



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DISEÑO CONCEPTUAL DE LA ESTRUCTURA DE UN
EDIFICIO MEDIANTE EL MÉTODO DE OPTIMIZACIÓN
TOPOLÓGICA

T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO MECÁNICO

PRESENTA:

ASAHEL MENDOZA SAN AGUSTÍN

DIRECTOR DE TESIS

DR. FERNANDO VELÁZQUEZ VILLEGAS



CIUDAD UNIVERSITARIA, MÉXICO 2012



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México que gracias ser una universidad pública he tenido la oportunidad desarrollarme personal e intelectualmente para beneficio de mi sociedad en el campo de estudio que más me apasiona.

Al Dr. Fernando Velázquez Villegas por ser un gran asesor en el desarrollo de este trabajo, quien además de brindar sus conocimientos ofrece su tiempo, su apoyo y su confianza, sin los cuales la presente tesis no pudo haberse realizado.

A mi hermano Israel Mendoza San Agustín quien me apoyó con criterios, información y documentos relacionados con la construcción de edificaciones, con lo cual la realización de la tesis fue menos compleja.

Agradecimiento especial a la Dirección General de Asuntos del Personal Académico (DGAPA) por el apoyo brindado para la realización de este trabajo a través de los proyectos PAPIIT TA100112 "Diseño de estructuras ligeras para vehículos urbanos de bajo consumo energético aplicando métodos de optimización" y PAPIME PE102212 "Material Didáctico Interactivo Digital para el aprendizaje del Método de los Elementos Finitos"

DEDICATORIA

A mis padres Hilda y Luis, quienes me han formado como una persona honesta y responsable, que me han brindado su cariño y su apoyo en cualquier proyecto que me he fijado en mi vida. Los quiero mucho y les agradezco el esfuerzo que han hecho para hacer, de mi hermano y de mí, las personas que somos.

A mi hermano Israel, que ha sido un ejemplo a seguir desde que inicié mi educación, le agradezco mucho su apoyo y compañía desde que éramos niños.

A Verónica, que me ha acompañado en los momentos más importantes de mi vida, de quien he recibido un apoyo incondicional en todo lo que me propongo y de quien he aprendido a enfrentar la vida desde una perspectiva diferente.



CONTENIDO

NOMENCLATURA	5
INTRODUCCIÓN	8
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	9
OBJETIVO	9
JUSTIFICACIÓN	9
CAPÍTULO 1 ESTRUCTURA DEL EDIFICIO	10
1.1 INTRODUCCIÓN.....	10
1.1.1 Componentes de una edificación	10
1.1.2 Estructuras Convencionales en Edificios	11
1.1.3 Diseño Óptimo de Estructuras	15
1.2 DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO ÓPTIMO PARA LA CIUDAD DE MÉXICO	20
1.2.1 Descripción de la construcción.....	20
1.2.2 Tipificación de la construcción	20
1.2.3 Casos de análisis de optimización de la estructura del edificio	21
CAPÍTULO 2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	22
2.1 INTRODUCCIÓN.....	22
2.2 CARGAS ACTUANTES EN LA ESTRUCTURA.....	23
ANÁLISIS DE CARGAS DEL CASO I	23
2.2.1 Acciones permanentes	23
2.2.2 Acciones variables	26
2.2.3 Acciones accidentales	26
ANÁLISIS DE CARGAS DEL CASO II	34
2.3 CASOS DE CARGA: COMBINACIÓN DE ACCIONES.....	38
CAPÍTULO 3 MODELO POR ELEMENTOS FINITOS	40
3.1 INTRODUCCIÓN.....	40
3.2 DISCRETIZACIÓN DEL DOMINIO DE DISEÑO	40
3.2.1 Teoría de placas planas de Kirchhoff-Love	41
3.2.2 Elemento shell.....	44
3.2.3 Malla de la estructura del edificio mediante elementos tipo Shell	45
3.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL MATERIAL	46
3.4 TIPO Y UBICACIÓN DE RESTRICCIONES.....	46



3.5	DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS EN EL MODELO	47
	DISTRIBUCIÓN DE CARGAS PARA EL CASO I	47
3.5.1	Distribución de cargas vivas y muertas	47
3.5.2	Distribución de carga sísmica	51
	DISTRIBUCIÓN DE CARGAS PARA EL CASO II	53
3.6	MODELO FEM PARA LOS CASOS DE CARGA	55
CAPÍTULO 4	OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL	60
4.1	INTRODUCCIÓN.....	60
4.1.1	Optimización estructural. Caso I.....	60
4.1.2	Optimización estructural. Caso II.....	60
4.2	OPTIMIZACIÓN TOPOLÓGICA.....	61
4.2.1	Función objetivo.....	62
4.2.2	Variables de diseño	62
4.2.3	Restricciones	63
4.3	RESULTADOS TOPOLÓGICOS DEL EDIFICIO	63
	OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL TOPOLÓGICA CASO I. DISTRIBUCIÓN DE DENSIDADES.....	64
	OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL TOPOLÓGICA CASO I. ESTADO DE ESFUERZOS	68
	OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL TOPOLÓGICA CASO II. DISTRIBUCIÓN DE DENSIDADES.....	77
	OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL TOPOLÓGICA CASO II. ESTADO DE ESFUERZOS	84
4.4	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	89
4.4.1	Caso I de análisis óptimo	89
4.4.2	Caso II de análisis óptimo	92
	CONCLUSIONES.....	95
	BIBLIOGRAFÍA Y MESOGRAFÍA	97



NOMENCLATURA

A_T Área de los trapecios	$C_{V y M_{At}}$ Combinación de la carga viva y muerta para el piso destinado a azotea en el claro corto por nodo
A_t Área de los triángulos equiláteros	$C_{V y M_{OT}}$ Combinación de carga viva y muerta para los pisos destinados a oficinas, despachos y laboratorios en el claro largo por nodo
a Longitud de la base mayor del edificio	$C_{V y M_{Ot}}$ Combinación de carga viva y muerta para los pisos destinados a oficinas, despachos y laboratorios en el claro corto por nodo
α Exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura	CV_m Carga viva máxima uniformemente repartida en toda el área de 350[m ²]
β_x Rotación en el plano X-Z	CV_0 Carga viva para pisos destinados a oficinas, despachos y laboratorios
β_y Rotación en el plano Y-Z	CV_{OT} Carga viva para pisos destinados a oficinas, despachos y laboratorios en trapecios
b Longitud de la base menor del edificio	CV_{OT_n} Carga viva para pisos destinados a oficinas, despachos y laboratorios en trapecios por nodo
C Matriz constitutiva	CV_{Ot} Carga viva para pisos destinados a oficinas, despachos y laboratorios en triángulos equiláteros
c Coeficiente sísmico	CV_{Ot_n} Carga viva para pisos destinados a oficinas, despachos y laboratorios en triángulos equiláteros por nodo
cd Coeficiente sísmico de diseño	Cv Carga viva media
Cm Peso de los muros	Cv_a Carga viva instantánea
Cp Peso de los pisos	Cv_m Carga viva máxima
CV_A Carga viva para piso destinado a azotea	δ Altura gradiente
CV_{AT} Carga viva para piso destinado a azotea en trapecios	D Rigidez a la flexión
CV_{AT_n} Carga viva para piso destinado a azotea en trapecios por nodo	d_f Vector de deformaciones bajo condiciones de flexión
CV_{At} Carga viva para piso destinado a azotea en triángulos equiláteros	d_P Vector de deformaciones bajo condiciones de esfuerzo plano
CV_{At_n} Carga viva para piso destinado a azotea en triángulos equiláteros por nodo	d_{shell} Vector de cargas para elementos shell
CT Carga muerta total	E Módulo de elasticidad
CT_i Carga muerta total por piso	e Espesor de muros y pisos
$CT_{i/AT}$ Carga muerta en el área tributaria de los trapecios	ε_x Deformación normal en dirección X
$CT_{i/At}$ Carga muerta en el área tributaria de los triángulos equiláteros	ε_y Deformación normal en dirección Y
CT_{i/AT_n} Carga muerta en el área tributaria de los trapecios por nodo	ε_z Deformación normal en dirección Z
CT_{i/At_n} Carga muerta en el área tributaria de los triángulos equiláteros por nodo	
CT_{i/m^2} Carga muerta total por piso y por metro cuadrado en un área de 350[m ²]	
$C_{V y M}$ Combinación de carga viva y muerta por nodo	
$C_{V y M_{AT}}$ Combinación de carga viva y muerta para el piso destinado a azotea en el claro largo por nodo	



- F_α Factor que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura
- F_c Factor de carga
- FS Factor de Seguridad
- F_{TR} Factor correctivo que toma en cuenta las condiciones locales relativas a la topografía y a la rugosidad del terreno en los alrededores del sitio de desplante
- F_{V_i} Carga por viento por piso
- f_f Vector de cargas bajo condiciones de flexión
- f_p Vector de cargas bajo condiciones de esfuerzo plano
- f_{shell} Vector de cargas para elementos shell
- γ_{xy} Deformación rotacional en el plano XY
- γ_{xz} Deformación rotacional en el plano XZ
- γ_{yz} Deformación rotacional en el plano YZ
- G Módulo de rigidez a cortante
- g Gravedad
- H Altura de la edificación
- h_i La altura sobre la i-sima masa sobre el desplante
- \underline{K} Matriz de rigidez penalizada
- K Matriz de rigidez de un elemento
- \mathbf{K} Matriz de rigidez global
- \mathbf{k}_f Matriz de rigidez bajo condiciones de flexión
- \mathbf{k}_p Matriz de rigidez bajo condiciones de esfuerzo plano
- L_i Factor de ponderación
- \mathbf{k}_{shell} Matriz de rigidez para elementos shell
- \mathbf{M} Vector de momentos
- M_n Momento en la dirección normal a la frontera de la placa plana
- M_T Momento en la dirección Tangencial a la placa plana
- M_x Momento flector por unidad de longitud alrededor del eje Y en la cara normal al eje X
- M_y Momento flector por unidad de longitud alrededor del eje X en la cara normal al eje Y
- M_{xy} Momento torsor actuante en el plano cuya dirección normal es X
- m_m Masa de los muros
- m_p Masa de los pisos
- N_c Funciones de interpolación
- $\boldsymbol{\varphi}$ Vector de curvaturas
- \mathbf{P} Vector de cargas
- P Perímetro
- P_{T_i} Presión total por piso
- P_z Presión de diseño
- $P_{z_{barlovento}}$ Presión de diseño a barlovento
- $P_{z_{sotavento}}$ Presión de diseño a sotavento
- p Factor de penalización
- Q Factor de comportamiento sísmico
- Q' Factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño
- q Carga repartida transversal en la placa plana
- ρ Densidad del Acero A36
- R_p Coeficiente local de presión
- $\sigma_{VM_{max}}$ Esfuerzo de Von Mises máximo
- σ_f Esfuerzo de fluencia
- σ_U Esfuerzo último
- σ_x Esfuerzo normal en dirección X
- σ_y Esfuerzo normal en dirección Y
- σ_z Esfuerzo normal en dirección Z
- S_i Fuerza cortante lateral actuante en el i-ésimo nivel de la estructura (Carga sísmica por nivel)
- $S_{\perp y \neq}$ Carga sísmica para las direcciones ortogonales y oblicuas por piso
- $S_{\perp y \neq n_i}$ Carga sísmica para las direcciones ortogonales y oblicuas por piso y por nodo
- τ_{xy} Esfuerzo cortante actuante sobre la cara X y actuante en la dirección Y
- τ_{xz} Esfuerzo cortante actuante sobre la cara X y actuante en la dirección Z
- τ_{yz} Esfuerzo cortante actuante sobre la cara Y y actuante en la dirección Z
- θ_x Rotación en dirección X
- θ_y Rotación en dirección Y
- θ_z Rotación en la dirección Z
- T Periodo fundamental de la estructura
- t Espesor de placa plana
- \mathbf{U} Compliance
- \mathbf{U}_i Compliance para cada caso de carga
- \mathbf{U}_L Compliance ponderado
- \mathbf{u} Vector de desplazamientos nodales



- u Desplazamiento en dirección X
- ϑ Módulo de Poisson
- v Desplazamiento en dirección Y
- v_m Volumen de los muros
- v_p Volumen de los pisos
- V_0 Fuerza cortante horizontal en la base de la construcción
- V_D Velocidad de diseño
- V_n Fuerza cortante en la dirección normal a la frontera de la placa plana
- V_R Velocidad regional según la zona que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura.
- W Carga resultante de la suma de la carga viva máxima y la carga muerta
- w Desplazamiento en dirección Z
- \bar{w} Función de peso o ponderación
- W_i Carga W en la i -ésima masa (carga resultante por piso de la suma de la carga viva máxima y la carga muerta)
- Z Altura de un punto de la edificación medido desde el suelo



INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo se obtendrá el diseño conceptual de la estructura óptima de un edificio mediante el método de optimización topológica, donde los pisos del mismo se consideran como elementos estructurales que aportan rigidez. Para esta estructura se encontrará aquella cuya rigidez sea máxima para la menor cantidad de material posible bajo las cargas que se establecen en el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias. Por esta razón se considerarán las condiciones respectivas para un edificio localizado en la Ciudad de México.

En el Capítulo 1 se definirán, de manera introductoria, los tipos de estructura y su clasificación, los tipos de elementos que la conforman, los tipos de estructuras convencionales: cómo se diseñan y construyen comúnmente las edificaciones. También se abordará el tema de estructuras óptimas, dando una breve introducción al problema de diseño óptimo, resaltando algunos tipos de optimización estructural donde se mostrarán algunos ejemplos de diversos tipos de estructuras comunes optimizadas e incluso haciendo referencia algunas edificaciones reales que han sido optimizadas estructuralmente. Por último se realizará una descripción del edificio a optimizar en esta tesis, dando a conocer bajo qué reglamento se diseñará, la tipificación de la construcción y los casos de análisis de optimización.

En el Capítulo 2 se describirán el tipo de acciones bajo las cuales se encuentra sometida una edificación según el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias, se realizará el cálculo de las cargas permanentes, variables y accidentales con base en el reglamento de construcción para los dos casos de análisis establecidos en el Capítulo 1, y por último se llevará a cabo un análisis

para decidir qué tipo de cargas se considerarán en el problema de optimización y cómo serán incluidas en el modelo del edificio.

En el Capítulo 3 se establecerán las condiciones bajo las cuales se simulará el comportamiento de la estructura, empleando análisis por elementos finitos, para lo cual se modelará con el software *HyperWorks*[®], para posteriormente obtener los resultados óptimos de la estructura. En este capítulo se especificará el tipo de elementos finitos en los que se discretizará la estructura y se desarrollará de manera breve la teoría que conlleva para justificar el porqué de su utilización en el modelo. También se definirá el tipo de material que se utilizará para la estructura y sus propiedades mecánicas, así como el tipo y ubicación de las restricciones de movimiento. Por último se tratará con mayor detalle la distribución de las cargas en el modelo y se especificará el número de casos de carga y sus direcciones de acción.

El Capítulo 4 se enfocará en encontrar el diseño óptimo de la estructura del edificio a partir del modelo en elementos finitos, donde se definirán con mayor detalle los dos tipos de optimizaciones que se llevarán a cabo. Se explicará de forma breve cómo resuelve el software el problema de optimización topológica y se especificarán las condiciones bajo las cuales la estructura será optimizada. Por último se mostrarán las imágenes correspondientes a la optimización estructural de cada caso de análisis óptimo así como el estado de esfuerzos para cada caso de carga, para finalmente realizar un análisis de los resultados y presentar las conclusiones del trabajo.



PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La construcción de edificaciones se realiza utilizando métodos tradicionales de la ingeniería, cuya forma y elementos estructurales se definen con geometrías que resulten sencillas para su construcción. En particular, los elementos que conforman la estructura principal, así como su disposición en el espacio, son bien conocidas y están bien determinadas, por lo cual se emplean comúnmente al momento de diseñar una edificación; éstas se sujetan a un reglamento de construcción que establece las condiciones de su diseño, sin embargo, la forma, los límites y parámetros del edificio son establecidos previamente bajo un diseño arquitectónico antes de tomar en cuenta las acciones que repercuten en la estructura que deberían determinarla.

La disposición de la estructura principal (o superestructura) de una edificación tradicional no considera sus características particulares, es decir, cada edificación está sometida a diferentes condiciones dependiendo de su utilidad y el medio en el que se encuentra, por lo cual es de esperarse que su estructura no debería presentar una disposición que sea igual a otra pues debe cambiar dependiendo de las condiciones bajo las que está influenciada. Es común observar que el arreglo de los elementos estructurales, como las columnas, es repetitivo para distintas edificaciones; se determina un conjunto de columnas que definan un módulo de un edificio, y éste conjunto se repite lo necesario hasta completarlo, dependiendo de su dimensión, despreciando por completo las características particulares de cada zona del edificio en cuestión.

El avance en las metodologías en el campo de la optimización estructural, debido al progreso tecnológico computacional, ha dado las herramientas necesarias para poder determinar aquellas estructuras que mejor se adapten a las condiciones de operación

para las que son diseñadas. Este recurso puede ser utilizado para encontrar la solución óptima de la superestructura de un edificio donde todos sus elementos presenten una disposición y una función estructural que satisfaga todas las condiciones particulares que lo envuelven.

OBJETIVO

Diseñar conceptualmente la estructura de un edificio bajo diferentes condiciones de carga mediante el método de optimización estructural topológica.

JUSTIFICACIÓN

Debido al avance que se ha suscitado en relación a la optimización de estructuras bajo diferentes metodologías, resulta conveniente aplicar éstas para diseñar la estructura de las edificaciones de tal manera que presenten las mejores características para las condiciones de operación bajo las cuales están sometidas. El resultado que se logre obtener será de gran funcionalidad, ya que, a partir de éste, es posible obtener una nueva forma de distribución de los perfiles que representen la estructura óptima para la construcción de un edificio.

