radio"/> Exposure from Frame and Shell Objects		Exposure Type	C
<input type="checkbox"/> Include Shell Objects		Importance Factor	0,87
<input type="checkbox"/> Include Frame Objects (Open Structure)		Topographical Factor, Kzt	1
Wind Pressure Coefficients		Gust Factor	0,6
<input type="radio"/> User Specified	<input checked="" type="radio"/> Program Determined	Directionality Factor, Kd	0,85
Windward Coefficient, Cpw		Solid / Gross Area Ratio	
Leeward Coefficient, Cpl		Exposure Height	
Wind Exposure Parameters		Top Story	40
Wind Direction and Exposure Width	Modify/Show...	Bottom Story	Base
Case (ASCE 7-05 Fig. 6-9)	Create All Sets	<input checked="" type="checkbox"/> Include Parapet	
e1 Ratio (ASCE 7-05 Fig. 6-9)	0,15	Parapet Height	1,5 m
e2 Ratio (ASCE 7-05 Fig. 6-9)	0,15		

Zona de localización: Ciudad de Medellín.

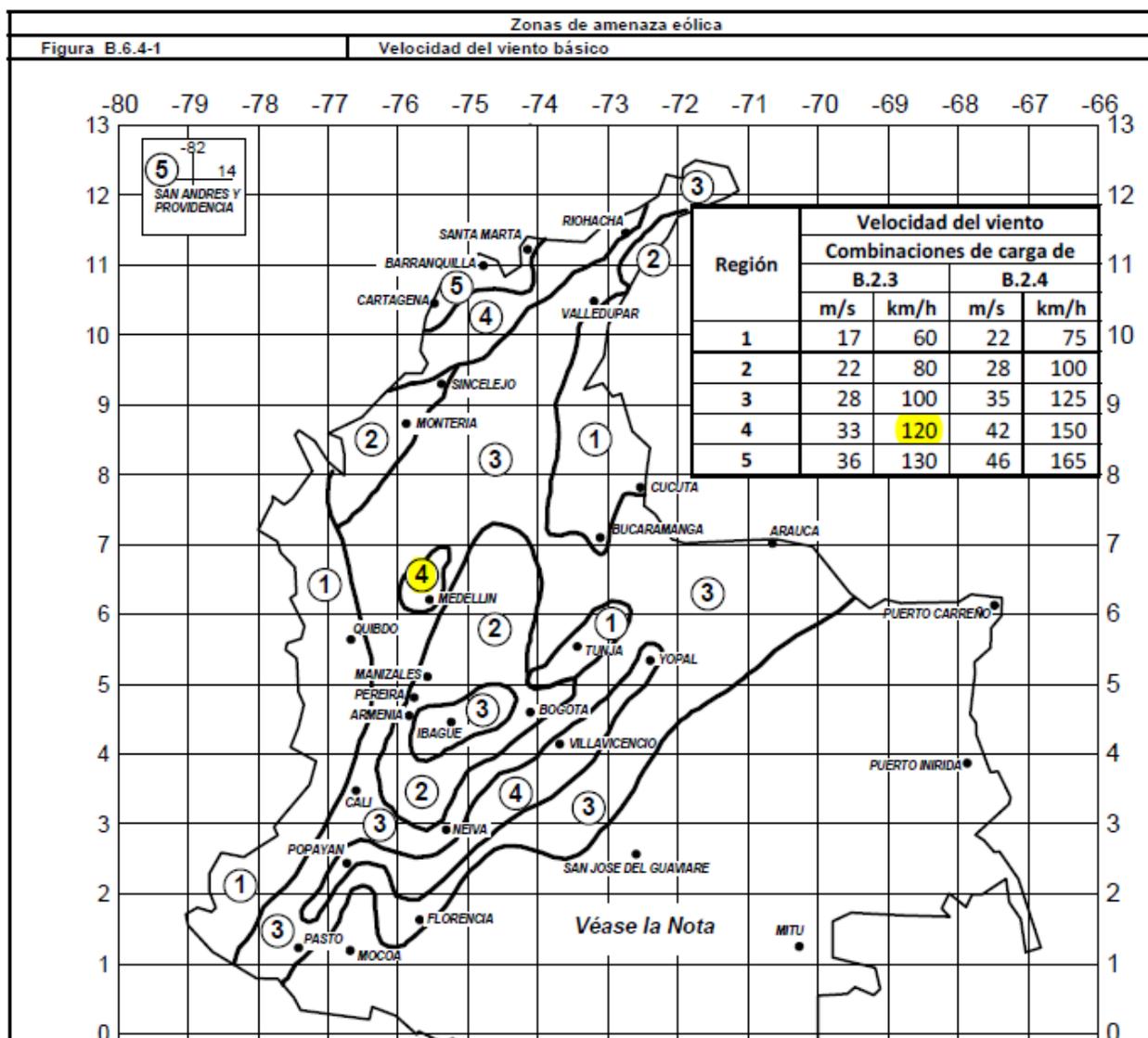
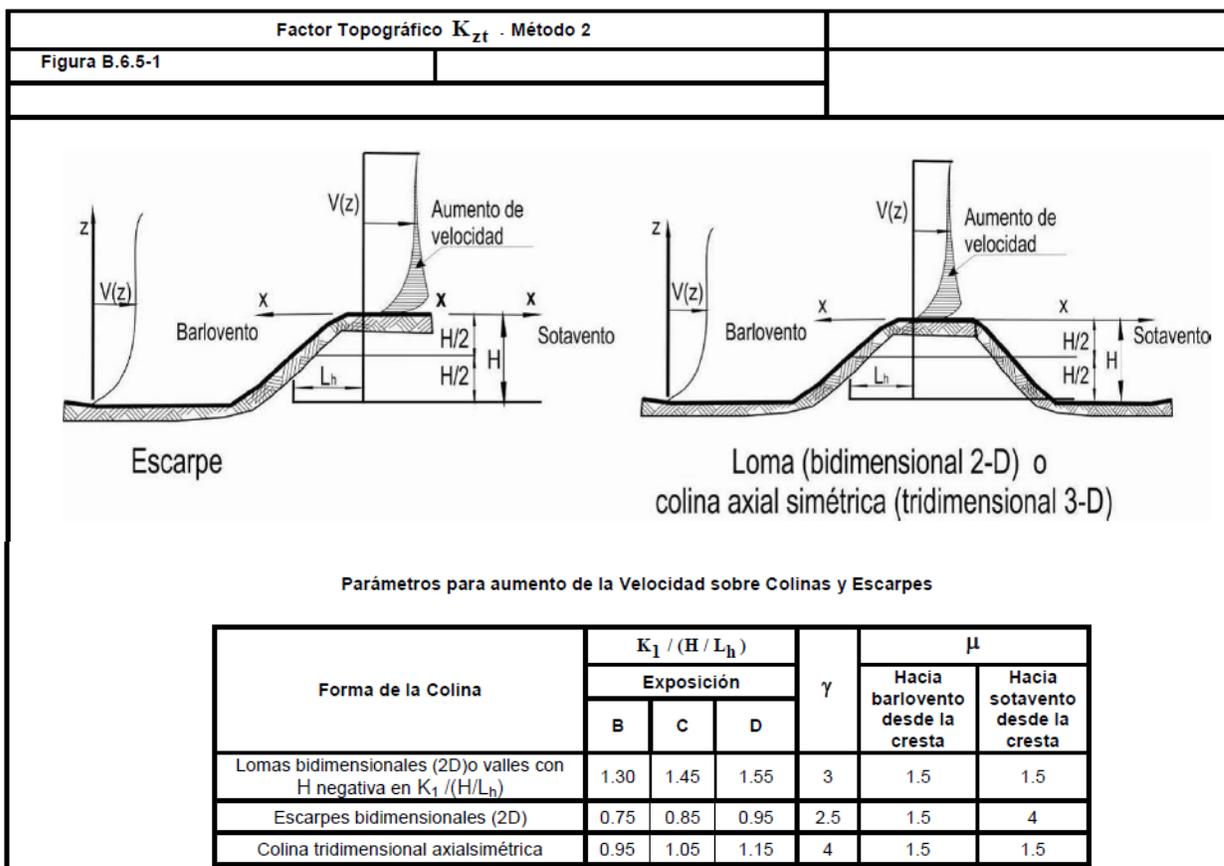


Fig. 26. Mapa de velocidades de viento
Tomado de la Norma NSR-10

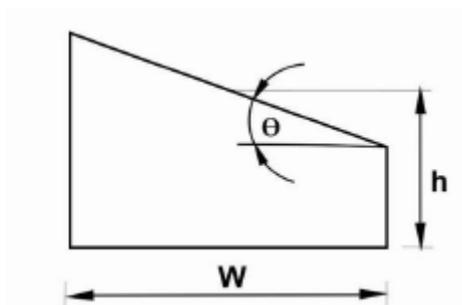
Medellin. Velocidad básica 120 km/h



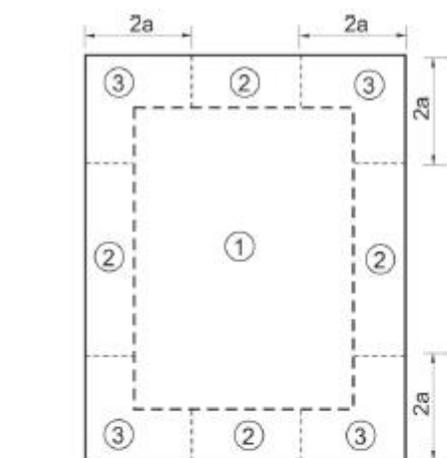
El edificio esta ubicado en una zona no escarpada ni en loma. $K_{zt} = 1.0$

Sistema Principal Resistente a la Fuerza de Viento, Componentes y Revestimientos- Método 2		Todas las alturas								
Figura B.6.5-2	Coeficientes de presión interna, $G C_{pi}$	Muros y Cubiertas								
Edificios Abiertos y total o Parcialmente Cerrados										
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin: auto;"> <thead> <tr> <th style="width: 70%;">Clasificación del Cerramiento</th> <th style="width: 30%;">$G C_{pi}$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Edificios Abiertos</td> <td style="text-align: center;">0.00</td> </tr> <tr> <td>Edificios Parcialmente Cerrados</td> <td style="text-align: center;">0.55 -0.55</td> </tr> <tr> <td>Edificios Cerrados</td> <td style="text-align: center;">0.18 -0.18</td> </tr> </tbody> </table>			Clasificación del Cerramiento	$G C_{pi}$	Edificios Abiertos	0.00	Edificios Parcialmente Cerrados	0.55 -0.55	Edificios Cerrados	0.18 -0.18
Clasificación del Cerramiento	$G C_{pi}$									
Edificios Abiertos	0.00									
Edificios Parcialmente Cerrados	0.55 -0.55									
Edificios Cerrados	0.18 -0.18									

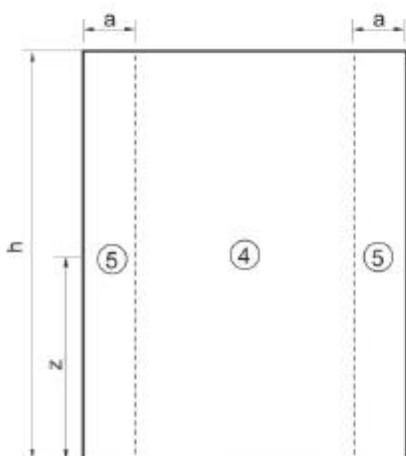
Edificio cerrado.



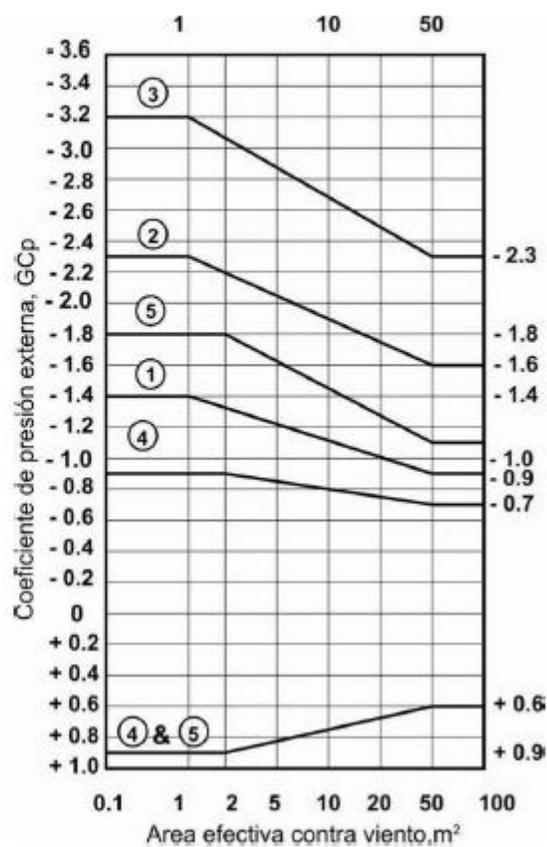
Componentes y Revestimientos – Método 2		$h > 18.0$ m.
Figura B.6.5-14	Coefficientes de Presión Externa, G_{Cp}	Muros y Cubiertas
Edificios Cerrados y Parcialmente Cerrados		