1.1 INTRODUCCIÓN

Una estructura puede concebirse como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada. La estructura debe cumplir la función para la que está destinada con un grado de seguridad razonable y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio (Gonzalez, 2002). Dentro del ámbito de la ingeniería civil, se conoce con el nombre de estructura a toda construcción destinada a soportar su propio peso y la presencia de acciones exteriores (fuerzas, momentos, cargas térmicas, etc.) sin perder las condiciones de funcionalidad para las que fue concebida ésta.

Una edificación es un tipo de estructura cuya función es aislar el espacio del medio ambiente para soportar personas, equipo, materiales, etc. El primer propósito de las estructuras es soportar diferentes tipos de cargas y transferirlas al suelo. Éstas pueden ser clasificadas dependiendo de su uso y necesidad; una clasificación general es (MacGinley, 1997):

- *Residencial*: casas, apartamentos, hoteles;
- *Comercial*: oficinas, bancos, tiendas departamentales, centros de compras;
- *Institucional*: Escuelas, universidades, hospitales, cárceles;
- *Exhibición*: Iglesias, teatros, museos, estadios deportivos;
- *Industrial*: Fabricas, almacenes, centrales eléctricas, hangares, etc.



Imagen 1-1. Estructura de la Facultad de Ingeniería de la UNAM (Imagen tomada de www.ingenieria.unam.mx)

1.1.1 Componentes de una edificación

Una edificación se compone de tres grandes partes (De Solminihac & Thenoux, 2002):

- *Infraestructura*, quien distribuye las solicitaciones de la superestructura al terreno.
- *Superestructura*, que corresponde al cuerpo estructural de la edificación y cumple aspectos estructurales y funcionales.
- *Techumbre*, cumple aspectos estructurales y funcionales.



Imagen 1-2. Esquema de los principales componentes de una edificación.



La superestructura es la parte de la edificación que se tratará en este trabajo, por lo cual se analizará con mayor detalle.

Una superestructura está compuesta por:

- *Elementos estructurales*, los cuales están destinados a transmitir a la infraestructura los esfuerzos que se solicitan al edificio.
- *Elementos de aislamiento* destinados a aislar la edificación del calor, la humedad, el ruido, etc.

El comportamiento estructural del edificio está determinado por los elementos estructurales, los cuales se pueden clasificar en:

Pilares: Son elementos verticales, solicitados fundamentalmente por compresión, cuyo largo es bastante superior al resto de sus dimensiones. Entre ellos se cuentan:

- *Pilar común*: es aquel pilar que tiene al menos una de sus caras adosada a un muro.
- *Columnas*: son pilares aislados que no están adosados a un muro.

Vigas: Son elementos horizontales de largo considerable superior a sus dimensiones de su sección transversal, están solicitadas principalmente por flexión. Se pueden clasificar en:

- *Viga normal*: recibe la carga en su cara superior.
- *Viga semi-invertida*: recibe la carga entre la cara superior y la inferior.
- *Viga invertida*: Recibe la carga en su cara inferior.
- *Viga T*: Viga en forma de T con una mayor sección en la zona comprimida.

Muros: Son elementos verticales, donde el espesor es bastante menor al resto de las dimensiones. Pueden ser, según su sitio y materiales de fabricación:

- *Muros resistentes*: cuando se diseñan y construyen como elementos estructurales, capaces de transmitir esfuerzos verticales y resistir esfuerzos horizontales.
- *Muros interiores*: son aquellos que dividen ambientes dentro de un edificio, que no necesariamente cuentan con propiedades de resistencia estructural.
- *Muros exteriores*: tienen como objetivo aislar el medio interior del medio ambiente externo como la humedad, temperatura, viento, lluvia, etc.

Losas: son los elementos horizontales que se caracterizan por tener un espesor que es bastante menor que el resto de sus dimensiones. Están sometidas principalmente a esfuerzos de flexión.

De acuerdo a la distribución del armado, pueden ser:

1. *Losas simplemente armadas*, cuya armadura principal está sólo en un sentido y que están apoyadas en 2 extremos opuestos.
2. *Losas con armadura cruzada*, son losas apoyadas en sus cuatro costados, cuentan con armadura principal en dos sentidos.
3. *Losas nervadas*, son aquellas provistas de vigas con distancias libres no mayores a 20[m].
4. *Losas continuas*, es aquel conjunto de losas individuales en cuanto a su construcción pero que trabajan estructuralmente en conjunto.

1.1.2 Estructuras Convencionales en Edificios

El tipo de estructura más común en la construcción de edificios tanto en acero como concreto es la que utiliza marcos rígidos (ver Imagen 1-3). Los marcos formados

por columnas y traveses están unidos formando uniones rígidas capaces de transmitir las cargas en la viga sin que haya desplazamientos lineales o angulares entre sus extremos y las columnas en que se apoya. Sobre las vigas principales, que además de resistir las cargas verticales ayudan a resistir las cargas laterales, se apoyan en algunos casos las vigas secundarias encargadas de soportar el sistema de piso. El empleo de este sistema se debió al desarrollo de nuevos materiales y sistemas de construcción (concreto armado, acero soldado) y a nuevos métodos de análisis y dimensionamiento (Rolón, 2006).

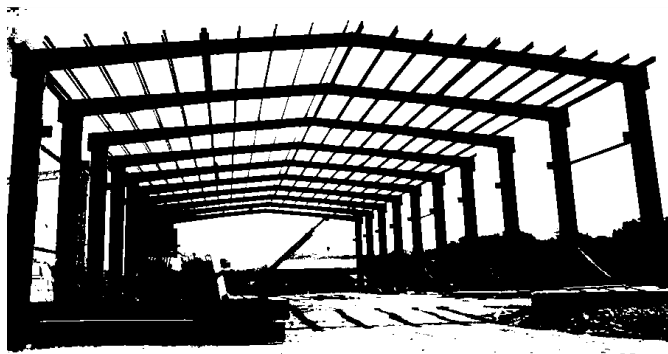


Imagen 1-3. Ejemplo de una estructura de acero tipo marco rígido. (Imagen tomada de <http://www.collado.com.mx>)

Ante cargas verticales, la restricción al giro de los extremos de las vigas, impuestas por su continuidad con las columnas, hace relativamente rígido el sistema. En las columnas las cargas se transmiten esencialmente por fuerzas axiales, excepto cuando se presenten asimetrías importantes en la geometría de la estructura o en la distribución de las cargas verticales. Por el contrario, las cargas horizontales se resisten esencialmente por flexión tanto en las vigas como en las columnas. Esto hace que en el diseño de estas estructuras se tiene que tomar importancia a las deformaciones provocadas por cargas laterales. Una de las mayores limitaciones de los marcos rígidos, que es su excesiva flexibilidad ante cargas laterales, se supera si se recurre a la triangulación por medio de diagonales de contraventeo que por su alta rigidez absorben la mayor parte de las cargas laterales. (Meli, 2008).

En el diseño de edificaciones, a partir de marcos rígidos, se realiza una simplificación transformando una estructura tridimensional en una estructura en dos dimensiones, esto con la finalidad de facilitar el análisis considerando cada marco por separado y sólo dos sistemas de marcos perpendiculares entre sí ligados por un sistema de piso. En este tipo de estructuras puede parecer que su comportamiento estructural sólo se realiza en el plano donde está contenido el marco, sin embargo al presentarse elementos estructurales perpendiculares a éste el trabajo estructural de la edificación es tridimensional.

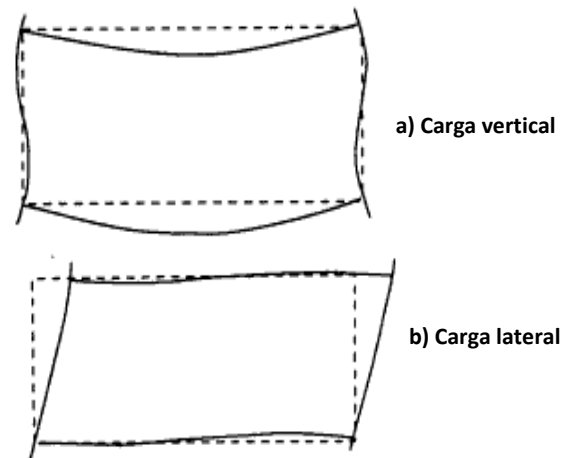


Imagen 1-4. Deformación de un marco rígido (Meli, 2008).

Además de la transformación de las estructuras reales tridimensionales en estructuras planas, se hacen otras idealizaciones para fines de análisis. Un marco cuyas vigas y columnas tienen dos dimensiones de haberlo transformado en plano, se representa por líneas unidimensionales, normalmente coincidentes con los ejes geométricos de los miembros. Los claros de las vigas y las alturas de las columnas son las distancias entre los cruces que representan los miembros. (Gonzalez, 2002).

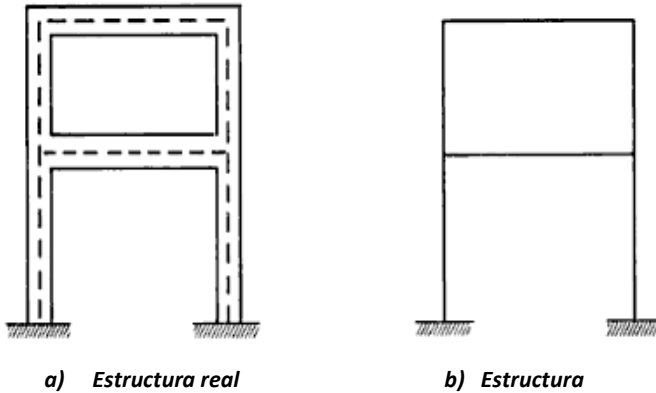


Imagen 1-5. Idealización de una estructura (Gonzalez, 2002).

El marco rígido es el más común en las estructuras modernas, en las que constituye generalmente el esqueleto vertical resistente, en particular en los edificios. Sus ventajas residen no sólo en su buena eficiencia estructural, sino que sobretodo en que ocasiona una mínima interferencia con el funcionamiento de la construcción, al permitir gran libertad en el uso del espacio interior (Meli, 2008).

Una edificación realizada a partir de marcos rígidos se utiliza principalmente para oficinas, debido a que el espacio libre en cada piso permite que las personas se puedan mover con facilidad, además de poder organizar este espacio a la conveniencia de los usuarios. Sin embargo, como en los marcos rígidos las cargas laterales producen principalmente flexión en sus elementos estructurales, es necesario aumentar la rigidez de su estructura debido a la amplitud de sus desplazamientos.

Al incrementar la altura de un edificio se necesita aumentar las dimensiones de vigas y columnas para aumentar su rigidez, lo que vuelve al marco rígido un diseño robusto, por lo cual, se han desarrollado diferentes sistemas de distribución de los elementos estructurales para aumentar la rigidez de la edificación sin perder las ventajas que proporcionan los marcos rígidos.

El sistema utilizado para edificios altos es el tipo de Tubo (ver Imagen 1-6), que consiste en un arreglo

perimetral de columnas exteriores colocadas muy cerca entre sí e interconectadas con vigas, lo que proporciona una enorme rigidez a los edificios muy altos (Rolón, 2006).

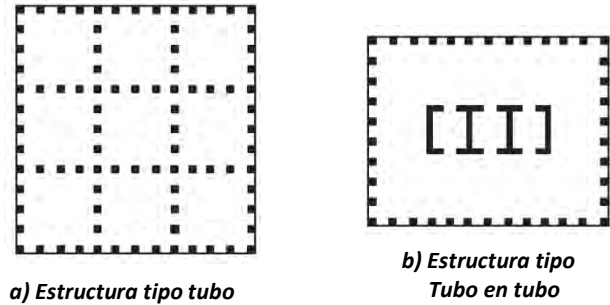


Imagen 1-6. Tipos de estructuras para edificios. Vista superior. (Rolón, 2006).

En este sistema tipo Tubo se aprovechan las columnas de la fachada integrándolas a la ventanería. Existen diversas variantes que tienden a obtener una rigidez todavía mayor, como la de acoplar el tubo a un núcleo central de muros (tubo en tubo, Imagen 1-6 b)), este núcleo comúnmente se utiliza como conducto de elevadores, escaleras o instalaciones. (Meli, 2008).

Otra manera de obtener una mayor rigidez en la estructura de una edificación es el acoplamiento de muros a partir de vigas de gran peralte en cada piso que tienden a hacer trabajar a los muros como una unidad (Ver Imagen 1-7).

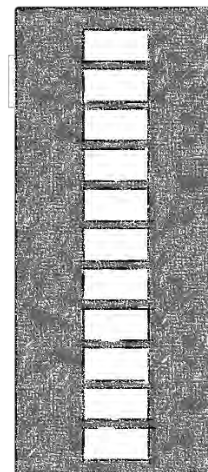


Imagen 1-7. Muro con huecos que se modela como dos muros acoplados. (Meli, 2008)

Otra configuración establece acoplar los muros sólo en algunos pisos, cuyo peralte sea de todo el entrepiso, perdiéndose la utilidad parcial o total de ese espacio. De esta forma se obtiene lo que se denomina una estructura marco-marco, ya que las vigas de gran peralte y los muros se deforman conjuntamente como un marco (Ver Imagen 1-8).

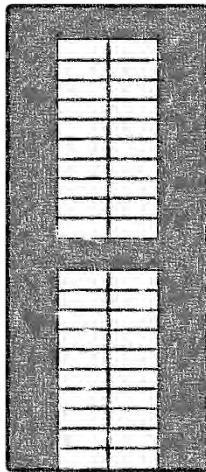


Imagen 1-8. Estructura marco-marco. (Meli, 2008)

Las estructuras mencionadas anteriormente, son resultado de los estudios de comportamiento que han funcionado satisfactoriamente para cumplir los lineamientos de un reglamento de construcción. El proceso que se sigue para conocer el resultado final de una edificación se convierte, a lo largo del mismo, en un proceso subjetivo, ya que la evaluación de las diversas alternativas de solución, desde el diseño conceptual hasta el diseño a detalle, va tomando forma dependiendo de la capacidad y experiencia del proyectista.

El proceso de diseño convencional de edificios podría dividirse en (Hernández, 1990):

1. *Plan de necesidades:* Establece los objetivos que deben cumplir las estructuras en su puesta de servicio. En él se determinan algunas características fijas del diseño.

2. *Selección y cálculo de la estructura:* El plan de necesidades suele permitir soluciones estructurales distintas. A tal efecto suelen plantearse varias alternativas basadas en situaciones anteriores que resulten similares, y se lleva a cabo un cálculo para cada una de ellas. El resultado permite realizar las modificaciones pertinentes y reducir el conjunto de posibilidades a una sola de ellas. Posteriormente se puede refinar la solución hasta obtener un funcionamiento más eficaz. Esta es la parte que requiere mayor número de decisiones por parte del proyectista.

3. *Diseño de detalles:* Sirve para definir aquellos aspectos que tienen un interés muy localizado y no afectan al diseño en general de la estructura.

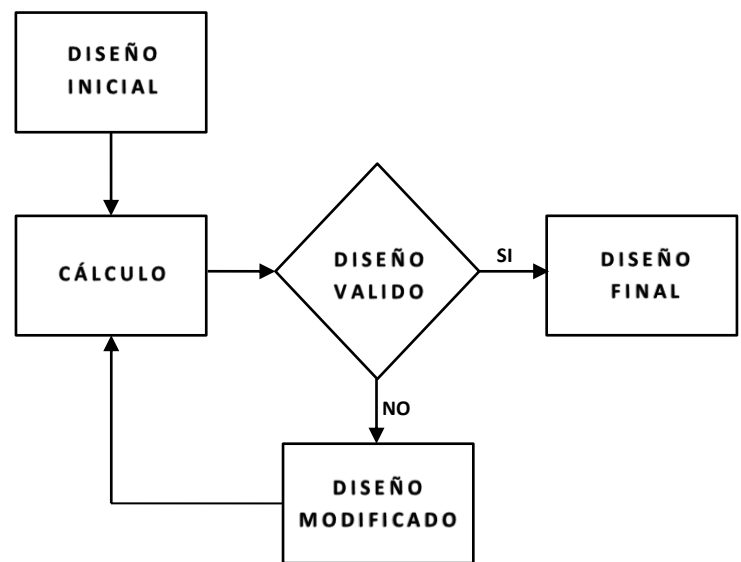


Imagen 1-9. Proceso del diseño convencional. (Hernández, 1990)

El proceso de diseño se puede observar en la Imagen 1-9, donde una vez realizado el cálculo correspondiente, la estructura se sujeta a validación del diseñador para conocer si ésta es aceptada o no. Es aquí donde el proceso se vuelve de carácter subjetivo, pues la experiencia determinará en que momento este proceso, que se vuelve iterativo, deberá detenerse para encontrar la mejor solución.

1.1.3 Diseño Óptimo de Estructuras

El ser humano se ha visto en la necesidad de encontrar las mejores soluciones a los problemas que se enfrenta, sin embargo, pueden existir diferentes soluciones para un mismo problema, por lo cual es común preguntarse cuál de ellas es la mejor de todas, en otras palabras, siempre ha sido deseable encontrar una solución óptima. El estudio con relación a las estructuras no ha sido la excepción, pues la construcción de éstas ha tomado parte en el desarrollo de la humanidad.

Actualmente, la búsqueda de nuevas estructuras para incrementar su desempeño, ha dado pie al desarrollo de metodologías que permiten obtener diseños estructurales de funcionalidad óptima, esto, aunado al desarrollo en el ámbito computacional y al desarrollo de los métodos de elemento finito, se han podido crear diversos programas de cómputo que permiten modelar distintos tipos de estructuras y obtener aquellas que mejor se adapten a las condiciones de diseño.

A lo largo de las últimas décadas las metodologías de optimización estructural han alcanzado un desarrollo importante, como las aportaciones de Bendsoe (Bendsoe & O., 2004) en la generación de topologías óptimas para estructuras o Xie y Steven al desarrollar los métodos de la Optimización Estructural Evolutiva (ESO por sus siglas en inglés) (Xie & Steven, 1997). Estos estudios han proporcionado una herramienta de gran utilidad para la ingeniería de diseño, debido a que los métodos de optimización han sido incorporados al software tradicional de elemento finito (Velázquez, 2003; 2009; Lozano, 2010; López, 2011; Mestas, 2010; Sandoval, 2010).