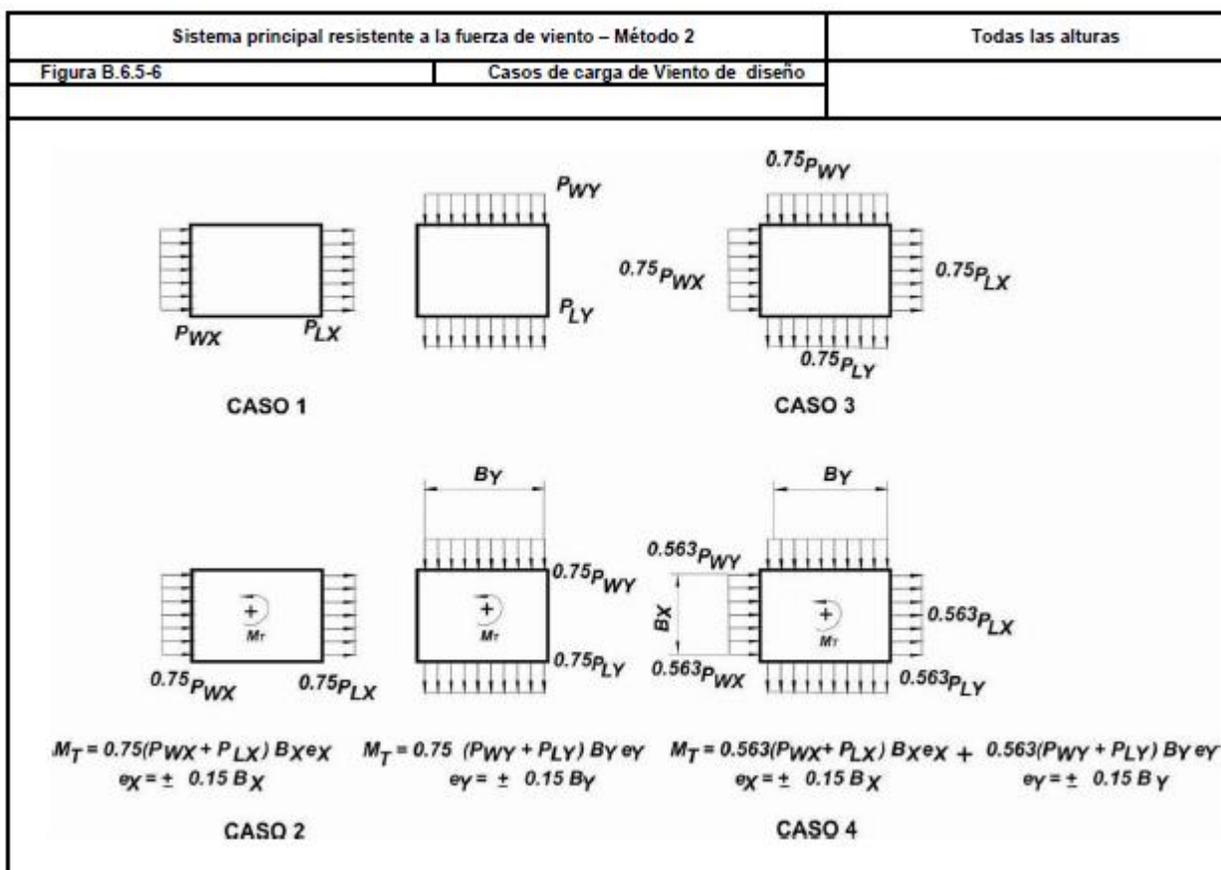
Planta de cubierta



Corte a Elevacion del Muro



Para edificio derrado, para 4 y 5, $G_{Cp} = 0,6$



- Caso 1.** La totalidad de la presión de viento de diseño que actúa sobre el área proyectada perpendicular a cada eje principal de la estructura, considerada separadamente para cada eje principal.
- Caso 2.** Tres cuartas partes de la presión del viento de diseño actuando sobre el área proyectada perpendicular a cada eje principal de la estructura, en conjunto con un momento torsional como el mostrado y considerada separadamente para cada eje principal.
- Caso 3.** Carga de viento como se define en el caso 1, pero considerando que actúa simultáneamente con el 75% del valor especificado.
- Caso 4.** Carga de viento como se define en el caso 2, pero considerando que actúa simultáneamente con el 75% del valor especificado.

Notas:

- Las presiones de viento de diseño para las caras de barlovento y sotavento se determinarán de acuerdo con lo estipulado en B.6.5.12.2.1 y B.6.5.12.2.3, aplicable para edificaciones de todas las alturas.
- Los diagramas muestran vistas en planta de la edificación.
- Notación:

P_{WX} , P_{WY} : Presión de diseño por viento para la cara de barlovento actuando en el eje principal x y el eje principal y , respectivamente

P_{LX} , P_{LY} : Presión de diseño por viento para la cara de sotavento actuando en el eje principal x y el eje principal y , respectivamente

$e(e_x, e_y)$: Excentricidad para el eje principal x , y el eje principal y , respectivamente

M_T : Momento torsional por unidad de altura actuando alrededor de un eje vertical de la edificación.

Excentricidad por ejes principales $e_x = e_y = 0,15$

CAPITULO 6. ANALISIS COMPARATIVO DE LOS DIFERENTES MODELOS CON DIFERENTES FORMAS DE RIGIDIZACION.

Una vez calibrado el Modelo original y habiéndose verificado en él, el cumplimiento de derivas, se procede a rigidizar el edificio por medio de diagonales en cuatro Modelos, variando en ellos la conformación de las diagonales, con el fin de analizar el comportamiento en cada uno de ellos y las variaciones en las derivas.

Se tomaron 5 casos, el primero de ellos (Modelo 1), a pesar de que cumple derivas, se espera optimizarlo con los siguientes 4 Modelos:

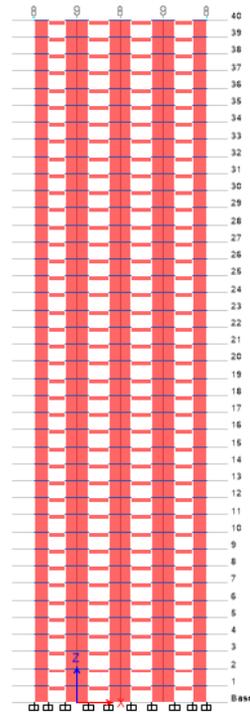
CASO 1 (Modelo Original).

Figura 27. Fachada típica caso 1.

CASO 2 (Modelo con Diagonales en la parte central, en todos los pisos).

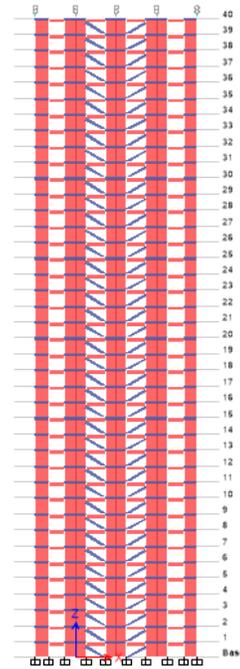


Figura 28. Fachada típica caso 2.

CASO 3 (Modelo con Diagonales en niveles inferiores, centrales y superiores. En los Pisos 5, 6, 7, 15, 16, 17,33, 34, 35).

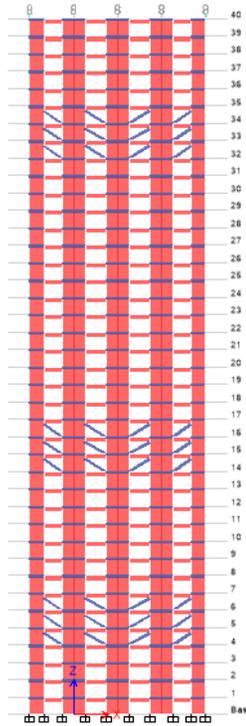


Figura 28. Fachada típica caso 3.

CASO 4 (Modelo con Diagonales solamente en los Pisos 15, 16,17, 27, 28, 29).

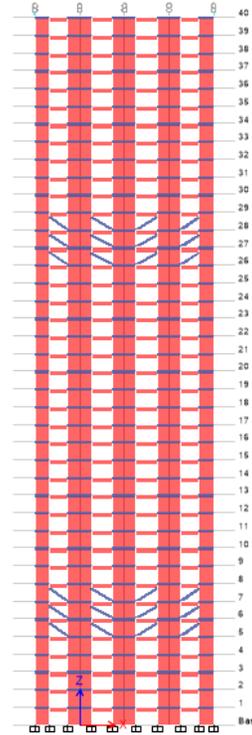


Figura 29. Fachada típica caso 4.

CASO 5 (Modelo con Diagonales en la parte central, hasta el Piso 17 y horizontalmente en pisos 14,15, 16, 17).

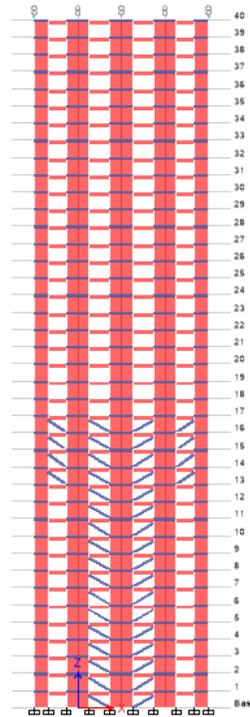


Figura 30. Fachada típica caso 5.

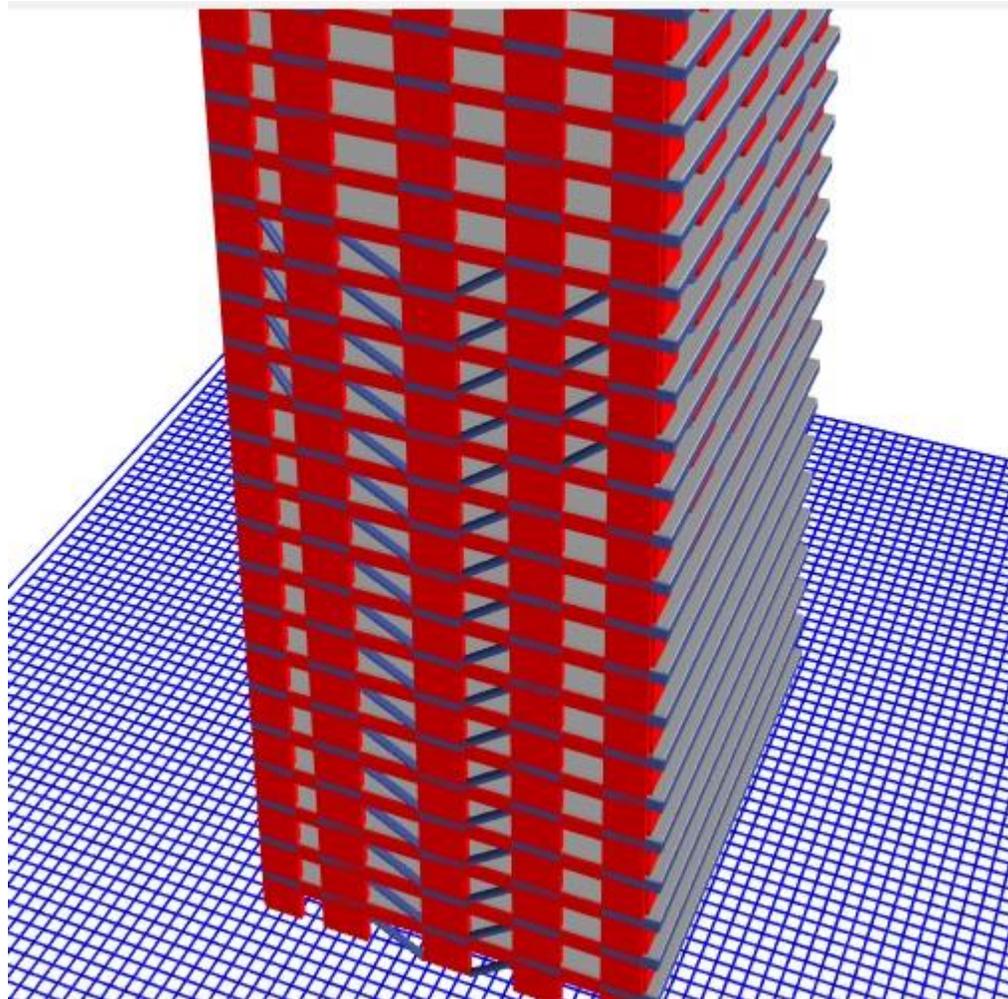


Figura 32. Detalle rigidización Fachada típica caso 5.

CAPITULO 7. ANALISIS DE RESULTADOS

En las siguientes Tabla, se listan las Derivas máximas para cada nivel para los casos Sismo X, Sismo Y y Viento.

CASO 1				
Story	Elevation	DIN-X	DIN-Y	W
	m	X10⁻²	X10⁻²	X10⁻²
40	120	0,2993	0,2652	0,0082
39	117	0,3039	0,2694	0,0081
38	114	0,3108	0,2756	0,0084
37	111	0,3205	0,284	0,0086
36	108	0,3309	0,2935	0,0089
35	105	0,3412	0,3021	0,0092
34	102	0,3508	0,3107	0,0095
33	99	0,3597	0,3186	0,0097
32	96	0,3676	0,3256	0,01
31	93	0,3745	0,3317	0,0102
30	90	0,3806	0,337	0,0105
29	87	0,3857	0,3414	0,0107
28	84	0,3899	0,345	0,011
27	81	0,3932	0,3478	0,0112
26	78	0,3956	0,3498	0,0114
25	75	0,3972	0,3511	0,0116
24	72	0,3979	0,3516	0,0118
23	69	0,398	0,3516	0,012
22	66	0,3974	0,3509	0,0122
21	63	0,3961	0,3497	0,0123
20	60	0,3943	0,348	0,0125
19	57	0,3918	0,3457	0,0126
18	54	0,3889	0,3431	0,0127
17	51	0,3854	0,34	0,0128
16	48	0,3814	0,3364	0,0129
15	45	0,3769	0,3324	0,0129
14	42	0,3718	0,328	0,0129
13	39	0,3661	0,323	0,013
12	36	0,3598	0,3175	0,0129
11	33	0,3527	0,3113	0,0129
10	30	0,3447	0,3044	0,0128
9	27	0,3357	0,2964	0,0127
8	24	0,3254	0,2874	0,0126
7	21	0,3135	0,2775	0,0123
6	18	0,2995	0,2663	0,012
5	15	0,2848	0,254	0,0116
4	12	0,268	0,2392	0,0109
3	9	0,2419	0,216	0,0098
2	6	0,1916	0,1707	0,0078
1	3	0,1112	0,099	0,0042
Base	0	0	0	