El problema de diseño óptimo (Martinez, 2003)

El problema de diseño óptimo se entiende como aquel que se plantea determinar el valor de una serie de variables de manera que se minimice el valor de una función objetivo a la vez que se cumple una serie de restricciones impuestas.

Las características que definen un problema de diseño óptimo son:

1. Las variables de diseño
2. La función objetivo
3. Las restricciones

A continuación se describirán con mayor detalle cada una de las características.

Variables de diseño y parámetros del problema de diseño óptimo.

Las magnitudes que intervienen en un diseño se pueden dividir en:

- *Parámetros del problema*, éstas representan magnitudes cuyo valor es fijo para todo el diseño y son consecuencia de una serie de condiciones impuestas externamente al problema.
- *Variables del problema*, éstas hacen referencia a magnitudes cuyos valores cambian conforme evoluciona el diseño.

En el caso más general, se distinguen cuatro tipos de variables, en función de la complejidad que plantea la optimización:

- Propiedades de la sección transversal (áreas, espesores, momentos de inercia).
- Geometría de la estructura (dimensiones, contornos).
- Topología de la estructura.
- Propiedades del material.

Función objetivo

Suele ser una función escalar de las variables que intervienen en el diseño, y la condición habitual que se le exige a dicha función es que para la solución óptima tome un valor mínimo.

En la optimización estructural los objetivos comunes son minimizar su peso y minimizar su energía de deformación, la finalidad es crear diseños de mínimo

coste que puedan satisfacer las restricciones que los envuelven.

Restricciones

Las restricciones son las condiciones que debe cumplir el diseño para que pueda ser considerado válido. Estas condiciones se plantean como funciones de las variables a las que se les exige tener algún valor o mantenerse dentro de unos límites.

Tipos de optimización estructural

El proceso de diseño que en la sección 1.12 se describe, se caracteriza por el grado de subjetividad del diseñador, donde el objetivo es encontrar aquella solución que permita cumplir de forma satisfactoria los requerimientos de diseño. Sin embargo, las metodologías de optimización estructural permiten realizar procedimientos estructurados a partir de algoritmos computacionales que permite obtener la mejor solución de un diseño sin que sea necesario establecer el criterio del diseñador para obtener la solución óptima.

Existen diferentes tipos de optimización estructural, los cuales dependen de las variables de diseño. Cabe mencionar que el material que anteriormente se considera como variable de diseño, comúnmente suele plantearse por el diseñador, por lo que éste pasa a ser un parámetro de diseño bien establecido, por lo cual los tres tipos de variables de diseño restantes determinarán los tres tipos de optimización estructural más comunes. Estos son (Martinez, 2003):

Optimización de propiedades de la sección transversal

En este tipo de optimización estructural, las variables están asociadas a las propiedades geométricas de la sección transversal de los elementos que integran la estructura.

Optimización geométrica o de Forma

Esta consiste en modificar la geometría del dominio de diseño preservando su topología, es decir, sin crear

huecos o cavidades en su interior. Además de utilizar las variables empleadas en la optimización de propiedades, se utilizan aquellas asociadas a la forma geométrica de la estructura.



Imagen 1-10. Evolución de la optimización de forma de un objeto colgado en el aire bajo la acción de la gravedad. Solución ESO (Xie, Zuo, Huang, Tang, Zhao, & Felicetti, 2011).

Optimización topológica

La optimización topológica consiste en determinar la morfología óptima a partir de un modelo muy distante del óptimo. El proceso que se lleva a cabo parte de retirar aquel material que no represente alguna funcionalidad estructural, en cambio, el material que sí cumpla con esa función, será direccionado hacia aquellas zonas donde se satisfaga tanto las restricciones como la condición de la función objetivo.

Este método suele caracterizarse a partir de fijar un valor de densidad nulo para aquellas zonas del dominio que no cuenten con material una vez comenzado el proceso de optimización topológica, comúnmente se le da un valor de {0}, en cambio, se fija un valor de densidad {1} a aquellas zonas donde exista material. Se desea que los valores de densidad en el modelo varíen de manera binaria {0,1}, sin embargo se ha demostrado que esta solución no es posible ya que la distribución del material presenta diferentes matices, dando como resultado valores de densidades intermedios entre cero y uno, por lo que es necesario introducir métodos de penalización que obligue la solución binaria para

obtener un resultado que pueda ser de utilidad ingenieril.

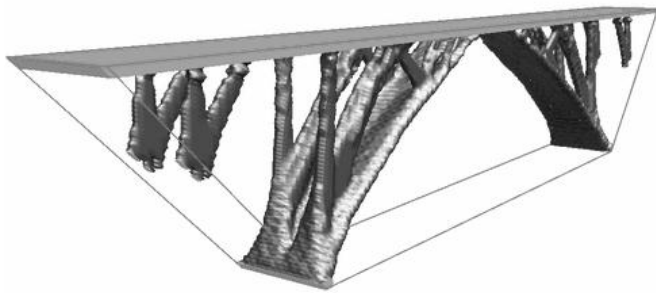


Imagen 1-11. Optimización topológica de un puente (Imagen tomada de www.cmap.polytechnique.fr)

Estructuras Óptimas

El análisis por elementos finitos (FEA, por sus siglas en inglés) ha sido de gran ayuda para resolver problemas de ingeniería donde los análisis clásicos se vuelven muy complejos para su aplicación. Este tipo de análisis utiliza una metodología que se basa en modelar una estructura continua como un conjunto de elementos de geometrías simples que permiten realizar un análisis con mayor facilidad. De esta forma es posible obtener una solución particular para cada elemento, y a partir de ésta, obtener una solución global que represente el comportamiento de las estructuras. El método de los elementos finitos produce, dependiendo del número de nodos y grados de libertad, una serie de ecuaciones algebraicas que, para estructuras complejas, puede llegar a ser bastante grande, por lo cual es necesario utilizar herramientas computacionales que permitan resolver tales sistemas en un corto periodo de tiempo.

Los métodos actuales en optimización estructural utilizan el análisis por elementos finitos para poder abordar distintos problemas de ingeniería mediante métodos de análisis numérico, con la finalidad de obtener soluciones óptimas donde la experiencia del diseñador no influya en el resultado.

Hay que tener en cuenta que para realizar el proceso de optimización es necesario partir de un modelo estructural robusto, es decir, un modelo lo

suficientemente grande que sea capaz de contener el diseño final deseado (Dominio de diseño), cuyas restricciones y cargas en el espacio estén ubicadas en los puntos para los que se requiere que trabaje la estructura (Ver Imagen 1-12), o en algunos casos es necesario únicamente que el dominio contenga las restricciones y solicitaciones (en el caso estructural, esto significa contener los apoyos y cargas) como en los métodos de optimización bidireccional.

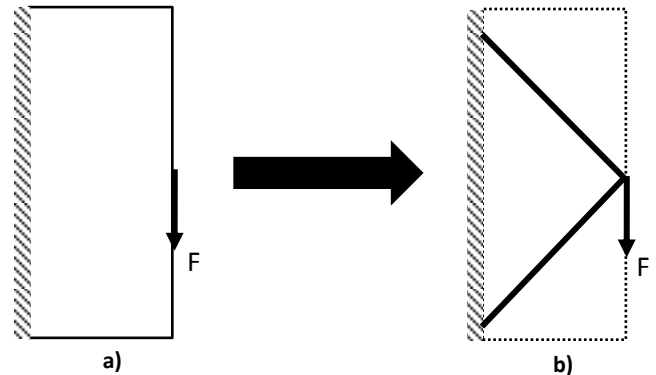


Imagen 1-12. Optimización estructural de un marco de dos barras. a) Dominio de diseño, b) Optimización del marco estructural

Las metodologías de optimización han demostrado resultados de diversos problemas estructurales que están bien determinados. Ejemplos de ellos se muestran a continuación:

Estructura de Michell

Michell desarrollo las primeras estructuras bajo la condición de peso mínimo. La Imagen 1-13 muestra un clásico ejemplo de las estructuras de Michell, en la cual se requiere el mínimo peso bajo una condición de carga localizada en medio de dos soportes fijos (Xie & Steven, 1997).

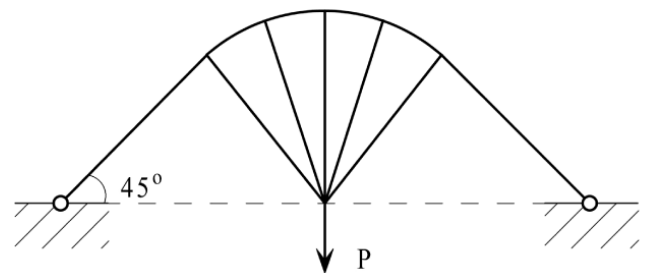


Imagen 1-13. Estructura de Michell con dos soportes fijos

A partir de los métodos de optimización estructural topológica se puede obtener la solución de Michell al definir y discretizar un dominio de diseño y establecer las condiciones en las que se encuentra la estructura.

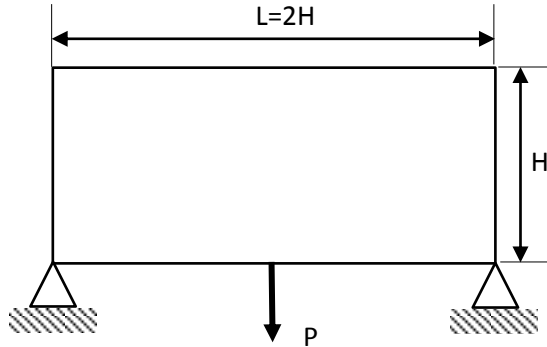


Imagen 1-14. Dominio de diseño para la estructura de Michell

En la Imagen 1-15 puede observarse el proceso de optimización correspondiente al método ESO (Evolutionary Structural Optimization), donde el material removido depende del nivel de esfuerzo.

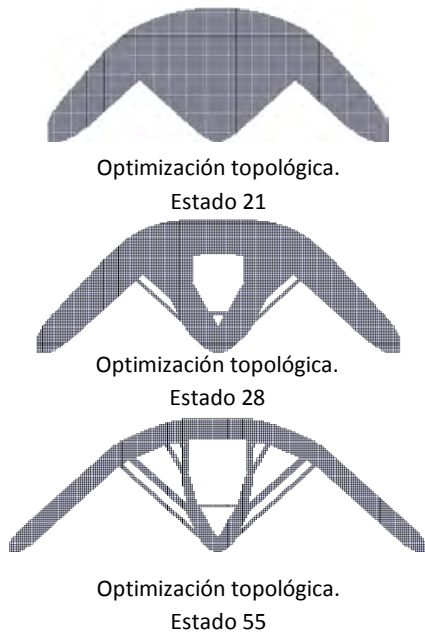


Imagen 1-15. Evolución de la Optimización estructural Topológica mediante el método ESO. Para el dominio de diseño se utilizó una malla de 100X200 de elementos planos que en total suman 2000, además se utilizó una fuerza $P=200$ [N] y un valor de $H=100$ [mm] (Querín, 1997).

Viga corta en voladizo

Otra ejemplificación de los métodos de optimización estructural topológica es la viga corta en voladizo, particularmente para este trabajo tomará gran importancia su solución óptima debido a la similitud de las condiciones en el caso a analizar en esta tesis.

Este tipo de estructura se encuentra dispuesta de la siguiente manera: existe empotramiento del lado izquierdo de la viga y una fuerza vertical es aplicada en su otro extremo justo en la mitad del lado libre. Cabe resaltar que la viga está bajo condiciones de esfuerzo plano.

El dominio de diseño se observa en la Imagen 1-16.

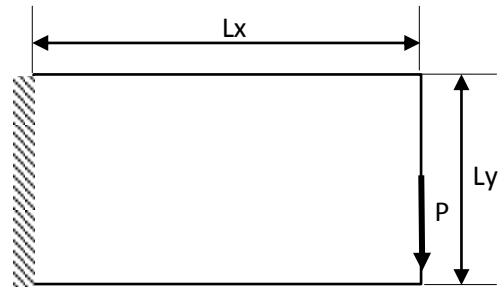


Imagen 1-16. Dominio de diseño para la viga corta en voladizo

La optimización estructural topológica mediante el método ESO para el caso de esfuerzo plano se representa en la Imagen 1-17. En la Imagen 1-18 se puede observar la solución para la viga con elementos en tres dimensiones.

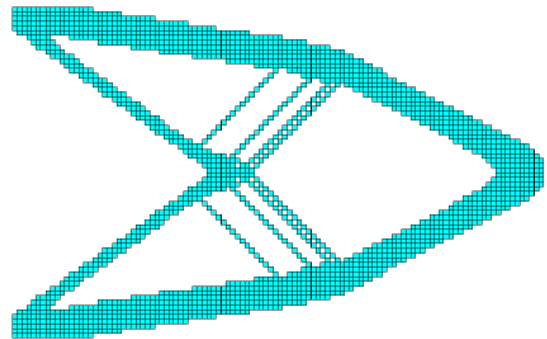


Imagen 1-17. Optimización estructural topológica de una viga corta en voladizo en 2D (Querín, 1997).

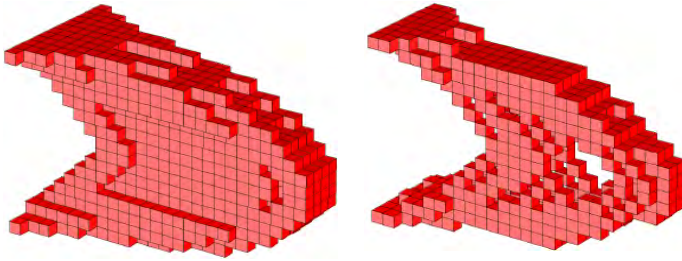


Imagen 1-18. Optimización estructural topológica de una viga corta en voladizo en 3D (Querin, 1997).

Estructuras de edificios

A partir del aumento en la capacidad de procesamiento de las computadoras, se han podido realizar optimizaciones de modelos de mayor complejidad, donde analizar la estructura de los edificios no ha sido la excepción. Se han desarrollado diferentes trabajos acerca de la optimización de edificaciones como los desarrollados por C. -M. Chan y K. -M Wong (Chan & Wong, 2007) al desarrollar un método de optimización híbrido (OC-GA) que combina la técnica OC (Optimality Criteria) y la técnica de los algoritmos genéticos (GA), donde la técnica GA funciona en la exploración global de topologías óptimas, mientras que la técnica OC trabaja como un operador de búsqueda local para hacer un dimensionamiento de los elementos obtenidos de las topologías. Este método de optimización resulta útil cuando se tiene una disposición espacial establecida tanto de vigas como de columnas, y a partir de ésta se encuentre el dimensionamiento óptimo de los elementos de la estructura, por lo cual no es un procedimiento del todo arbitrario. En esta metodología se establecen como variables de diseño la sección transversal de vigas y columnas, y se establece como función objetivo el peso del material que las conforma.

En la Imagen 1-19 se puede observar la solución óptima de la estructura bajo acción del viento de un edificio de 40 pisos por el método de optimización híbrida (CO-GA), donde se toman como variables de diseño los contravientos de la edificación, cuya posición en el edificio se ha establecido previamente a conveniencia

del diseñador, por lo que el método sólo establece qué contravientos son adheridos y cuáles removidos de la estructura principal.

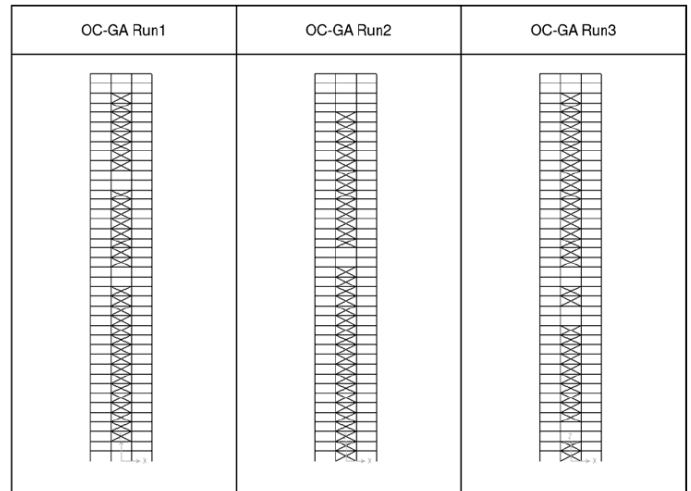


Imagen 1-19. Topologías finales de la estructura de un edificio con contravientos bajo el método CO-GA (Chan & Wong, 2007).

Existen diversas edificaciones construidas a partir de métodos de optimización estructural, como la entrada de 250m del Centro Nacional de Convenciones de Qatar (QNCC) propuesta inicialmente por C. Cui, H. Ohmori y M. Sasaki además del arquitecto japonés Arata Isozaki, cuyo diseño fue aplicado por los últimos dos. Para obtener la estructura óptima se utilizó la metodología ESO, y la manufactura de la estructura fue llevada a cabo por un equipo de ingenieros de Buro Happold (ver Imagen 1-20).



Imagen 1-20. Entrada al Centro Nacional de Convenciones de Qatar usando metodología ESO (imagen tomada de www.qatarconvention.com).

La remodelación del edificio de oficinas mostrado en la Imagen 1-21 fue diseñado por Ohmori, H. Futai, T. Iijima, A. Muto y H. Hasegawa, cuya estructura se obtuvo de un método ampliado de ESO. Este edificio se encuentra cerca de la estación Takatsuki en Japón ocupando un área de 10m x 6m. El método de optimización fue aplicado a las paredes Sur, Oeste y Norte; la pared del Este se mantuvo sin modificaciones. El edificio se diseñó bajo condiciones de carga muerta y carga por sismo.



Imagen 1-21. Edificio de oficinas diseñado mediante el método ESO (Xie, Zuo, Huang, Tang, Zhao, & Felicetti, 2011).

1.2 DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO ÓPTIMO PARA LA CIUDAD DE MÉXICO

Al diseñar un edificio es necesario establecer las condiciones en las que se encontrará. Estas incluyen la ubicación y las condiciones propias del terreno, su topografía, las dimensiones de la construcción, el uso y la forma del edificio, el material de construcción, las condiciones reglamentarias, etc.

1.2.1 Descripción de la construcción

El edificio a diseñar se desplanta en un área rectangular de 35m de largo por 10m de ancho, su altura es de 30m

y consta de 10 niveles, la distancia de entrepisos es de 3m y se considera un espesor de muros y pisos de 100[mm]. La edificación se construirá con acero estructural ASTM A36 y se localizará al Sur de la Ciudad de México.

La distribución de los espacios del edificio es la siguiente: La planta baja y los primeros nueve niveles funcionan como espacio para oficinas, despachos y laboratorios; el décimo nivel se utiliza como azotea.

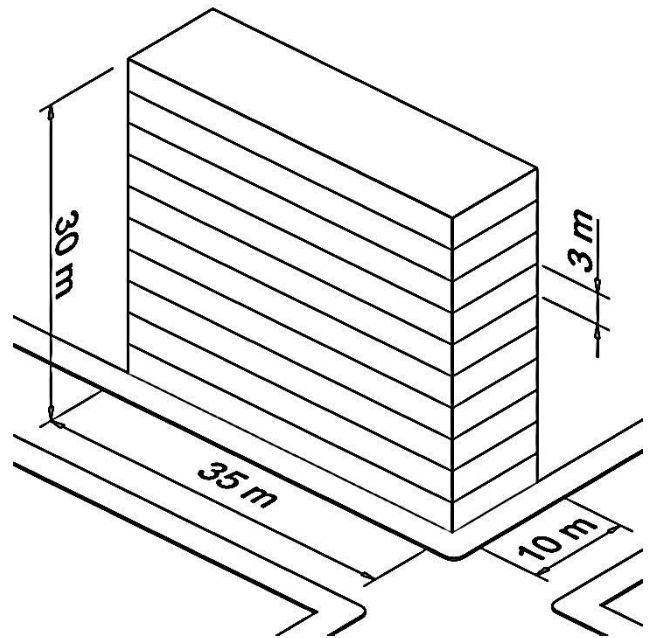


Imagen 1-22. Dimensiones de la edificación

Para la asignación de cargas se utilizará el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del 2004 (RCDF04) y sus Normas Técnicas Complementarias.

1.2.2 Tipificación de la construcción

Según el *Artículo 139* del RCDF04, se ha clasificado a la estructura dentro del grupo B, que cumple con las siguientes características: Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A (consultar RCDF04).

De acuerdo al lugar donde se construirá la estructura y el Artículo 170 del RCDF04, ésta se encuentra dentro de la Zona I, que cumple con las siguientes características: Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que puede existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelo para explotar minas de arena.

En la zona I, la cual está representada en color gris en la Imagen 1-23, la amplificación de las ondas sísmicas son reducidas y los movimientos son de corta duración.

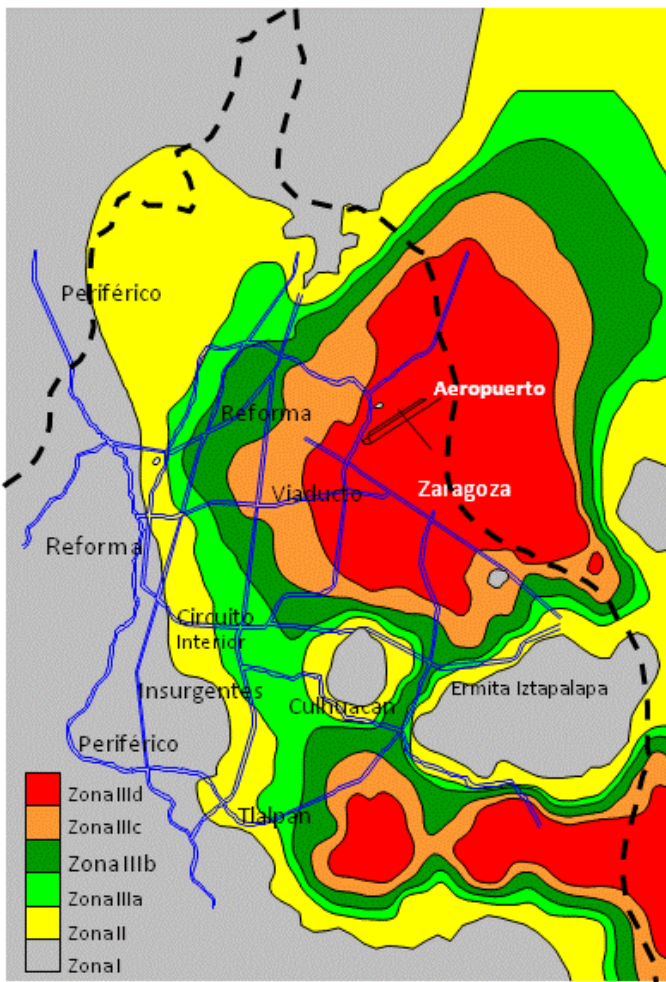


Imagen 1-23. Zonificación sísmica de la Ciudad de México. Las zonas en rojo son de alto riesgo y las zonas en gris las de menor riesgo. (Imagen tomada de <http://www2.ssn.unam.mx>)

1.2.3 Casos de análisis de optimización de la estructura del edificio

Para esta tesis la optimización estructural topológica del edificio se llevará a cabo para dos casos de análisis, para ambos los muros de la edificación se considerarán parte de la zona de diseño, es decir aquellos elementos sobre los cuales se aplicará el proceso de optimización. Sin embargo la diferencia entre un caso y otro radicará en la inclusión, o no, de los pisos en la zona de diseño. Se denominará “Caso I” a aquel que considera a los pisos fuera de la zona de diseño, por lo cual al realizar el proceso de optimización éstos permanecerán intactos; en cambio, se denominará “Caso II” a aquel que sí considera a los pisos del edificio como parte de la zona de diseño, por lo cual se tendrá una estructura más ligera que la obtenida en el Caso I debido a que existirá una reducción considerable en la masa de los pisos.

Se establecen dos casos de análisis para el proceso de optimización con la finalidad de generar dos topologías del edificio, el primero de ellos (Caso I) se desarrolla de manera inicial considerando los pisos como elementos que aportan rigidez a la estructura, tomando estos como elementos sólidos antes y después de la optimización, sin embargo al observar que éstos son los que implican más peso en la estructura que el debido al peso de los muros (Ver Capítulo 2), se propone un segundo análisis (Caso II) para obtener una segunda topología donde pisos y muros son optimizados, sin embargo para este último se debe tener en cuenta que posterior a la optimización de edificio sería necesario diseñar el piso óptimo en función de la posición de cada una de las cargas que deberá soportar cada piso, ya que la distribución de material obtenido corresponde a su funcionamiento como elementos rigidizantes de la estructura. De esta forma se tendrán dos topologías sujetas a evaluación para su construcción.

2.1 INTRODUCCIÓN

Para poder analizar la estructura de una edificación es necesario establecer el tipo de acciones bajo las que se diseñan y conocer la forma en que afectan su funcionamiento estructural.

Las metodologías para la asignación de cargas actuantes en la estructura están bien determinadas por los reglamentos, normas y manuales de construcción de cada entidad, por lo que resulta útil seguir éstas para poder determinarlas.

Antes de proceder a los cálculos correspondientes, es conveniente definir el tipo de acciones bajo las que está condicionada una edificación. Según las Normas Técnicas Complementarias éstas son, según su duración:

Acciones permanentes

Son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta; el empuje estático de suelos y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes en los apoyos.

En el caso de las acciones permanentes para el análisis de la edificación en cuestión sólo se considerará la acción debida a cargas muertas. A continuación se establece su definición.

Cargas Muertas

Se consideran cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los

elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones específicas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales.

Acciones variables

Son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura, las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado.

En el caso de las acciones variables para el análisis de la edificación sólo se considerarán los efectos de la carga viva. A continuación se establece su definición.

Cargas Vivas

Se consideran cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. Estas cargas se tomarán iguales a las establecidas en la sección 6.1.2 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCADEE).

Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de equipos u objetos fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos.



Para la aplicación de las cargas vivas, se tiene tres diferentes disposiciones, éstas son:

- *Carga Viva máxima*, se utiliza para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales. Como se verá más adelante, esta carga es la que se utilizará para el análisis de la edificación.
- *Carga viva instantánea*, se utiliza para el diseño sísmico y por viento.
- *Carga viva media*, se emplea en el cálculo de asentamientos diferidos y flechas diferidas (por ejemplo deformación de vigas a largo plazo).

Acciones accidentales

Son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; las cargas de granizo; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios.

2.2 CARGAS ACTUANTES EN LA ESTRUCTURA

Como se menciona en la sección 1.2.3, se realizarán dos casos de análisis para la optimización estructural del edificio, por lo cual es necesario establecer para cada uno las cargas correspondientes para dicho análisis, ya que si bien el tipo de cargas resultará ser el mismo para ambos, su magnitud no lo es debido a que en el Caso II se presentará una reducción del peso del edificio como consecuencia de incluir a los pisos en el proceso de optimización. En un principio se determinarán los valores de carga para el Caso I y consecutivamente los del Caso II.

Es importante recordar que el alcance del diseño estructural de la edificación que en este trabajo se aborda, será en la determinación de la superestructura, por lo cual no se considerará el análisis correspondiente para el diseño de la cimentación, ya que se toma en cuenta que ésta es tal

que permite la fijación total o empotramiento de toda la base del edificio.

ANÁLISIS DE CARGAS DEL CASO I

2.2.1 Acciones permanentes

Como se mencionó anteriormente, se considerarán únicamente los efectos ocasionados por la carga muerta; para el cálculo de ésta sólo se tomará en cuenta el peso propio de la estructura, por lo cual es necesario establecer algunos parámetros para poder evaluar dicha carga.

El edificio que se definió como dominio de diseño conforma su perímetro con cuatro muros de acero estructural ASTM A36 de un espesor de 0.1[m] y once placas del mismo material y espesor que funcionan como pisos. Hay que recordar que lo que se desea es determinar la estructura óptima del edificio, por lo cual, los muros de acero perderán material en el diseño final, reduciéndose así el peso de la estructura. Los pisos de acero no perderán material al completarse la optimización ya que se consideran como zonas de no diseño, esto significa que durante la optimización topológica no se toman a los pisos en cuenta al momento de aplicar el criterio de optimización, por lo que permanecerán intactos a lo largo de cada iteración que realice el programa (Camacho, 2011).

Para esta sección se determinará por separado el valor de la carga muerta de los muros y pisos de acero, ya que el valor de carga para los pisos se mantendrá constante hasta finalizar la optimización, mientras que la carga en muros dependerá del valor de masa que se desee conservar en el diseño óptimo. Este valor se establece previamente antes de realizar la optimización estructural, por lo cual es posible conocer la magnitud de la carga muerta de los muros antes de ejecutar la optimización.

Carga muerta en muros

En principio es necesario determinar la masa de los muros del edificio, para lo cual se necesita conocer el valor de la densidad de acero A36 y calcular el volumen de las placas que conforman la edificación. En la Imagen 1-22 se pueden observar las dimensiones del edificio.

Cálculo del volumen de los muros, v_m

El volumen (v_m) se puede determinar conociendo el perímetro (P) que ocupa la edificación, su altura ($H = 30[m]$) y el espesor ($e = 0.1[m]$) de los muros a partir de la siguiente ecuación.

$$v_m = P \cdot H \cdot e \quad \dots (2.1)$$

El perímetro de la edificación se determina como:

$$P = 2(a + b) \quad \dots (2.2)$$

,donde a corresponde a la longitud de base mayor del edificio (35[m]) y b a la longitud de base menor (10[m]) (Ver Imagen 1-22).

Sustituyendo la ecuación 2.2 en la ecuación 2.1 se obtiene:

$$v_m = 2(a + b) \cdot H \cdot e \quad \dots (2.3)$$

Sustituyendo los valores correspondientes a la Imagen 1-22 en la ecuación 2.3 y considerando un espesor de 0.1[m], se tiene que:

$$v_m = 2(35[m] + 10[m])(30[m])(0.1[m])$$

$$v_m = 270[m^3] \quad \dots (2.4)$$

Cálculo de la masa de los muros, m_m

Para calcular la masa de los muros (m_m) es necesario conocer la densidad del acero (ρ) y multiplicar este valor por el volumen v_m .

Conociendo que la densidad del acero ASTM A36 es de $7850 \left[\frac{kg}{m^3} \right]$, entonces la masa se puede calcular a partir de la siguiente ecuación:

$$m_m = v_m \cdot \rho \quad \dots (2.5)$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2.5:

$$m_m = (270[m^3]) \left(7850 \left[\frac{kg}{m^3} \right] \right)$$

$$m_m = 2119.5E03[kg] = 2119.5[Ton] \quad \dots (2.6)$$

De la segunda ley de Newton es posible obtener el peso (Cm) de los muros de la edificación. Considerando que la aceleración gravitacional es $g = 9.81 \left[\frac{m}{s^2} \right]$ se obtiene:

$$Cm = m_m \cdot g \quad \dots (2.7)$$

Sustituyendo la ecuación 2.6 en la ecuación 2.7 se tiene que:

$$Cm = (2119.5E03[kg]) \left(9.81 \left[\frac{m}{s^2} \right] \right)$$

$$Cm = 20792.3[kN] \quad \dots (2.8)$$

Carga muerta correspondiente a muros

Carga muerta en pisos

Cálculo del volumen de los pisos, v_p

En la Imagen 2-1 se muestran las dimensiones correspondientes a los pisos de la edificación, a partir de éstas es muy sencillo calcular el volumen (v_p) que ocupan los 11 pisos.

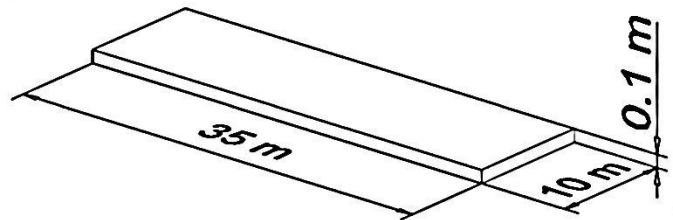


Imagen 2-1. Dimensión de pisos



Con la siguiente ecuación se puede calcular el volumen total de los pisos:

$$v_p = 11 \cdot a \cdot b \cdot e \dots (2.9)$$

Dado que se conocen los valores de la ecuación 2.9, es posible determinar el valor de v_p :

$$v_p = 11(35[m])(10[m])(0.1[m])$$

$$v_p = 385[m^3] \dots (2.10)$$

Cálculo de la masa de los pisos, m_p

Debido a que la densidad es la misma que en los muros, la masa de los 11 pisos (m_p) se puede calcular como:

$$m_p = v_p \cdot \rho \dots (2.11)$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2.11 se obtiene:

$$m_p = (385[m^3]) \left(7850 \left[\frac{kg}{m^3} \right] \right)$$

$$m_p = 3022.25E03[kg] \approx 3022.25[Ton] \dots (2.12)$$

El peso (Cp) de los pisos de la edificación considerando una aceleración gravitacional de $9.81 \left[\frac{m}{s^2} \right]$ resulta de:

$$Cp = m_p \cdot g = (3022.25E03[kg]) \left(9.81 \left[\frac{m}{s^2} \right] \right)$$

$$Cp = 29648.27[kN] \dots (2.13)$$

Carga muerta correspondiente a pisos

De este resultado se observa que la carga muerta de los pisos Cp es alrededor de 35% mayor a la carga muerta en muros Cm , por lo que son los pisos los elementos que más peso implican en el dominio de diseño propuesto. Por lo anterior, parece atractivo el incluirlos como zona de diseño en la optimización (como previamente se propuso analizar en el Caso II). No obstante, se debe tener en cuenta que posterior a la

optimización del edificio sería necesario diseñar el piso óptimo en función de la posición de cada una de las cargas variables.

Carga muerta Total

La carga muerta total (CT) de la estructura preliminar se obtiene al sumar la ecuación 2.8 y la ecuación 2.13, es decir, la carga muerta correspondiente a muros y pisos:

$$CT = Cm + Cp \dots (2.14)$$

Sustituyendo los valores de la ecuación 2.8 y la ecuación 2.13 en la ecuación 2.14 se obtiene la carga muerta total de la estructura:

$$CT = 20792.3[kN] + 29648.27[kN]$$

$$CT = 50440.57[kN] \dots (2.15)$$

Para la optimización del edificio en este caso de análisis se definirán iteraciones con base en valores límite del porcentaje de masa de los muros, ya que son estos los que se han definido como zonas de diseño. Como se verá más adelante en el Capítulo 4, los porcentajes de masa que se utilizarán están en función de los resultados topológicos de la optimización, ya que se desea que la mayor parte de los elementos que conforman el dominio de diseño presenten valores de densidad igual a 1 y no valores intermedios entre 0 y 1, ya que esto implicaría drásticos cambios de sección en los miembros de la estructura final óptima. De esta forma se establecen los valores al 30%, 20%, 15% y 10% del porcentaje de masa de los muros para el diseño óptimo del edificio del Caso I.

En la siguiente tabla se muestran los valores de carga muerta en muros (Cm), pisos (Cp) y la carga muerta total (CT) para diferentes porcentajes de masa de los muros, los cuales, se utilizarán en la optimización de la estructura en el Caso I. Los valores al 100% del porcentaje de masa se presentan únicamente con fines comparativos.