CASO 2				
Story	Elevation	DIN-X	DIN-Y	W
	m	X10⁻²	X10⁻²	X10⁻²
40	120	0,296	0,2672	0,0081
39	117	0,2999	0,2709	0,0081
38	114	0,307	0,2773	0,0082
37	111	0,3166	0,286	0,0084
36	108	0,3264	0,295	0,0086
35	105	0,3357	0,3035	0,0088
34	102	0,3445	0,3115	0,0091
33	99	0,3524	0,3188	0,0093
32	96	0,3596	0,3253	0,0095
31	93	0,3659	0,3311	0,0097
30	90	0,3713	0,336	0,0099
29	87	0,3758	0,3402	0,01
28	84	0,3795	0,3435	0,0102
27	81	0,3823	0,3461	0,0104
26	78	0,3843	0,3479	0,0105
25	75	0,3854	0,349	0,0107
24	72	0,3859	0,3494	0,0108
23	69	0,3856	0,3491	0,011
22	66	0,3846	0,3483	0,0111
21	63	0,383	0,3469	0,0112
20	60	0,3808	0,3449	0,0112
19	57	0,378	0,3424	0,0113
18	54	0,3747	0,3395	0,0114
17	51	0,3709	0,336	0,0114
16	48	0,3665	0,3321	0,0114
15	45	0,3616	0,3277	0,0114
14	42	0,3561	0,3229	0,0114
13	39	0,35	0,3174	0,0113
12	36	0,3433	0,3114	0,0113
11	33	0,3359	0,3048	0,0112
10	30	0,3276	0,2974	0,0111
9	27	0,3185	0,2891	0,0109
8	24	0,3082	0,2798	0,0107
7	21	0,2967	0,2694	0,0105
6	18	0,2834	0,2573	0,0102
5	15	0,2687	0,2439	0,0097
4	12	0,2536	0,2302	0,0092
3	9	0,2301	0,2089	0,0084
2	6	0,1836	0,1667	0,0067
1	3	0,1089	0,0981	0,0038
Base	0	0	0	

CASO 3				
Story	Elevation	DIN-X	DIN-Y	W
	m	X10⁻²	X10⁻²	X10⁻²
40	120	0,2998	0,2656	0,0082
39	117	0,3044	0,2697	0,0081
38	114	0,3108	0,2756	0,0083
37	111	0,3202	0,2832	0,0086
36	108	0,3297	0,2916	0,0088
35	105	0,3369	0,2985	0,009
34	102	0,3456	0,3066	0,0092
33	99	0,3553	0,3151	0,0095
32	96	0,3676	0,3249	0,0099
31	93	0,3754	0,3317	0,0102
30	90	0,3818	0,3379	0,0105
29	87	0,3874	0,3429	0,0107
28	84	0,3918	0,3468	0,011
27	81	0,3953	0,3498	0,0112
26	78	0,3978	0,3518	0,0114
25	75	0,3993	0,3531	0,0116
24	72	0,4001	0,3536	0,0118
23	69	0,4	0,3534	0,012
22	66	0,399	0,3524	0,0121
21	63	0,3973	0,3507	0,0123
20	60	0,3946	0,3481	0,0124
19	57	0,391	0,345	0,0124
18	54	0,3863	0,3409	0,0124
17	51	0,3803	0,3354	0,0121
16	48	0,3683	0,3258	0,0119
15	45	0,3619	0,3214	0,0121
14	42	0,3626	0,3247	0,0126
13	39	0,3643	0,3212	0,0127
12	36	0,3588	0,3165	0,0128
11	33	0,3517	0,3104	0,0127
10	30	0,3434	0,3029	0,0126
9	27	0,3329	0,2936	0,0125
8	24	0,3195	0,2818	0,0122
7	21	0,2981	0,2649	0,0114
6	18	0,2829	0,2521	0,0109
5	15	0,2713	0,242	0,0106
4	12	0,2599	0,2319	0,0104
3	9	0,2388	0,2131	0,0094
2	6	0,1914	0,1705	0,0076
1	3	0,1118	0,0995	0,0042
Base	0	0	0	

CASO 4				
Story	Elevation	DIN-X	DIN-Y	W
	m	X10⁻²	X10⁻²	X10⁻²
40	120	0,2944	0,2653	0,0082
39	117	0,299	0,2698	0,0082
38	114	0,3069	0,2769	0,0083
37	111	0,3173	0,2864	0,0085
36	108	0,3278	0,296	0,0088
35	105	0,3378	0,3051	0,009
34	102	0,3471	0,3136	0,0092
33	99	0,3555	0,3212	0,0095
32	96	0,3627	0,3278	0,0097
31	93	0,3686	0,3331	0,0099
30	90	0,3721	0,3364	0,0101
29	87	0,3712	0,3356	0,0101
28	84	0,3732	0,3373	0,0102
27	81	0,3782	0,342	0,0104
26	78	0,3893	0,352	0,0108
25	75	0,3921	0,3547	0,011
24	72	0,3935	0,3559	0,0112
23	69	0,3941	0,3565	0,0114
22	66	0,3938	0,3563	0,0115
21	63	0,3928	0,3554	0,0117
20	60	0,3911	0,3538	0,0118
19	57	0,3887	0,3515	0,0118
18	54	0,3858	0,3488	0,0119
17	51	0,3825	0,3457	0,0116
16	48	0,3786	0,3422	0,0115
15	45	0,3742	0,3383	0,0116
14	42	0,3691	0,3339	0,0119
13	39	0,3632	0,3288	0,012
12	36	0,3565	0,323	0,0119
11	33	0,3487	0,3161	0,0118
10	30	0,3393	0,3077	0,0117
9	27	0,3265	0,2967	0,0115
8	24	0,3075	0,2794	0,0113
7	21	0,2925	0,2658	0,011
6	18	0,2813	0,2555	0,0107
5	15	0,2771	0,2519	0,0103
4	12	0,262	0,2377	0,0097
3	9	0,2391	0,2168	0,0088
2	6	0,1905	0,1729	0,0071
1	3	0,1122	0,101	
Base	0	0	0	

CASO 5				
Story	Elevation	DIN-X	DIN-Y	W
	m	X10⁻²	X10⁻²	X10⁻²
40	120	0,2969	0,2676	0,0082
39	117	0,3014	0,272	0,0082
38	114	0,3094	0,2792	0,0083
37	111	0,32	0,2889	0,0086
36	108	0,3307	0,2986	0,0088
35	105	0,3409	0,308	0,009
34	102	0,3505	0,3168	0,0093
33	99	0,3594	0,3248	0,0095
32	96	0,3673	0,3321	0,0097
31	93	0,3744	0,3385	0,0099
30	90	0,3805	0,3441	0,0102
29	87	0,3856	0,3487	0,0104
28	84	0,3897	0,3525	0,0106
27	81	0,393	0,3555	0,0108
26	78	0,3953	0,3576	0,0109
25	75	0,3968	0,3589	0,0111
24	72	0,3974	0,3595	0,0113
23	69	0,3972	0,3593	0,0114
22	66	0,3961	0,3584	0,0115
21	63	0,3942	0,3566	0,0116
20	60	0,3914	0,354	0,0117
19	57	0,3872	0,3501	0,0118
18	54	0,3804	0,344	0,0117
17	51	0,3678	0,3329	0,0114
16	48	0,3591	0,325	0,0112
15	45	0,3529	0,3194	0,0112
14	42	0,348	0,3152	0,0111
13	39	0,3459	0,3131	0,0114
12	36	0,3396	0,3076	0,0112
11	33	0,3325	0,3013	0,0111
10	30	0,3245	0,2942	0,011
9	27	0,3157	0,2862	0,0109
8	24	0,3057	0,2773	0,0107
7	21	0,2944	0,2671	0,0105
6	18	0,2814	0,2552	0,0102
5	15	0,267	0,2422	0,0097
4	12	0,2521	0,2287	0,0092
3	9	0,2289	0,2076	0,0084
2	6	0,1826	0,1658	0,0067
1	3	0,1083	0,0974	0,0038
Base	0	0	0	

Comparación de las Derivas máximas en todos los pisos para los diferentes casos.

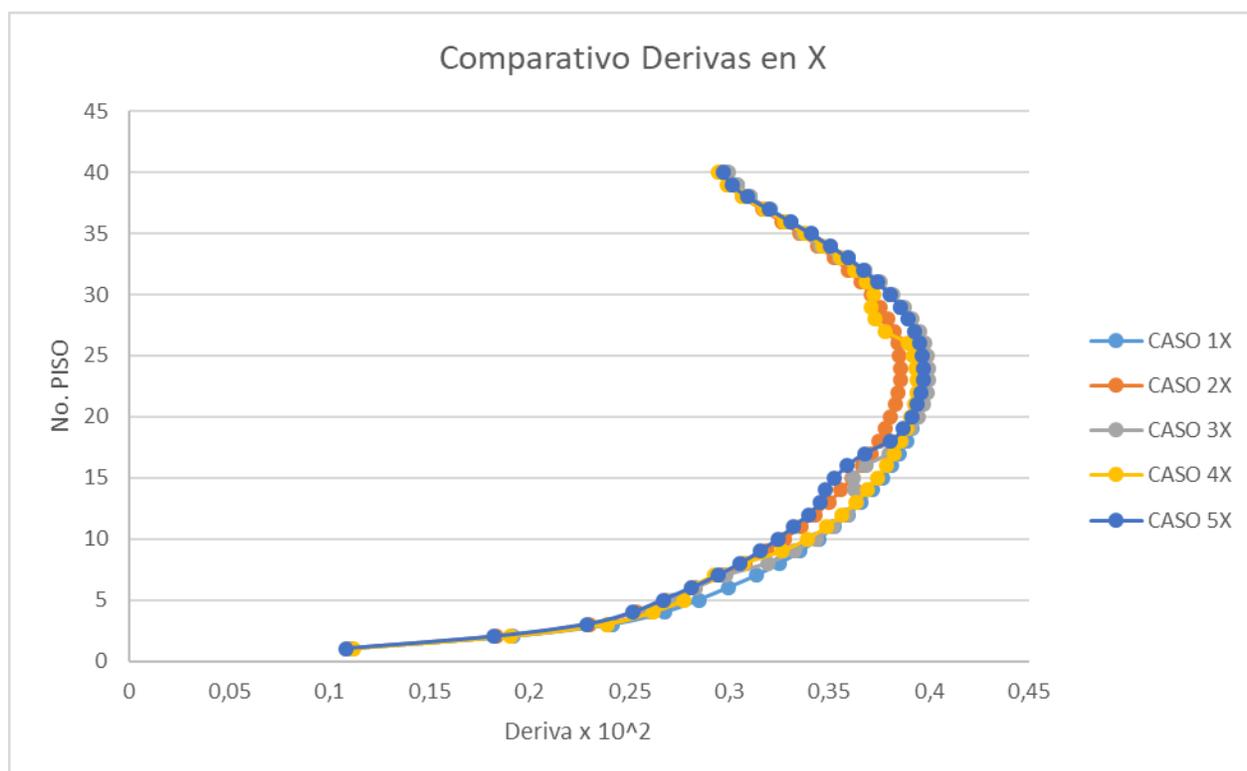


Figura 32. Comparación de derivas en X.

Derivas máximas Din-X

	Nivel	Load Case	Deriva		X	Y	Z
Caso 3	24	DINX Max	0,004001	126	22,8	17,55	72
Caso 1	23	DINX Max	0,00398	53	22,8	13,85	69
Caso 5	24	DINX Max	0,003974	44	-7,6	10,85	72
Caso 4	23	DINX Max	0,003941	49	-7,6	8	69
Caso 2	24	DINX Max	0,003859	49	-7,6	8	72

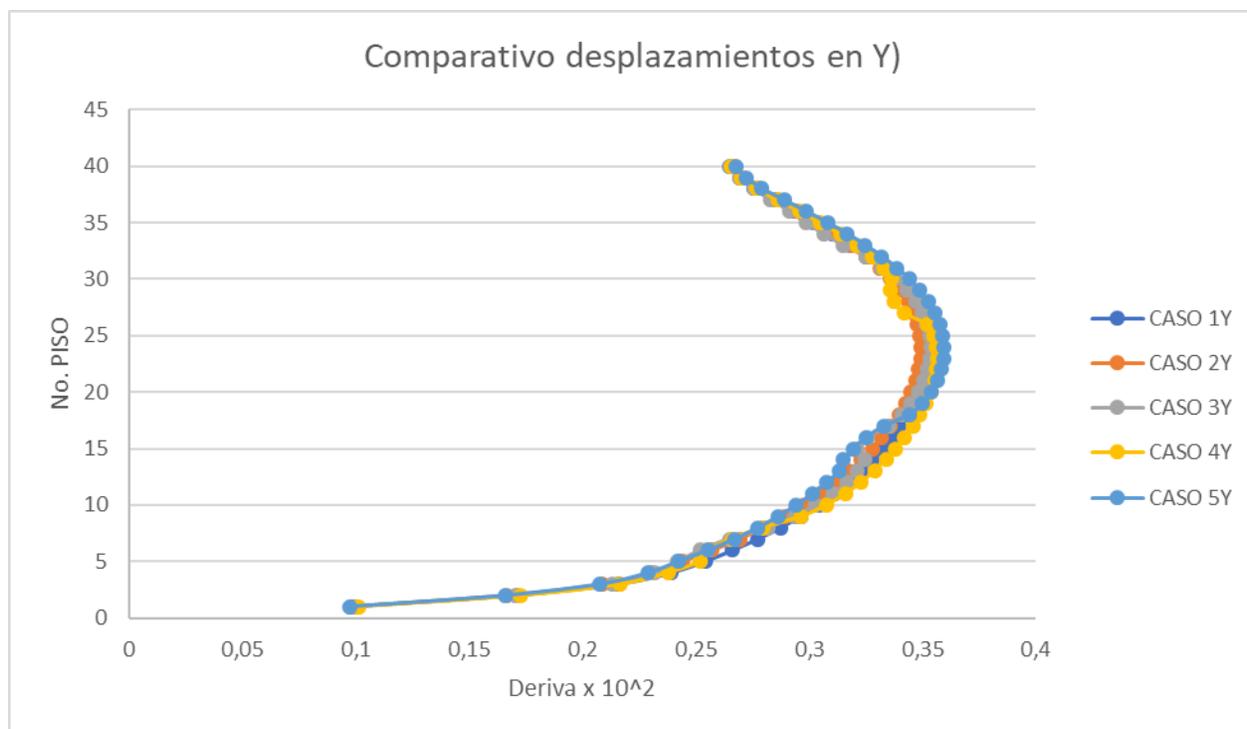


Figura 33. Comparación de derivas en Y

Derivas máximas Din-Y

	Nivel	Load Case	Deriva		X	Y	Z
Caso 5	24	DINY Max	0,003595	44	-7,6	10,85	72
Caso 4	23	DINY Max	0,003565	49	-7,6	8	69
Caso 3	24	DINY Max	0,003536	8	7,6	19,05	72
Caso 1	24	DINY Max	0,003516	8	7,6	19,05	72
Caso 2	24	DINY Max	0,003494	49	-7,6	8	72