% Masa [-]	C_m [kN]	C_p [kN]	CT [kN]
100	20792.30	29648.27	50440.57
30	6237.69	29648.27	35885.96
20	4158.46	29648.27	33806.73
15	3118.84	29648.27	32767.11
10	2079.23	29648.27	31727.50

Tabla 2-1. Valores de carga muerta total para distintos porcentajes de masa. Caso I

2.2.2 Acciones variables

En este tipo de acciones sólo se consideran los efectos provocados por la carga viva.

Los valores para este tipo de carga se obtienen de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCADEE), en donde para cada uso al que se destinen los pisos del edificio, existe un valor correspondiente de carga viva.

En la edificación bajo análisis se consideran diez niveles; los primeros nueve niveles y la planta baja funcionan como espacio para oficinas, despachos y laboratorios y el décimo nivel se utiliza como azotea (Ver sección 1.2.1).

A continuación se muestran los valores de carga viva que corresponden al tipo de nivel del edificio en cuestión.

Destino de piso	C_v [kN/m ²]	C_{v_a} [kN/m ²]	C_{v_m} [kN/m ²]
Oficinas, despachos y laboratorios ¹	1.0	1.8	2.5
Azoteas con pendiente no mayor a 5 %	0.15	0.7	1.0

Tabla 2-2. Cargas vivas unitarias, kN/m² (kg/m²)

¹ Para elementos con área tributaria mayor de 36[m²], C_{v_m} podrá reducirse, tomando su valor en kN/m² igual a: $1.1+(8.5/\sqrt{A})$, donde A es el área tributaria en m² (Normas Técnicas Complementarias 2004).

De la tabla anterior:

- C_v , es la carga viva media
- C_{v_a} , es la carga viva instantánea
- C_{v_m} , es la carga viva máxima

En el análisis del edificio sólo se considerarán los valores de carga viva C_{v_m} debido a que representan los máximos que se pueden presentar en la estructura, además, según las NTCCADEE, establecen que para la combinación de acciones permanentes y acciones variables, como se analizará en la siguiente sección, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima.

2.2.3 Acciones accidentales

En este tipo de acciones sólo se consideran los efectos provocados por sismo y los efectos provocados por viento.

El cálculo de los efectos por sismo y viento se realiza siguiendo el análisis del RCDF04 y sus Normas Técnicas Complementarias.

Diseño por sismo

La estructura se analizará mediante el método estático descrito en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTCDS) debido a la forma inicial de la estructura y la zona territorial donde se encuentra.

Anteriormente se mencionó en la sección 1.2.2 que la edificación se considera dentro del tipo B según RCDF04 y está ubicada en la Zona I según el mismo reglamento. Para calcular la carga sísmica es necesario establecer algunos parámetros:



Coeficiente sísmico, c

El coeficiente sísmico c , se define como el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo (V_0), entre el peso de la edificación sobre dicho nivel (W_0).

$$c = \frac{V_0}{W_0} = \dots (2.16)$$

Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCADEE).

El coeficiente sísmico c (según NTCCADEE) para las edificaciones clasificadas como grupo B y localizadas en la Zona I se tomara igual a:

$$c = 0.16 \dots (2.17)$$

Reducción de fuerzas sísmicas, Q'

Para el cálculo de fuerzas sísmicas se utiliza un factor de reducción Q' el cual se define como sigue:

$$Q' = Q \text{ si se desconoce } T \dots (2.18)$$

, donde T es igual al periodo fundamental de la estructura cuando se utiliza el método estático y se desconoce su valor. Q es el factor de comportamiento sísmico cuyo valor depende de la geometría de la edificación, su estructura y el material de sus elementos, este valor nos indica la capacidad de ductilidad de la misma; entre mayor sea el valor de Q mejor resultará su comportamiento sísmico debido la capacidad de la estructura de poder disipar una gran cantidad de energía al momento de deformarse en el rango plástico, lo cual permite la reducción de las cargas sísmicas. Sin embargo, para el análisis actual, se

tomará aquel valor cuya ductilidad sea nula, es decir, una estructura desprovista de la capacidad de disipación de energía bajo el rango plástico. Esto con la finalidad de no permitir la reducción de las cargas sísmicas y obtener aquellos valores máximos de las mismas. Para este análisis (según la NTCDs) se establece un comportamiento sísmico para la estructura de:

$$Q = 1 \dots (2.19)$$

Y por lo tanto el valor correspondiente al factor de reducción de cargas sísmicas es:

$$Q' = Q = 1 \dots (2.20)$$

Corrección por irregularidad

Según la NTCDs la edificación a analizar se considera irregular debido a que no cumple algunos de los requisitos de regularidad. Algunos de ellos son:

- La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5:

$$\frac{H}{b} = \frac{30[m]}{10[m]} = 3 > 2.5$$

- La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5:

$$\frac{a}{b} = \frac{35[m]}{10[m]} = 3.5 > 2.5$$

Por lo tanto el factor Q' debería multiplicarse por 0.8 ya que no cumple con dos o más requisitos de la condición de regularidad (como lo establece la NTCDs), sin embargo como la norma expresa que el valor de Q' no puede tomarse menor a uno, se tomará este valor para establecer las condiciones de irregularidad. Es decir, el factor de reducción se mantendrá sin modificaciones conservando el valor de $Q' = 1$.



Fuerzas cortantes, S_i

Las fuerzas cortantes actuantes a diferentes niveles de la estructura se establecen como un conjunto de fuerzas horizontales que actúan sobre los puntos donde se supongan concentradas las masas. Para la edificación a analizar, se establecen todos los pisos del edificio como puntos de concentración de masas, por lo cual se tendrá en cada nivel un sistema de fuerzas horizontales. Cada una de las fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a h_i , siendo h_i la altura de la masa en cuestión sobre el desplante. El coeficiente se conoce como coeficiente sísmico de diseño (cd) y se define como:

$$cd = \frac{c}{Q} \dots (2.21)$$

Sustituyendo la ecuación 2.17 y la ecuación 2.20 en la ecuación 2.21 se obtiene:

$$cd = \frac{0.16}{1} = 0.16 \dots (2.22)$$

Por lo tanto, la fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel, S_i , resulta ser:

$$S_i = cd W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \dots (2.23)$$

,donde

W_i , es el peso de la i -ésima masa (carga resultante por piso de la suma de la carga viva máxima y la carga muerta); y

h_i , es la altura de la i -ésima masa sobre el desplante.

Combinación de carga muerta y carga viva para el diseño por sismo

Al ser la carga viva y la carga muerta cargas gravitacionales resulta conveniente para el análisis sísmico considerar ambas como una sola carga resultante W . Según las NTCCADEE en la sección 2.3 se

establece que para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área (CV_m). La carga resultante W se obtendrá a partir de la siguiente ecuación:

$$W = CT + CV_m \dots (2.24)$$

Considerando lo anterior se procede a determinar la carga resultante de la combinación de cargas descritas. Sin embargo, es importante mencionar, como se ha señalado con anterioridad en la sección 2.2.1, que la carga muerta total (CT) no será constante a lo largo del proceso de optimización, por lo cual es necesario establecer para cada porcentaje de masa el valor correspondiente de la carga W .

Como se observa en la Tabla 2-2 los valores de carga viva se establecen a partir del uso que se les destine a los pisos, por lo cual se puede decir que la carga viva está asignada en todo el edificio por cada nivel. Esto no es así para la carga muerta, ya que ésta se calculó como un valor total, que involucra todo el peso de la estructura. Por esta razón es necesario hacer una distribución de la carga muerta por nivel para que se pueda sumar a la carga viva y así obtener el valor de la carga resultante por piso (W_i). Esto es:

$$W_i = CT_i + CV_m \dots (2.25)$$

donde

CT_i , es la carga muerta total por piso; y CV_m es la carga viva máxima en un área de 350[m²].

Distribución de la carga muerta total por nivel de piso y por porcentaje de masa

De la Tabla 2-1 se pueden obtener los datos correspondientes de la carga muerta total CT para diferentes porcentajes de masa. A partir de estos datos se propone dividir la carga CT entre los diez niveles que conforman al edificio, para de esta forma lograr una distribución equitativa similar al de la carga viva.



En la Tabla 2-3 se muestran los valores de carga muerta para cada piso correspondiente a diferentes porcentajes de masa del dominio de diseño.

% Masa [-]	CT [kN]	CT por nivel (CT _i) [kN]
100	50440.57	5044.06
30	35885.96	3588.60
20	33806.73	3380.67
15	32767.11	3276.71
10	31727.50	3172.75

Tabla 2-3. Valores de carga muerta total y por piso para distintos porcentajes de masa. Caso I

Distribución de la carga resultante W por nivel de piso

Una vez obtenido el valor de la carga muerta total por nivel (CT_i), se necesita calcular la carga viva dependiendo del destino del piso y su área.

El área que ocupa cada piso es de $350[m^2]$, por lo tanto, considerando la carga viva uniformemente repartida en tal área, se tiene, para los pisos destinados a oficinas, despachos y laboratorios; y para el piso destinado a azotea, lo expuesto en la siguiente tabla:

Destino de piso	Cv_m [kN/m ²]	Área [m ²]	CV_m [kN]
Oficinas, despachos y laboratorios	2.5	350	875
Azoteas con pendiente no mayor a 5 %	1.0	350	350

Tabla 2-4. Valores de cargas vivas para un área de $350[m^2]$.

En la tabla anterior se determinan los valores de la carga viva actuante en un área de $350[m^2]$, a éstos se les denomina CV_m . Teniendo estos valores es posible obtener el valor de la carga resultante de la suma de la carga muerta y a carga viva por piso (W_i).

En la tabla siguiente se obtienen los valores de la carga W por nivel de piso (es decir W_i a partir de la ecuación 25) y por porcentaje de masa del dominio de diseño.

% Masa [-]	Nivel de piso	CT _i [kN]	CV _m [kN]	W _i [kN]
100	1 al 9	5044.06	875	5919.06
	Azotea		350	5394.06
30	1al 9	3588.60	875	4463.60
	Azotea		350	3938.60
20	1al 9	3380.67	875	4255.67
	Azotea		350	3730.67
15	1al 9	3276.71	875	4151.71
	Azotea		350	3626.71
10	1al 9	3172.75	875	4047.75
	Azotea		350	3522.75

Tabla 2-5. Carga resultante por piso y por porcentaje de masa debida a la acción de la carga viva y la carga muerta.

Cálculo de la carga sísmica

Se propone a continuación dar solución a la ecuación 2.23. Esta ecuación determinará las fuerzas horizontales actuantes en cada nivel del edificio. Las tablas siguientes muestran los resultados para diferentes valores del porcentaje de masa del dominio de diseño.

Para un porcentaje de masa del 100%:

Nivel	h_i [m]	W _i [kN]	W _i h _i [kN·m]	S _i [kN]
Azotea	30	5394.06	161821.70	1740.24
9	27	5919.06	159814.53	1718.66
8	24	5919.06	142057.36	1527.70
7	21	5919.06	124300.19	1336.73
6	18	5919.06	106543.02	1145.77
5	15	5919.06	88785.85	954.81
4	12	5919.06	71028.68	763.85
3	9	5919.06	53271.51	572.89
2	6	5919.06	35514.34	381.92
1	3	5919.06	17757.17	190.96
Planta Baja	0	5919.06	0.00	0.00
Σ		64584.62	960894.32	

Tabla 2-6. Carga sísmica para un porcentaje de masa del 100%. Caso I



Para un porcentaje de masa del 30%:

Nivel	h_i [m]	W_i [kN]	$W_i h_i$ [kN·m]	S_i [kN]
Azotea	30	3938.60	118157.88	1274.12
9	27	4463.60	120517.09	1299.56
8	24	4463.60	107126.30	1155.17
7	21	4463.60	93735.51	1010.77
6	18	4463.60	80344.73	866.37
5	15	4463.60	66953.94	721.98
4	12	4463.60	53563.15	577.58
3	9	4463.60	40172.36	433.19
2	6	4463.60	26781.58	288.79
1	3	4463.60	13390.79	144.40
Planta Baja	0	4463.60	0.00	0.00
Σ		48574.55	720743.32	

Tabla 2-7. Carga sísmica para un porcentaje de masa del 30%.
Caso I

Para un porcentaje de masa de 15%:

Nivel	h_i [m]	W_i [kN]	$W_i h_i$ [kN·m]	S_i [kN]
Azotea	30	3626.71	108801.34	1174.20
9	27	4151.71	112096.21	1209.76
8	24	4151.71	99641.07	1075.34
7	21	4151.71	87185.94	940.93
6	18	4151.71	74730.81	806.51
5	15	4151.71	62275.67	672.09
4	12	4151.71	49820.54	537.67
3	9	4151.71	37365.40	403.25
2	6	4151.71	24910.27	268.84
1	3	4151.71	12455.13	134.42
Planta Baja	0	4151.71	0.00	0.00
Σ		45143.83	669282.39	

Tabla 2-9. Carga sísmica para un porcentaje de masa del 15%.
Caso I

Para un porcentaje de masa del 20%:

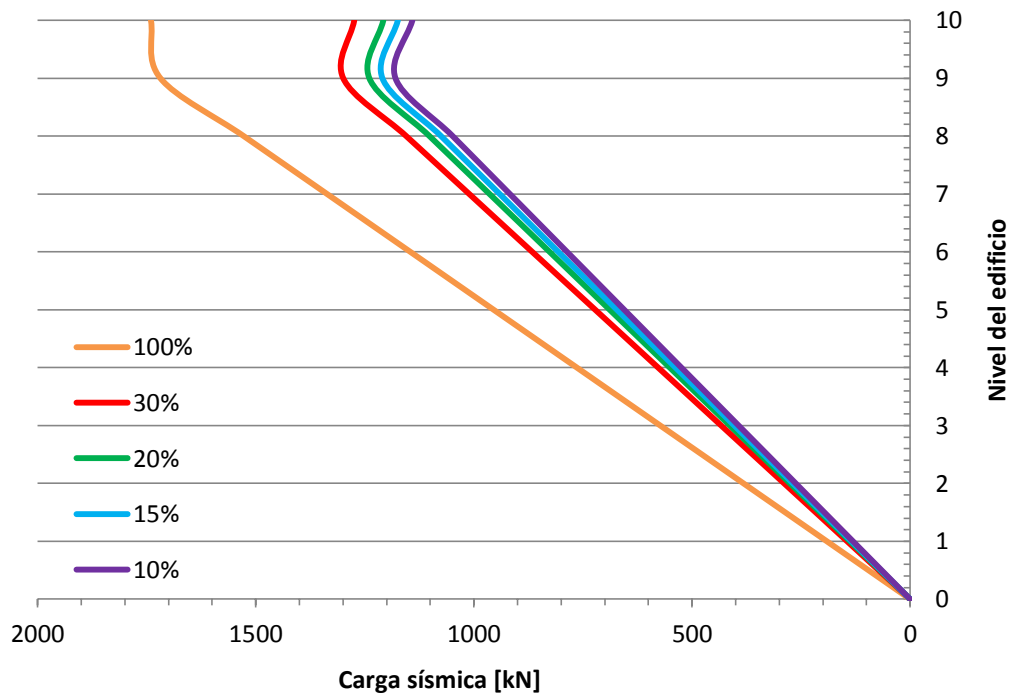
Nivel	h_i [m]	W_i [kN]	$W_i h_i$ [kN·m]	S_i [kN]
Azotea	30	3730.67	111920.19	1207.51
9	27	4255.67	114903.17	1239.69
8	24	4255.67	102136.15	1101.95
7	21	4255.67	89369.13	964.21
6	18	4255.67	76602.11	826.46
5	15	4255.67	63835.09	688.72
4	12	4255.67	51068.07	550.98
3	9	4255.67	38301.06	413.23
2	6	4255.67	25534.04	275.49
1	3	4255.67	12767.02	137.74
Planta Baja	0	4255.67	0.00	0.00
Σ		46287.40	686436.03	

Tabla 2-8. Carga sísmica para un porcentaje de masa del 20%.
Caso I

Para un porcentaje de masa de 10%:

Nivel	h_i [m]	W_i [kN]	$W_i h_i$ [kN·m]	S_i [kN]
Azotea	30	3626.71	108801.34	1140.89
9	27	4151.71	112096.21	1179.83
8	24	4151.71	99641.07	1048.74
7	21	4151.71	87185.94	917.65
6	18	4151.71	74730.81	786.55
5	15	4151.71	62275.67	655.46
4	12	4151.71	49820.54	524.37
3	9	4151.71	37365.40	393.28
2	6	4151.71	24910.27	262.18
1	3	4151.71	12455.13	131.09
Planta Baja	0	4151.71	0.00	0.00
Σ		45143.83	669282.39	

Tabla 2-10. Carga sísmica para un porcentaje de masa del 10%.
Caso I



Gráfica 1. Variación de la carga sísmica por nivel para diferentes porcentajes de masa. Caso I

Diseño por viento

Según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento la estructura se clasifica, de acuerdo a su respuesta ante la acción del viento, como Tipo 1, donde, para el diseño de este tipo de estructuras, bastará tener en cuenta sus efectos estáticos. A continuación se calculan las cargas por viento correspondientes a la edificación según las normas descritas anteriormente.

Determinación de la velocidad de diseño, V_D

La determinación de los efectos estáticos del viento que se presentan en una estructura se obtienen a partir de calcular la velocidad de diseño del mismo, la cual se define como:

$$V_D = F_{TR} F_\alpha V_R \left[\frac{m}{s} \right] \dots (2.26)$$

, donde F_{TR} , es el factor correctivo que toma en cuenta las condiciones locales relativas a la topografía y a la

rugosidad del terreno en los alrededores del sitio de desplante;

F_α , es el factor que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura; y

V_R , es la velocidad regional según la zona que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura.

Determinación de la velocidad regional, V_R

La velocidad regional se obtiene de la tabla 3.1 de las normas antes mencionadas, donde el valor de V_R dependerá de la importancia de la construcción y la zonificación eólica. Para el caso de análisis corresponde una velocidad regional de:

$$V_R = 36 \left[\frac{m}{s} \right] \dots (2.27)$$



Factor de variación con la altura, F_α

La variación de este factor depende de la altura Z , que se define como la altura de un punto de la edificación medido desde el suelo. Se tienen tres expresiones para obtener F_α , de las cuales se usaran las siguientes:

$$F_\alpha = \begin{cases} 1.0; & \text{si } Z \leq 10[m] \\ \left(\frac{Z}{10}\right)^\alpha; & \text{si } 10[m] < Z < \delta \end{cases} \dots (2.28)$$

,donde

δ , es la altura gradiente, medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante; y α , es el exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura.