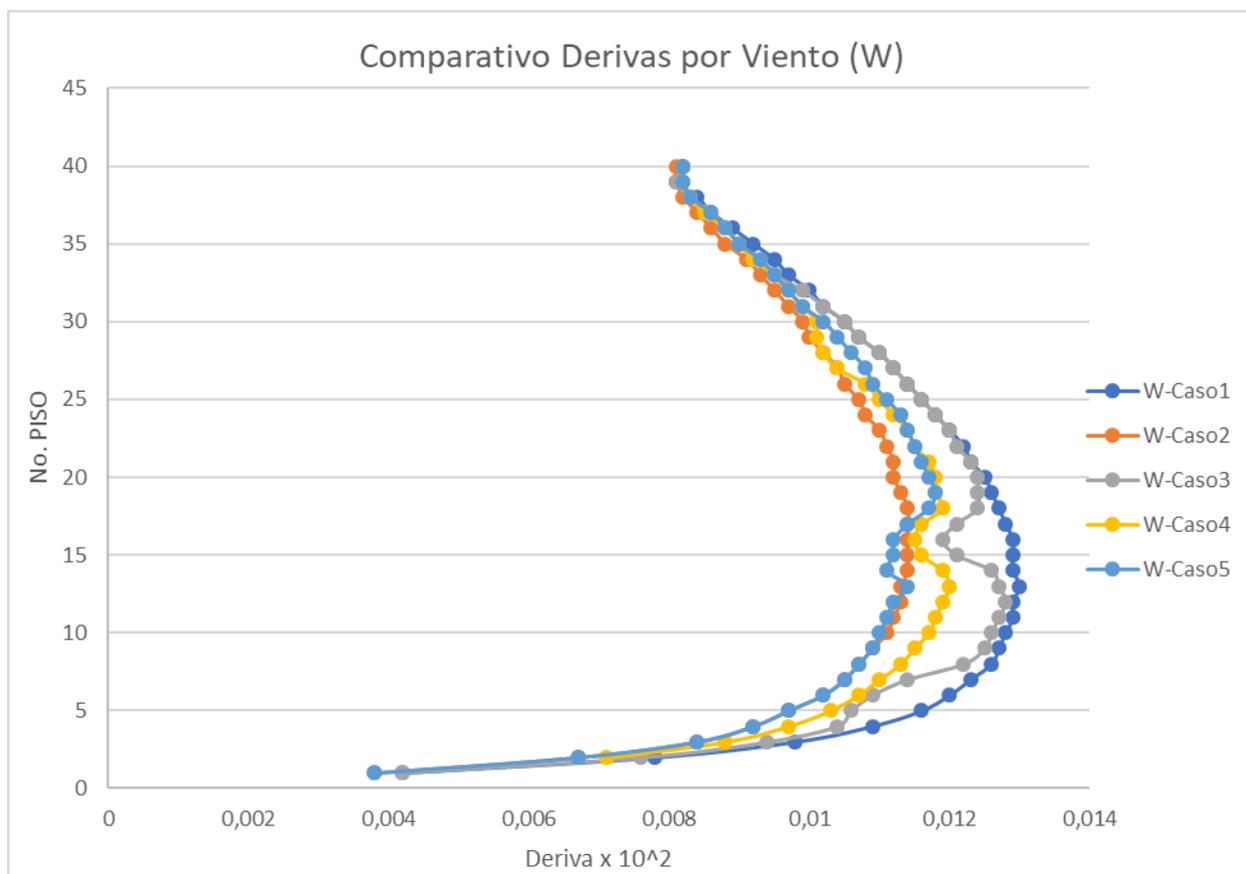


Figura 33. Comparación de derivas Carga de Viento

Derivas máximas-W

	Nivel	Load Case	Deriva		X	Y	Z
Caso 1	13	W	0,00013	9	7,6	24,81	39
Caso 3	12	W	0,000128	9	7,6	24,81	36
Caso 4	13	W	0,000120	9	7,6	24,81	39
Caso 5	19	W	0,000118	37	-7,6	24,55	57
Caso 2	18	W	0,000114	73	17,2	24,55	54

CAPITULO 8. CONCLUSIONES

1. La mejor optimización para la dirección X, fue obtenida con el Modelo 2, en la que respecto al Caso básico (Modelo 1) implicó una disminución de la deriva 3,04% .

Dmenor - X 0,003859
 Dcaso 1 0,00398
 3,04%

El Modelo 2 consistió en la rigidización del tramo central en todos los niveles.

2. La mejor optimización para la dirección Y, no fue significativa, siendo la más óptima la obtenida con el Modelo 2, en la que respecto al Caso básico (Modelo 1) implicó una disminución de la deriva 0,63% .

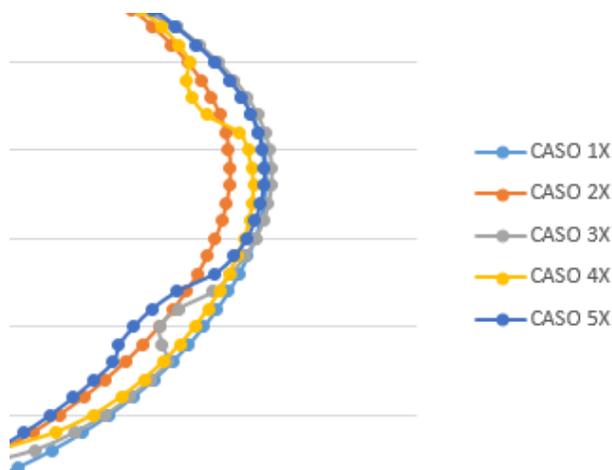
D Menor Y 0,003494
 Dcaso 1 0,003516
 0,63%

El Modelo 2 consistió en la rigidización del tramo central en todos los niveles.

3. La mejor optimización para carga de viento, fue obtenida con el Modelo 2, en la que respecto al Caso básico (Modelo 1) implicó una disminución de la deriva 12,31%.

D Menor Y 0,000114
 Dcaso 1 0,00013
 12,31%

4. En la gráfica comparativa de derivadas máximas en X, se observa que a pesar de que la optimización de las derivadas máximas se presenta para el Modelo 2 (Rigidización de la fachada **en la parte central** en todos los niveles), se originan diferencias de derivadas entre los pisos 10 y 30 según



Para el **tramo superior**, la rigidización del Modelo 4, fue mas eficiente, cerca a los Niveles rigidizados con las diagonales (Niveles 26, 27 y 28), lo que corrobora lo señalado por Engel en su texto Sistemas de Estructuras.

Para el **tramo inferior** la diferencia de derivas maximas no fue significativa, excepto, para el Modelo 5 el cual tenia una importante rigidización en la parte central y horizontalmente en los pisos 13, 14, 15 y 16.

Lo mismo sucede en los tramos inferior, central y superior en la direccion Y.

5. La optimización de derivas no fue significativa en los Modelos 2,3,4 y 5 con el uso de las diagonales, ya que se utilizaron Muros en la fachada, aplicando el sistema de tubos el cual es muy eficiente, tanto que aun sin las diagonales ya se cumplia las derivas en el Modelo 1 inicial.
6. La estrategia de fachada rigidizadora en el perímetro es una estrategia eficiente en la que es necesario que los elementos tipo muro, viga spandrel y diagonales trabajen en conjunto.
7. Este ejercicio experimental y racional de la >Monografía, invita a la construcción de Modelos con diferentes configuraciones, con o sin muros, para el uso optimo de las diagonales en las fachadas, para disminuir las derivas.

REFERENCIAS

- AIS - Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo-Resistente, NSR-10. Bogotá.
- Araujo, R. (2012). El precio de la altura. Técnica y sociedad en el rascacielos contemporáneo. *Arquitectura Viva*.
- Arnold, C., & Reintheman, R. (1987). *Configuración Diseño Sísmico de Edificios*. Mexico. D.F.: Limusa.
- Bernabeu Larena, A. (2007). *Estrategias de diseño estructural en la arquitectura contemporánea*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- Cámara,, M., Compán, V., & Sánchez, J. (2013). El atrio como estrategia estructural en nuevos rascacielos que renuncian a la verticalidad: casos de estudio. *Informes de la Construcción*, 421-433.
- Cevallos, C. (2017). *Análisis de la relación de la frecuencia fundamental de una estructura con la deriva inelástica de piso en una estructura irregular de cinco pisos*. Ambato: Universidad Técnica de Ambato.
- Chopra, A. (2014). *Dinámica de estructuras* (Cuarta ed.). México D.F.: Pearson Educación.
- Dirección de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Peligro sísmico. Diseño sismo resistente*. Quito: MIDUVI.
- Engel, H. (2001). *Sistemas de Estructuras*. Barcelona: Ed. Gustavo Gili.
- Garrido, C. H. (2015). *Control Semiactivo de Vibraciones en Sistemas Estructurales*. Cuyo: Universidad Nacional de Cuyo.

- Gómez, D., Marulanda, J., & Thomson, P. (2008). Sistemas de Control Para La Protección de Estructuras Civiles Sometidas a Cargas Dinámicas. *DYNA*, 77-89.
- Henoch, R. (2007). *Calificación sísmica de edificios*. Santiago de Chile: Universidad de Chile.
- López, C. (2016). *Estructuras para edificios en altura : clasificación, características y fichas*. Valencia, España: Universitat Politècnica de València. Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras.
- MacDonald, A. (2001). *Structure and Architecture*. Londres: Architectural Press.
- Manterola, J. (junio de 1985). La Estructura Resistente de los Edificios Altos. *Informes de la Construcción*, 37(371), 5-30.
- Manterola, J. (1998). La estructura resistente en la arquitectura actual. *Informes de la Construcción*.
- Martorano Navas, L. (1977). *Sistemas de rigidización de edificios en altura frente a acciones*. Madrid: Instituto Eduardo Torroja de la construcción y del cemento.
- Meli, R. (2001). *Diseño estructural*. Ciudad de Mexico, D.F.: Limusa Noriega Editores.
- Millais, M. (1996). *Estructuras de Edificación*. Madrid: Celeste ediciones.
- Montanaro, M. I. (2002). Sistemas de Control de Vibraciones en Estructuras de Gran Altura. *Informes de construcción*, 53(477), 31-39.
- Proaño Sarango, J. S. (2014). *Análisis y Diseño Sísmico de un Edificio en Acero con Aisladores Sísmicos, Modelamiento en Etabs*. Quito: Universidad Central del Ecuador.
- Torroja, E. (1998). *Razón y ser de los tipos estructurales*. Madrid: Consejo superior de investigaciones cinéticas.

ANEXO

A.6.3.1 — DERIVA MÁXIMA — *La deriva máxima para cualquier piso debe obtenerse así:*

A.6.3.1.1 — *En edificaciones regulares e irregulares que no tengan irregularidades en planta de los tipos 1aP ó 1bP (véase la tabla A.3-6), o edificaciones con diafragma flexible, la deriva máxima para el piso i , Δi_{max} , corresponde a la mayor deriva de las dos direcciones principales en planta, j , calculada como el valor absoluto de la diferencia algebraica de los desplazamientos horizontales del centro de masa del diafragma del piso i , $\delta_{cm,j}$, en la dirección principal en planta bajo estudio con respecto a los del diafragma del piso inmediatamente inferior ($i - 1$) en la misma dirección, incluyendo los efectos P-Delta.*

A.6.3.1.2 — *En edificaciones que tengan irregularidades en planta de los tipos 1aP ó 1bP (véase la tabla A.3-6) la deriva máxima en cualquier punto del piso i , se puede obtener como la diferencia entre los desplazamientos horizontales totales máximos, de acuerdo con A.6.2.4, del punto en el piso i y los desplazamientos horizontales totales máximos de un punto localizado en el mismo eje vertical en el piso inmediatamente inferior ($i - 1$), por medio de la siguiente ecuación:*

$$\Delta_{max}^i = \sqrt{\sum_{j=1}^2 \left(\delta_{tot,j}^i - \delta_{tot,j}^{i-1} \right)^2} \quad (A.6.3-1)$$

Alternativamente la Norma contempla que se pueden usar procedimientos para estimar respuestas máximas de cantidades vectoriales. El cumplimiento del cálculo de la deriva para cualquier punto del piso se puede realizar verificándola solamente en todos los ejes verticales de columna y en los puntos localizados en los bordes de los muros estructurales. La máxima deriva del piso i , Δi_{max} , corresponde a la máxima deriva que se obtenga de todos los puntos así estudiados dentro del mismo piso i .

Según la Sección A.6.3.1.3, en los pisos superiores de edificaciones que cumplen las condiciones (a) a (e) presentadas a continuación, se permite calcular la deriva máxima del piso de la forma alternativa que se obtiene con la expresión A.6.3-2 indicada en esta sección.

- (a) La edificación tiene diez o más pisos de altura sobre su base.
- (b) El procedimiento alternativo solo es aplicable en los pisos superiores localizados por encima de dos tercios de la altura de la edificación medida desde su base.
- (c) El sistema estructural de resistencia sísmica es diferente a pórtico resistente a momento.
- (d) La edificación se clasifica como regular tanto en planta como en altura de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.3.
- (e) El índice de estabilidad, Q_i , es menor de 0.10 en todos los pisos donde sería aplicable este procedimiento alternativo.

La máxima deriva del piso i , $\Delta_i \max$, en el procedimiento alternativo corresponde a la máxima deriva de las dos direcciones principales en planta, j , calculada por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta_j^i = \delta_{cm,j}^i - 0.5 \left(\frac{(\delta_{cm,j}^{i-1} - \delta_{cm,j}^{i-2})(h_p^i + h_p^{i-1})}{h_p^{i-1}} + \delta_{cm,j}^{i-2} \right) - 0.5\delta_{cm,j}^{i-1} \quad (\text{A.6.3-2})$$

Para los límites de la Deriva, la Norma NSR-10 en su sección A.6.4 (límites de la deriva) establece lo siguiente:

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1.0% $(\Delta_{\max}^i \leq 0.010 h_{pi})$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5% $(\Delta_{\max}^i \leq 0.005 h_{pi})$