La altura Z se tomará para cada piso de la edificación, es decir, para cada nivel existirá un valor distinto de Z , siendo su máximo valor la altura total del edificio.

El valor de α se obtiene de la tabla 3.2 de las normas correspondientes al diseño por viento, el cual depende del tipo de terreno. Para la edificación a analizar se considera un terreno Tipo R2, el cual se define como: Zona típica urbana y suburbana, donde el sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas. El valor correspondiente de α es el siguiente.

$$\alpha = 0.156 \dots (2.29)$$

Y el valor de δ para el mismo tipo de terreno es:

$$\delta = 390[m] \dots (2.30)$$

En la siguiente tabla se muestran los valores del factor F_α para cada piso del edificio a partir de la ecuación 2.28, la ecuación 2.29 y la ecuación 2.30.

Nivel	Z [m]	F_α [-]
Azotea	30	1.187
9	27	1.168
8	24	1.146
7	21	1.123
6	18	1.096
5	15	1.065
4	12	1.029
3	9	1.000
2	6	1.000
1	3	1.000
Planta Baja	0	1.000

Tabla 2-11. Valores de F_α para diferentes niveles

Factor correctivo por topografía y rugosidad, F_{TR}

Este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplanta la estructura y a su vez la variación de la rugosidad de los alrededores del sitio.

De acuerdo con la figura 3.2 de las normas para el diseño por viento, se considera que la topografía es del tipo T3, el cual cumple con las siguientes características: Terrenos prácticamente planos, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5%.

El factor F_{TR} se obtiene de la tabla 3.3 de dichas normas, donde, para el caso del edificio a analizar, su valor correspondiente es:

$$F_{TR} = 1.0 \dots (2.31)$$

Cálculo de la velocidad de diseño, V_D

Utilizando los valores de la Tabla 2-11, de la ecuación 2.27 y la ecuación 2.31 se obtienen los resultados para la velocidad V_D (Ver Tabla 2-13).

Determinación de la presión de diseño, P_Z

La presión que se ejerce por el flujo del viento en una edificación se obtiene a partir de la siguiente expresión.



$$P_z = 0.47R_p V_D^2 [\text{Pa}] \dots (2.32)$$

,donde

R_p , es el coeficiente local de presión, que depende de la forma de la estructura; y

V_D , es la velocidad de diseño a la altura Z , definida anteriormente.

Determinación del factor de presión, R_p

Según las normas para el diseño por viento, se considera a la construcción dentro del Caso II que comprende edificios y construcciones cerradas. Los coeficientes R_p se muestran en la siguiente tabla. Para el análisis sólo se contemplarán los coeficientes para paredes de barlovento y de sotavento, esto con la finalidad de realizar posteriormente una comparación de la magnitud de las cargas sísmicas con la cargas de viento.

Tipo de pared	R_p
Pared de barlovento	0.8
Pared de sotavento	-0.4
Paredes laterales	-0.8
Techos planos	-0.8

Tabla 2-12. Coeficiente R_p para construcciones cerradas. La succión se considera constante en toda la altura de la pared de sotavento y se calcula para un nivel Z igual a la altura media del edificio.

Cálculo de la presión de diseño, P_z

La presión de diseño se calculará, como se menciona anteriormente, para las paredes de barlovento y sotavento (Ver Tabla 2-13). Considerando el valor de la velocidad de diseño V_D y utilizando los valores de la

Tabla 2-12 y la ecuación 2.32 se obtienen los siguientes resultados para P_z .

Nivel	V_D [m/s]	P_z [Pa] Barlovento	P_z [Pa] Sotavento	P_{Ti} [Pa]
Azotea	42.73	686.52	-343.26	1029.78
9	42.03	664.32	-343.26	1007.58
8	41.27	640.35	-343.26	983.61
7	40.42	614.22	-343.26	957.48
6	39.46	585.38	-343.26	928.64
5	38.35	553.01	-343.26	896.27
4	37.04	515.82	-343.26	859.08
3	36.00	487.30	-343.26	830.56
2	36.00	487.30	-343.26	830.56
1	36.00	487.30	-343.26	830.56
Planta Baja	36.00	487.30	-343.26	830.56

Tabla 2-13. Valores por nivel de la velocidad de diseño, la presión de diseño P_z en muros de barlovento y sotavento y el valor de la presión total P_{Ti} .

El valor de la presión total (P_{Ti}), obtenido en la Tabla 2-13, se determinó a partir de conocer los valores correspondientes de la presión P_z en muros de barlovento y sotavento. P_{Ti} representa la suma de ambas presiones considerando a la presión de sotavento como un efecto de succión en la estructura que actúa en la misma dirección que la presión de barlovento. La ecuación para determinar la presión total puede expresarse de la siguiente manera.

$$P_{Ti} = P_{z_{barlovento}} - P_{z_{sotavento}} \dots (2.33)$$

Cálculo de la carga por viento, F_{Vi}

Una vez obtenido el valor de la presión total, es pertinente obtener la carga que actúa en la edificación debida a la acción de viento.

Para obtener la carga por nivel es necesario multiplicar la presión por el área contra la cual se impacta el viento. Para el caso de análisis se considera, para los niveles 1 al 9, un área correspondiente de $105[\text{m}^2]$ por piso; para la planta baja y el décimo piso (correspondiente a la azotea) se toma un área de $52.5[\text{m}^2]$. Esta asignación de áreas tiene como finalidad repartir la carga equitativamente en toda la altura del

edificio. El área para los niveles 1 al 9 se determina a partir de establecer el largo del edificio de 35[m] y una altura de 3[m], considerando a esta última como la distancia medida desde 1.5[m] por debajo del nivel de piso hasta 1.5[m] después de dicho nivel (ver Imagen 1-1). Para la planta baja y el décimo nivel (destinado a azotea), se determina el área de acción del viento a partir del largo del edificio de 35[m] y una altura de 1.5[m] medida desde el nivel de planta baja o el nivel de azotea hasta 1.5[m] hacia arriba (para la planta baja) o hacia abajo (para la azotea) del nivel (ver Imagen 2-3).

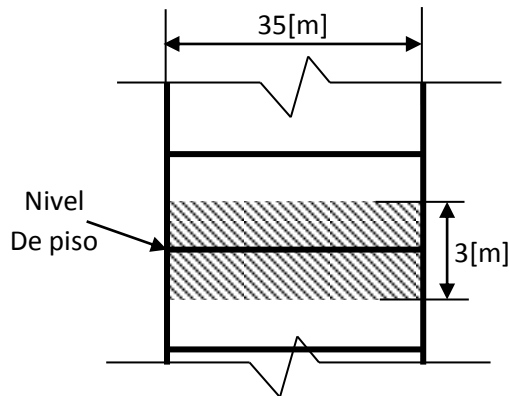


Imagen 2-2. Área de acción del viento para los niveles 1 al 9. Vista frontal.

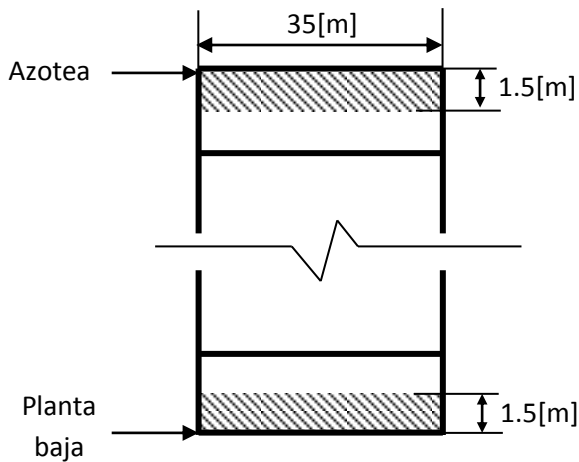
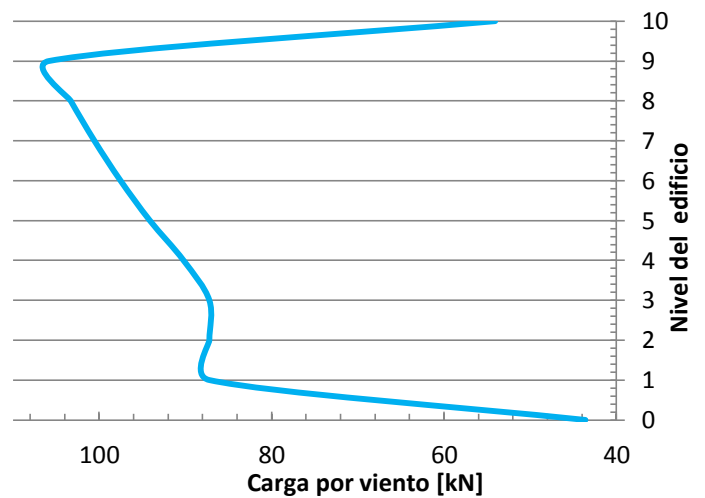


Imagen 2-3. Área de acción del viento para la azotea y planta baja. Vista frontal.

Los valores de la carga por viento F_{Vi} en cada nivel de la edificación se encuentran en la Tabla 2-14, la cual se muestra a continuación.

Nivel	P_{Ti} [Pa]	ÁREA [m ²]	F_{Vi} [N]	F_{Vi} [kN]
Azotea	1029.78	52.5	54063.63	54.06
9	1007.58	105	105796.19	105.80
8	983.61	105	103279.38	103.28
7	957.48	105	100535.72	100.54
6	928.64	105	97507.32	97.51
5	896.27	105	94108.52	94.11
4	859.08	105	90203.43	90.20
3	830.56	105	87208.50	87.21
2	830.56	105	87208.50	87.21
1	830.56	105	87208.50	87.21
Planta Baja	830.56	52.5	43604.25	43.60

Tabla 2-14. Carga por viento F_{Vi} por nivel de piso.



Gráfica 2. Variación de la carga por viento por nivel.

ANÁLISIS DE CARGAS DEL CASO II

Una vez obtenidas las cargas para el Caso I corresponde determinar las cargas para el Caso II. Cabe recordar que para este último caso, a diferencia del Caso I, se contempla a los pisos del edificio como zonas de diseño para la optimización, es por esta razón que al momento de restringir la cantidad de masa en el dominio de diseño el peso de la estructura, es decir, la carga muerta, se verá reducida en magnitud. Esta consideración no sólo afectará a la carga muerta en sí



misma, sino que también se verá afectada la magnitud de la carga sísmica debido a que ésta se encuentra en función del peso de la estructura. La carga viva no se afectará por la condición de la disminución de la masa de los pisos por la optimización, sin embargo, como se presentará más adelante, la carga viva y la carga muerta se considerarán actuantes en el mismo instante, por lo cual ambas se sumarán, estableciendo así un caso de carga que sí se verá afectado por el cambio de la carga muerta. La carga por viento calculada para el Caso I se mantendrá igual para el Caso II, ya que ésta no depende del peso de la estructura.

El procedimiento para conocer y determinar las cargas para el Caso II es similar al desarrollado para el Caso I, por lo cual es preferible omitir el desarrollo a detalle como el llevado a cabo para el Caso I y únicamente presentar las tablas correspondientes a la carga muerta total y a la carga sísmica resultado de los análisis correspondientes, esto por nivel de piso y para los diferentes porcentajes de masa establecidos.

Carga muerta Total

% Masa [-]	C_m [kN]	C_p [kN]	CT [kN]
100	20792.30	29648.27	50440.57
30	6237.69	8894.48	15132.17
20	4158.46	5929.65	10088.11
15	3118.84	4447.24	7566.08
10	2079.23	2964.83	5044.06

Tabla 2-15. . Valores de carga muerta total para distintos porcentajes de masa. Caso II

% Masa [-]	CT [kN]	CT por nivel (CT_i) [kN]
100	50440.57	5044.06
30	15132.17	1513.22
20	10088.11	1008.81
15	7566.08	756.61
10	5044.06	504.41

Tabla 2-16. Valores de carga muerta total y por piso para distintos porcentajes de masa. Caso II

Carga sísmica

Para un porcentaje de masa del 100%

Nivel	h_i [m]	W_i [kN]	$W_i h_i$ [kN·m]	S_i [kN]
Azotea	30	5394.06	161821.70	1740.24
9	27	5919.06	159814.53	1718.66
8	24	5919.06	142057.36	1527.70
7	21	5919.06	124300.19	1336.73
6	18	5919.06	106543.02	1145.77
5	15	5919.06	88785.85	954.81
4	12	5919.06	71028.68	763.85
3	9	5919.06	53271.51	572.89
2	6	5919.06	35514.34	381.92
1	3	5919.06	17757.17	190.96
Planta Baja	0	5919.06	0.00	0.00
Σ		64584.62	960894.32	

Tabla 2-17. Carga sísmica para un porcentaje de masa del 100%. Caso II

Para un porcentaje de masa del 30%

Nivel	h_i [m]	W_i [kN]	$W_i h_i$ [kN·m]	S_i [kN]
Azotea	30	1863.22	55896.51	608.64
9	27	2388.22	64481.86	702.12
8	24	2388.22	57317.21	624.11
7	21	2388.22	50152.56	546.10
6	18	2388.22	42987.91	468.08
5	15	2388.22	35823.25	390.07
4	12	2388.22	28658.60	312.06
3	9	2388.22	21493.95	234.04
2	6	2388.22	14329.30	156.03
1	3	2388.22	7164.65	78.01
Planta Baja	0	2388.22	0.00	0.00
Σ		25745.39	378305.80	

Tabla 2-18. Carga sísmica para un porcentaje de masa del 30%. Caso II



Para un porcentaje de masa del 20%

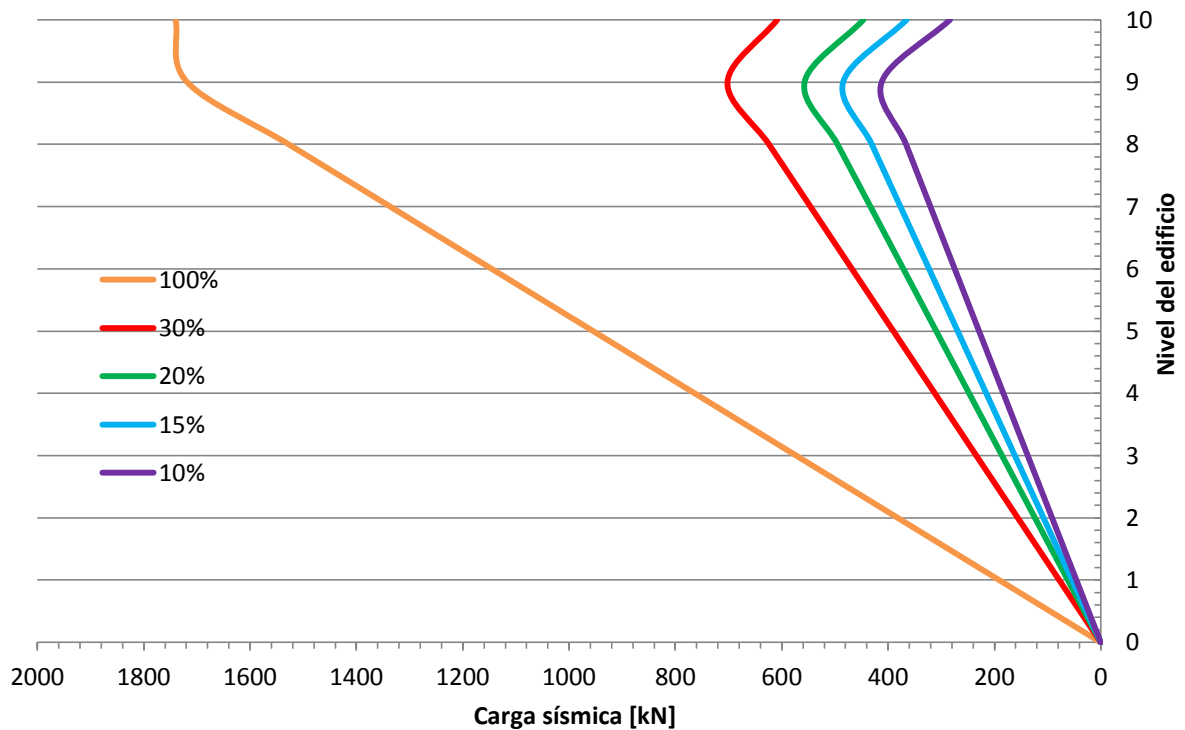
Nivel	h_i [m]	W_i [kN]	$W_i h_i$ [kN·m]	S_i [kN]
Azotea	30	1358.81	40764.34	446.42
9	27	1883.81	50862.91	557.02
8	24	1883.81	45211.47	495.13
7	21	1883.81	39560.04	433.24
6	18	1883.81	33908.60	371.34
5	15	1883.81	28257.17	309.45
4	12	1883.81	22605.74	247.56
3	9	1883.81	16954.30	185.67
2	6	1883.81	11302.87	123.78
1	3	1883.81	5651.43	61.89
Planta Baja	0	1883.81	0.00	0.00
Σ		20196.92	295078.86	

Tabla 2-19. Carga sísmica para un porcentaje de masa del 20%.
 Caso II

Para un porcentaje de masa del 15%

Nivel	h_i [m]	W_i [kN]	$W_i h_i$ [kN·m]	S_i [kN]
Azotea	30	1106.61	33198.25	365.12
9	27	1631.61	44053.43	484.50
8	24	1631.61	39158.60	430.67
7	21	1631.61	34263.78	376.84
6	18	1631.61	29368.95	323.00
5	15	1631.61	24474.13	269.17
4	12	1631.61	19579.30	215.33
3	9	1631.61	14684.48	161.50
2	6	1631.61	9789.65	107.67
1	3	1631.61	4894.83	53.83
Planta Baja	0	1631.61	0.00	0.00
Σ		17422.69	253465.40	

Tabla 2-20. Carga sísmica para un porcentaje de masa del 15%.
 Caso II



Gráfica 3. Variación de la carga sísmica por nivel para diferentes porcentajes de masa. Caso II



Para un porcentaje de masa del 10%

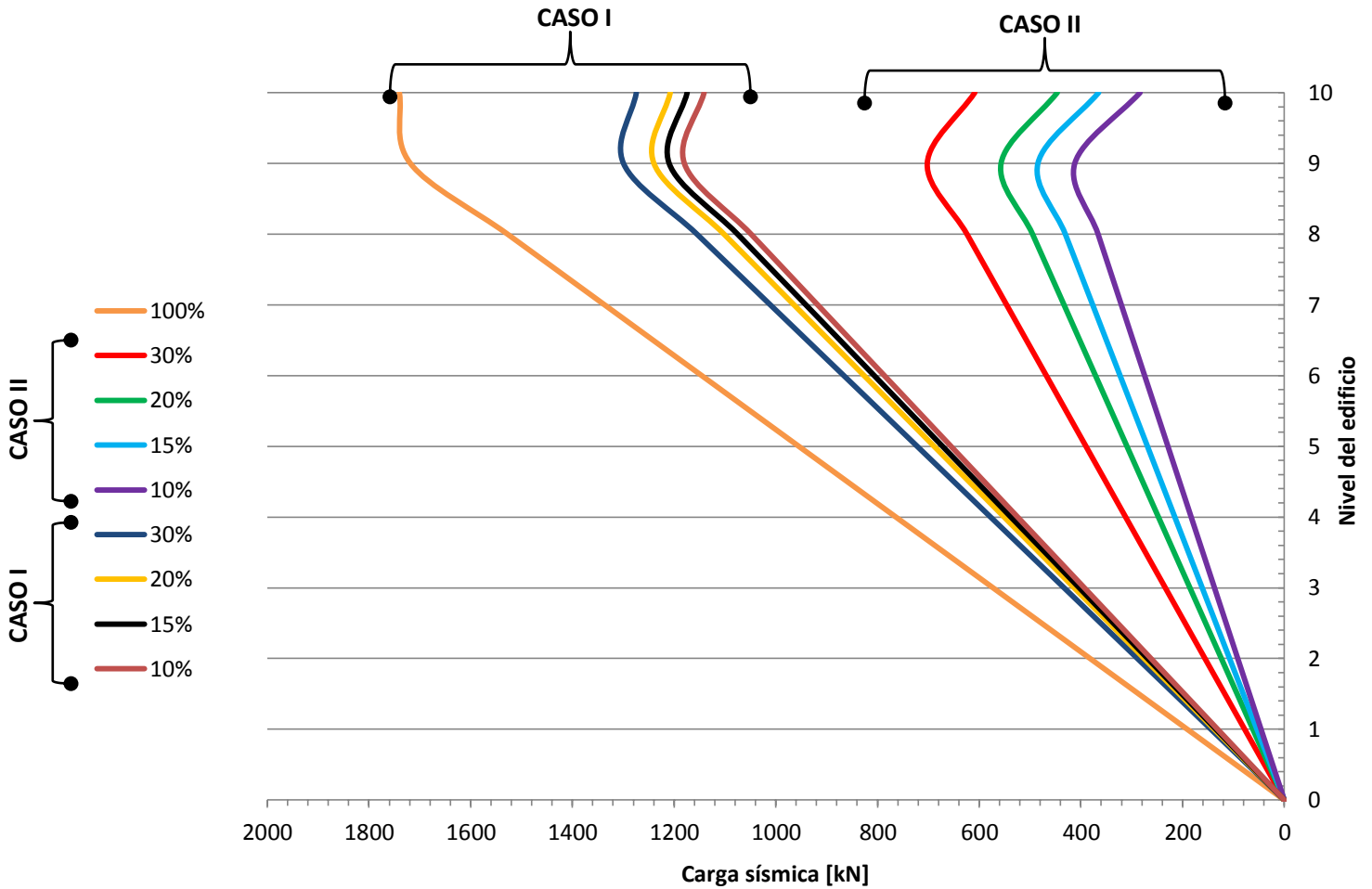
Nivel	h_i [m]	W_i [kN]	$W_i h_i$ [kN·m]	S_i [kN]
Azotea	30	854.41	25632.17	283.57
9	27	1379.41	37243.95	412.04
8	24	1379.41	33105.74	366.25
7	21	1379.41	28967.52	320.47
6	18	1379.41	24829.30	274.69
5	15	1379.41	20691.08	228.91
4	12	1379.41	16552.87	183.13
3	9	1379.41	12414.65	137.35
2	6	1379.41	8276.43	91.56
1	3	1379.41	4138.22	45.78
Planta Baja	0	1379.41	0.00	0.00
Σ		14648.46	211851.93	2343.75

Tabla 2-21. Carga sísmica para un porcentaje de masa del 10%.

Caso II

% Masa	CT [kN]		RELACIÓN
	CASO I	CASO II	
100	50440.57	50440.57	1.0
30	35885.96	15132.17	2.4
20	33806.73	10088.11	3.4
15	32767.11	7566.08	4.3
10	31727.50	5044.06	6.3

Tabla 2-22. Tabla comparativa entre la carga muerta para el Caso I y el Caso II.



Gráfica 4. Variación de la carga sísmica por nivel para diferentes porcentajes de masa. Comparación entre la carga sísmica del Caso I y el Caso II



2.3 CASOS DE CARGA: COMBINACIÓN DE ACCIONES

Una vez obtenidas las cargas básicas para el diseño de la estructura, corresponde determinar el criterio en que éstas serán introducidas al modelo. El criterio de combinación de cargas (y la distribución de estas en el modelo de elementos finitos) será independiente del seguido en las Normas Técnicas complementarias, ya que la metodología para un tipo de análisis, como el que se realiza en esta tesis, no se especifica dentro de las normas y el reglamento de construcción.

De esta manera se considera conveniente establecer los casos de carga de forma aislada para obtener resultados que ayuden a determinar la optimización de la estructura utilizando, los factores de carga que establecen las Normas Técnicas Complementarias. Sin embargo es importante aclarar algunas cuestiones acerca de la carga viva y muerta y la carga por viento antes de determinar los casos de carga a implementar en el modelo.

Carga viva y carga muerta

Estas cargas se consideran que actúan de forma simultánea en la estructura, por lo cual el efecto de ambas se tendrá que considerar como actuantes en el mismo instante, para esto, a diferencia del análisis que se realizó previamente para poder determinar la carga resultante W y así obtener la carga sísmica, se establece un factor de carga F_c igual a 1.4 según la sección 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. La distribución de este tipo de carga se especifica en la sección 3.5.1 del Capítulo 3.

Comparación carga por viento y carga sísmica

Del cálculo de la carga por viento y la carga sísmica se desprende una similitud en la forma en que éstas se aplican a la estructura y en el efecto que ocasionan en su comportamiento. Es por esta razón que se procede a

comparar ambas acciones accidentales para determinar cuál de ellas presenta el efecto más desfavorable en la estructura, para así introducir esta última al modelo.

Este análisis se llevará a cabo calculando para cada caso de carga accidental (carga sísmica y carga por viento) la fuerza cortante resultante (V_0) en la base del edificio, estableciendo que, aquella fuerza cuya magnitud sea mayor, será la que se considerará en el análisis. Como la carga sísmica se determinó para los dos casos de análisis (Caso I y Caso II), es pertinente conocer ambas fuerzas cortantes V_0 . En Tabla 2-23 se muestra los valores de la carga resultante en la base del edificio para ambas acciones accidentales, para la carga sísmica y la carga por viento se sumaron los valores de carga en cada nivel del edificio. En el caso de la carga sísmica se toman los valores correspondientes para un porcentaje de masa del 10%.

Nivel	Viento F_v [kN]	Sismo	
		CASO I	CASO II
	S_i [kN]		
Azotea	54.06	1140.89	283.57
9	105.80	1179.83	412.04
8	103.28	1048.74	366.25
7	100.54	917.65	320.47
6	97.51	786.55	274.69
5	94.11	655.46	228.91
4	90.20	524.37	183.13
3	87.21	393.28	137.35
2	87.21	262.18	91.56
1	87.21	131.09	45.78
Planta baja	43.60	0.00	0.00
V_0 [kN]	950.72	7040.04	2343.75

Tabla 2-23. Valor de la fuerza cortante resultante (V_0) en la base del edificio para la carga por viento y la carga sísmica del Caso I y II para un porcentaje del 10%.

Como se puede observar en la Tabla 2-23 el valor de la fuerza cortante en la base resulta ser mucho mayor para el caso de la carga sísmica que en el caso de la carga por viento, por lo cual esta última se omitirá del



análisis, esto con la finalidad de establecer la carga que afecte en mayor medida las condiciones de trabajo de la estructura.

Carga sísmica

Al igual que para la carga viva y la carga muerta se establece un factor de carga F_c , el cual tendrá un valor de 1.1 según la sección 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. La distribución de la carga sísmica y las direcciones acción de la misma se especificarán en la sección 3.5.2 del Capítulo 3.

En suma, se tendrán tres tipos diferentes de cargas: la carga viva, la carga muerta y la carga sísmica, donde las primeras dos se considerarán en el mismo caso de carga, y la tercera se especificará para dos direcciones ortogonales y dos direcciones oblicuas, lográndose así, ocho casos de carga para la carga sísmica considerando que éstas actúan en dos sentidos. La distribución de estas cargas en el modelo se especifica en la sección 3.5 y se asignarán para el Caso I y el Caso II de análisis.

3.1 INTRODUCCIÓN

Una vez obtenidas las cargas que se tomarán en cuenta en la estructura, es pertinente establecer las condiciones para que ésta pueda ser modelada a partir de elementos finitos, lo cual permitirá posteriormente obtener los resultados óptimos de la estructura en cuestión.

El modelo de la estructura se realiza con ayuda de las herramientas CAD (Computer Aided Design, por sus siglas en inglés) mediante el software *HyperWorks*[®], en el cual se establecerá el modelo virtual de la estructura inicial de la edificación así como su discretización, respetando las características que se establecieron previamente en la sección 1.2.1 del CAPÍTULO 1.

Los muros del edificio y los pisos son representados virtualmente por superficies planas como se muestra en la Imagen 3-1. En la Imagen 3-2 se puede observar la ubicación del edificio en el espacio respecto al sistema cartesiano X, Y, Z.

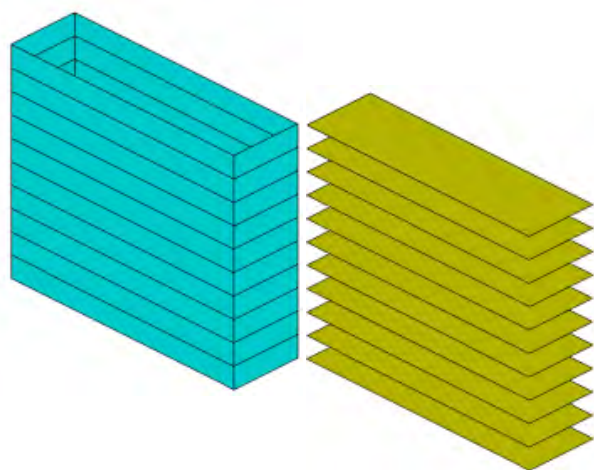


Imagen 3-1. Representación virtual de muros (en azul) y pisos (en amarillo) del edificio.

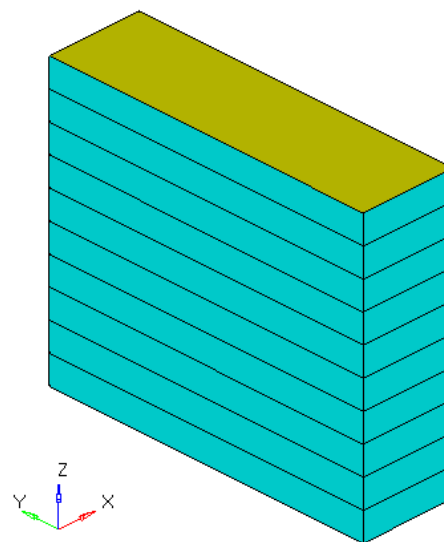


Imagen 3-2. Ubicación del edificio en el espacio.

3.2 DISCRETIZACIÓN DEL DOMINIO DE DISEÑO

Una estructura se puede analizar dividiendo ésta en un número considerable de elementos finitos, sin embargo, para el caso de análisis de esta tesis, es conveniente discretizar el dominio a partir de elementos tipo shell por las razones que se exponen a continuación.

Los elementos shell permiten hacer análisis en estructuras espaciales, cuya dimensión en una dirección sea mucho menor comparada con las otras dos, es decir, estructuras de pared delgada como placas o láminas. Este tipo de estructuras están sujetas a cargas transversales que causan flexión y fuerzas cortantes a través de su espesor.

El análisis de los elementos tipo shell parte de la superposición de elementos tipo placa para los efectos de flexión y de elementos planos para considerar los

efectos membranales (de esfuerzo plano). Los primeros elementos se basan la teoría de placas de Kirchhoff-Love la cual es usada para determinar el estado de esfuerzos y deformaciones en placas delgadas sujetas a fuerzas transversales y momentos; los segundos se basan en la simplificación de placas planas a elementos bidimensionales mediante la teoría de esfuerzo plano considerando únicamente las cargas contenidas en el elemento bidimensional.

3.2.1 Teoría de placas planas de Kirchhoff-Love

La teoría de Kirchhoff-Love plantea la existencia de un plano medio, el cual, es capaz de representar a una placa en sólo dos de sus dimensiones depreciando su espesor.

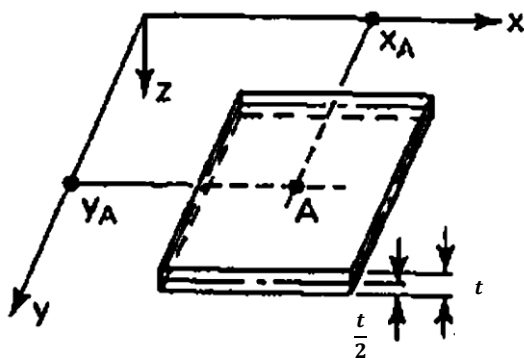


Imagen 3-3. Placa antes de deformarse (Ugural & Fenster, 1987).

Considérese una placa como la mostrada en la Imagen 3-3, donde el plano X-Y coincide con la superficie media y por lo tanto la deflexión en Z es cero. Cuando debido a una carga externa la deformación ocurre, la superficie media en el punto x_A, y_A sufre una deflexión w (Imagen 3-4). Con referencia al sistema coordenado mostrado se mencionan a continuación las suposiciones fundamentales de la teoría de placas de Kirchhoff-Love (Ugural & Fenster, 1987):

1. La deflexión de la superficie media es pequeña en comparación con el espesor de la placa. La pendiente de la superficie deformada es mucho menor a la unidad.

2. Las líneas rectas inicialmente normales a la superficie media seguirán siendo rectas y normales a la superficie aún después de la deformación. Esto es equivalente a establecer que las deformaciones debidas a cortante γ_{xz} y γ_{yz} son despreciables. La deflexión de la placa es en consecuencia asociada principalmente con deformaciones por flexión, con la implicación de que la deformación normal ϵ_z debido a carga vertical también puede ser despreciada.

3. La componente de esfuerzo normal a la superficie σ_z se considera despreciable.

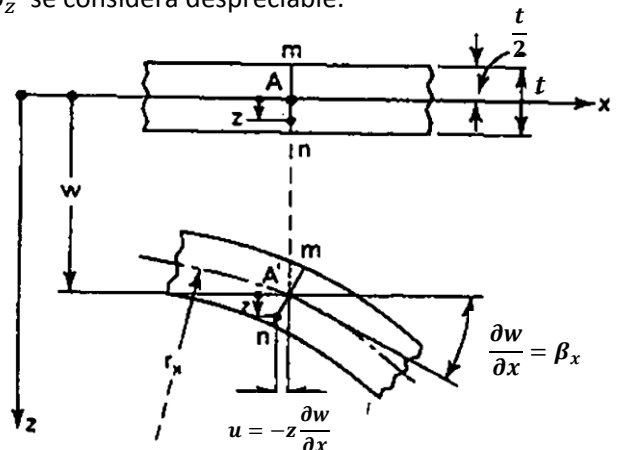


Imagen 3-4. Deformación de una placa (Ugural & Fenster, 1987)

Estas hipótesis permiten expresar los desplazamientos, deformaciones, tensiones y esfuerzos en el plano medio sólo en función de la flecha (desplazamiento) w que caracteriza cada punto de la placa transformando así un problema inicialmente tridimensional en bidimensional. De esta forma las rotaciones β_x en el plano X-Z y β_y en el plano Y-Z están dadas por:

$$\beta_x = \frac{\partial w}{\partial x} \quad y \quad \beta_y = \frac{\partial w}{\partial y} \quad \dots (3.1)$$

El desplazamiento en la dirección X y en la dirección Y pueden ser escritos de la siguiente manera:

$$u(x, y, z) = -z \frac{\partial w(x, y)}{\partial x} \quad \dots (3.2)$$

$$v(x, y, z) = -z \frac{\partial w(x, y)}{\partial x} \dots (3.3)$$

$$w = w(x, y) \dots (3.4)$$

, donde el desplazamiento w indica que la deflexión lateral no variara a través del espesor de la placa.

Por lo tanto el campo de deformaciones para una placa plana queda definido de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial z} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \\ \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \\ \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -z \frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial x^2} \\ -z \frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial y^2} \\ 0 \\ -2z \frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial x \partial y} \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \dots (3.5)$$

, donde las deformaciones quedan en términos del desplazamiento $w(x, y)$, y donde se observa que para los planos X-Z y Y-Z no se consideran los efectos del esfuerzo cortante τ_{xz} y τ_{yz} , por lo cual su valor es cero. Sin embargo, se puede demostrar lo contrario al realizar un análisis de equilibrio de fuerzas.

Utilizando las relaciones de esfuerzo-deformación para el caso de esfuerzo plano, se tiene el siguiente campo de esfuerzos:

$$\sigma_x = \frac{E}{1 - \vartheta^2} (\varepsilon_x + \vartheta \varepsilon_y) = -\frac{Ez}{1 - \vartheta^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \vartheta \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1 - \vartheta^2} (\vartheta \varepsilon_x + \varepsilon_y) = -\frac{Ez}{1 - \vartheta^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \vartheta \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)$$

$$\tau_{xy} = G\gamma_{xy} = \frac{E}{2(1 + \vartheta)} \gamma_{xy} = -\frac{Ez}{1 - \vartheta^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)$$

$$\sigma_z = \tau_{xz} = \tau_{yz} = 0$$

... (3.6)

, donde E es el módulo de elasticidad, G es el módulo cortante y ϑ es el módulo de Poisson. Las expresiones demuestran que los esfuerzos desaparecen en la superficie media y varían linealmente a lo largo de su espesor.

Los esfuerzos distribuidos a lo largo de las superficies de la placa dan como resultado momentos flectores a partir de los esfuerzos normales σ_x y σ_y y momentos de torsión a partir del esfuerzo cortante τ_{xy} . Estos momentos resultantes por unidad de longitud se denotan como M_x , M_y y M_{xy} conforme a la Imagen 3-5.

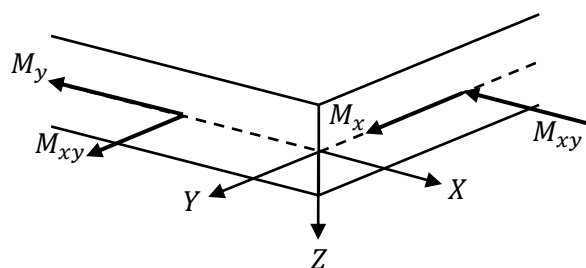


Imagen 3-5. Momentos flectores y momentos de torsión en una placa. Imagen tomada de: www.inrisk.ubc.ca

Los momentos de flexión y torsión por unidad de longitud se obtienen a partir de integrar los esfuerzos a lo largo del espesor t de la placa y son función del desplazamiento $w(x, y)$.

$$M_x = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_x z dz = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \vartheta \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)$$

$$M_y = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_y z dz = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \vartheta \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \dots (3.7)$$

$$M_{xy} = \int_{-t/2}^{t/2} \tau_{xy} z dz = -(1 - \vartheta) D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)$$

, donde

$$D = \frac{Et^3}{12(1 - \vartheta^2)} \dots (3.8)$$

y es definida como la rigidez a la flexión.



En forma matricial los momentos pueden quedar expresados como $\mathbf{M} = -D\mathbf{C}\boldsymbol{\varphi}$:

$$\begin{bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{bmatrix} = -D \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \\ \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \\ 2 \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \end{bmatrix} \dots (3.9)$$

, donde \mathbf{M} es el vector de momentos, \mathbf{C} es la matriz constitutiva y $\boldsymbol{\varphi}$ es el vector de curvaturas.

A partir de un análisis de equilibrio de fuerzas actuando en un elemento diferencial de área $dxdy$ bajo una carga externa transversal $q(x,y)$ (Bhatti, 2006), es posible obtener la siguiente ecuación en derivadas parciales de segundo orden.

$$\left(\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} \right) + q = 0 \dots (3.10)$$

Expresando la ecuación anterior en términos del desplazamiento w , se obtiene la siguiente ecuación parcial de cuarto orden, la cual gobierna el comportamiento de las placas planas:

$$D \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) - q = 0 \dots (3.11)$$

Para obtener la forma débil de la ecuación parcial anterior es más conveniente utilizar la ecuación de segundo orden que envuelve derivadas de los momentos (Ec.3.10), para ésta, se expresan las condiciones de frontera en términos de las direcciones normal (n) y tangencial (T) de la frontera de la placa.

La forma débil de la ecuación 3.10 se escribe como (Bhatti, 2006):

$$-D \iint_A \bar{\boldsymbol{\varphi}}^T \mathbf{C} \boldsymbol{\varphi} dA + \iint_A q \bar{w} dA + \int_S \left(V_n + \frac{\partial M_T}{\partial T} \right) \bar{w} ds = \int_S M_n \frac{\partial \bar{w}}{\partial n} ds \dots (3.12)$$

, donde \bar{w} es la función de peso, V_n es la fuerza cortante en la dirección normal a la frontera de la placa, M_n y M_T son los momentos en la dirección normal y tangencial respectivamente a la frontera de la placa. Los subíndices de las integrales A y S representan integraciones de área e integraciones de frontera respectivamente.

Los parámetros nodales deseables en el problema de placa plana son la deflexión w y las rotaciones alrededor del eje X y el eje Y , es decir θ_x y θ_y respectivamente.

Una vez establecidos los grados de libertad es posible obtener las ecuaciones de elemento finito a partir de la forma débil (Ec.3.13) (Bhatti, 2006).

$$D \iint_A \mathbf{BCB}^T dA d = \iint_A q \mathbf{N} dA + \int_S q_L \mathbf{N}_c ds + \int_S M_n \frac{\partial \mathbf{N}_c}{\partial n} ds \dots (3.13)$$

, donde $q_L = V_n + \frac{\partial M_T}{\partial T}$ es la carga lineal, \mathbf{N}_c son las funciones de interpolación para el lado en el cual la carga lineal q_L o el momento normal M_n son aplicados, y donde:

$$\mathbf{d}_f = \begin{bmatrix} w_1 \\ \theta_{x1} \\ \theta_{y1} \\ \vdots \end{bmatrix} \dots (3.14)$$

$$\boldsymbol{\varphi} = \begin{bmatrix} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \\ \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \\ 2 \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial^2 N_1}{\partial x^2} & \frac{\partial^2 N_2}{\partial x^2} & \frac{\partial^2 N_3}{\partial x^2} \dots \\ \frac{\partial^2 N_1}{\partial y^2} & \frac{\partial^2 N_2}{\partial y^2} & \frac{\partial^2 N_3}{\partial y^2} \dots \\ 2 \frac{\partial^2 N_1}{\partial x \partial y} & 2 \frac{\partial^2 N_2}{\partial x \partial y} & 2 \frac{\partial^2 N_3}{\partial x \partial y} \dots \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} w_1 \\ \theta_{x1} \\ \theta_{y1} \\ \vdots \end{bmatrix} = \mathbf{B}^T \mathbf{d} \dots (3.15)$$

$$\bar{\boldsymbol{\varphi}} \Rightarrow \mathbf{B}^T$$

$$\bar{w} \Rightarrow N_i, i = 1, 2, \dots$$



La matriz de rigidez y los vectores equivalentes son:

$$\mathbf{k}_f = D \iint_A \mathbf{BCB}^T dA \quad \dots (3.16)$$

$$\mathbf{r}_q = \iint_A qN dA \quad \dots (3.17)$$

$$\mathbf{r}_{qL} = \int_S q_L \mathbf{N}_c ds \quad \dots (3.18)$$

$$\mathbf{r}_m = \int_S M_n \frac{\partial \mathbf{N}_c}{\partial n} ds \quad \dots (3.19)$$

Por lo cual la ecuación de elemento finito a partir de la ecuación 3.4 se expresa como:

$$\mathbf{k}_f \mathbf{d}_f = \mathbf{r}_q + \mathbf{r}_{qL} + \mathbf{r}_m \quad \dots (3.20)$$

3.2.2 Elemento shell

Como se mencionó anteriormente un elemento shell se considera como elemento plano sometido simultáneamente a acciones de esfuerzo plano y de flexión.

Como se sabe, si se considera únicamente condiciones de esfuerzo plano, el estado de deformaciones estará determinado en función de los desplazamientos u y v si éste se encuentra contenido en el plano X-Y. Por lo que la ecuación de elemento finito que determina este tipo de acción se expresa de la siguiente manera:

$$\mathbf{k}_P \mathbf{d}_P = \mathbf{f}_P \quad \dots (3.21)$$

, donde el subíndice P indica que se trata de la ecuación de elemento finito para del caso de esfuerzo plano. Los vectores de desplazamiento y carga se expresan como:

$$\mathbf{d}_P = \begin{bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ \vdots \end{bmatrix} \quad y \quad \mathbf{f}_P = \begin{bmatrix} U_1 \\ V_1 \\ \vdots \end{bmatrix} \quad \dots (3.22)$$

Cuando se considera la flexión el estado de deformación viene expresado como función del desplazamiento w en la dirección Z y de las rotaciones θ_x y θ_y . Esto conduce a la siguiente ecuación:

$$\mathbf{k}_f \mathbf{d}_f = \mathbf{f}_f \quad \dots (3.23)$$

, donde el subíndice f indica que se trata de la ecuación de elemento finito para del caso de flexión. Las cargas correspondientes a los desplazamientos w , θ_x y θ_y se pueden interpretarse como una fuerza directamente aplicada y dos pares (Zienkiewicz & Taylor, 1995).

$$\mathbf{d}_f = \begin{bmatrix} w_1 \\ \theta_{x1} \\ \theta_{y1} \\ \vdots \end{bmatrix} \quad y \quad \mathbf{f}_f = \begin{bmatrix} W_1 \\ M_{x1} \\ M_{y1} \end{bmatrix} \quad \dots (3.24)$$

Las matrices de rigidez de esfuerzo plano y de flexión se combinan para generar la matriz de rigidez para los elementos shell. Para esto se considera según Zienkiewicz & Taylor dos cosas. La primera que los desplazamientos impuestos para las fuerzas “en el plano”(condición de esfuerzo plano) no afectan a las deformaciones de flexión y viceversa. La segunda, que el giro θ_z no interviene como parámetro en la definición de las deformaciones en ninguno de los casos, sin embargo, es conveniente tomarla en cuenta y asociarla como un momento ficticio M_z al momento del ensamblaje. Volviendo a definir los desplazamientos combinados y las cargas:

$$\mathbf{d}_{shell} = \begin{bmatrix} w_1 \\ u_1 \\ v_1 \\ \theta_{x1} \\ \theta_{y1} \\ \theta_{z1} \\ \vdots \end{bmatrix} \quad y \quad \mathbf{f}_{shell} = \begin{bmatrix} W_1 \\ U_1 \\ V_1 \\ M_{x1} \\ M_{y1} \\ M_{z1} \\ \vdots \end{bmatrix} \quad \dots (3.25)$$

Donde la ecuación de elemento finito para un elemento tipo shell se puede escribir como:

$$\mathbf{k}_{shell} \mathbf{d}_{shell} = \mathbf{f}_{shell} \quad \dots (3.26)$$

, donde la matriz de rigidez k_{shell} esta compuesta por las siguientes sub matrices:

$$k_{shell} = \begin{bmatrix} \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & k_p & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \vdots & & & & & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \vdots & & k_f & & & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \vdots & & & & & \mathbf{0} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \vdots & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \vdots & \mathbf{0} \end{bmatrix} \dots (3.27)$$

3.2.3 Malla de la estructura del edificio mediante elementos tipo Shell

Como se ha mencionado en la sección anterior, es conveniente utilizar elementos tipo shell para discretizar los muros y pisos de la edificación, ya que estos pueden ser considerados como placas delgadas debido a sus dimensiones con respecto del espesor, donde la teoría descrita con anterioridad se puede aplicar para analizar el estado de esfuerzos y deformaciones de la estructura. Además, como el objetivo de esta tesis se acota a determinar el diseño conceptual de la estructura del edificio, es pertinente utilizar elementos tipo shell para obtener un análisis preliminar con un tiempo de procesamiento menor, esto, debido a la simplificación del análisis al reducir el número de grados de libertad en comparación con elementos tridimensionales. Sin embargo para el diseño a detalle (el cual no se efectúa en esta tesis) sería conveniente realizar el análisis de la estructura utilizando elementos finitos en tres dimensiones.

Las imágenes de la estructura inicial del edificio mallada con elementos tipo shell cuadrangulares de 500[mm] y un espesor de 100[mm] se muestran a continuación.

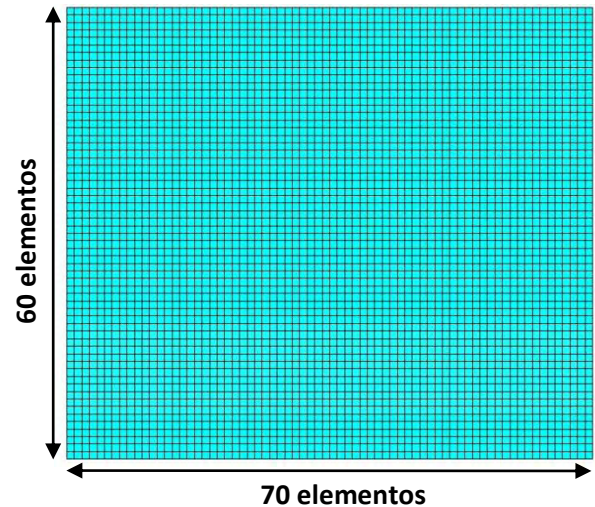


Imagen 3-6. Malla de la estructura del edificio con elementos cuadrangulares tipo shell de 500[mm]. Vista frontal.

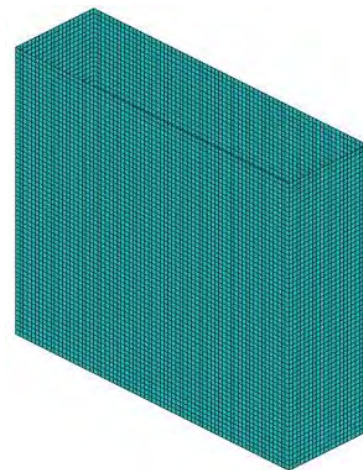


Imagen 3-7. Vista isométrica del edificio. Número de elementos cuadrangulares de 500[mm].

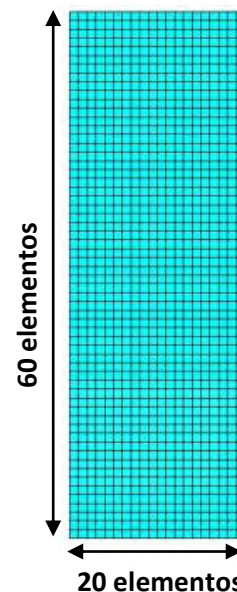


Imagen 3-8 Vista lateral. Número de elementos cuadrangulares de 500[mm].

3.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL MATERIAL

Uno de los materiales más utilizados en la construcción de estructuras son los aceros, y en especial los aceros al carbono. El primer tipo de acero al carbono que se utilizó por muchos años como el principal acero empleado para la construcción de puentes y edificios fue el acero ASTM A7, el cual se usaba principalmente en estructuras remachas y atornilladas y en edificios soldados en los que las cargas podían considerarse estáticas. Después se desarrolló el acero A373 con características mejoradas de soldabilidad y en 1960 la industria del acero anunció un acero al carbono mejorado, el ASTM A36, con un punto de fluencia más elevado y un contenido de carbono adecuado para propósitos de soldadura. Desde la llegada de este tipo de acero, los aceros A7 y A373 fueron anulados por la ASTM y, por tanto, ya no se especifican en el diseño de estructuras (Bresler, Lin, & Scalzi, 1970).

El material utilizado para modelar la estructura del edificio es un acero al carbono correspondiente a la designación de la American Society for Testing Materials (ASTM) A36 (especificaciones para acero estructural al carbono). Sus propiedades mecánicas se enlistan a continuación:

Esfuerzo de fluencia, σ_f

$$\sigma_f = 250 [MPa]$$

Esfuerzo último, σ_U

$$400 [MPa] \geq \sigma_U \leq 500 [MPa]$$

Módulo de elasticidad, E

$$E = 200 [GPa]$$

Módulo de cortante, G

$$G = 77 [GPa]$$

Coefficiente de Poisson, ϑ

$$\vartheta = 0.3$$

Densidad, ρ

$$\rho = 7850 \left[\frac{kg}{m^3} \right]$$

Este tipo de acero es uno de los más utilizados en la construcción de perfiles estructurales para edificios, por esta razón se consideró establecer este tipo de material para efectuar el análisis por elementos finitos.

3.4 TIPO Y UBICACIÓN DE RESTRICCIONES

Las restricciones de movimiento del edificio se establecen en los nodos de la base de la estructura. Para el desarrollo de esta tesis no se desea realizar un análisis sobre la cimentación del edificio, por lo cual se considera que éste se encuentra fijo o empotrado al suelo, por lo cual todos los grados de libertad de los nodos de la base del edificio toman un valor de cero, lo que indica que no existirán desplazamientos o rotaciones en la base de la estructura. En la Imagen 3-9 se puede observar la condición de empotramiento, y en la Imagen 3-10 se puede observar la localización de las restricciones en el modelo virtual, las cuales están representadas por triángulos negros.

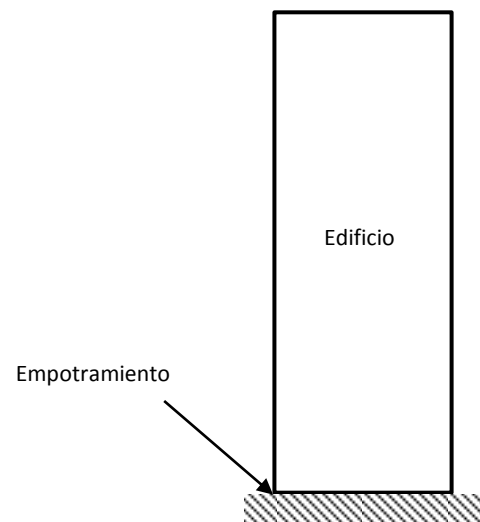


Imagen 3-9. Vista lateral del empotramiento del edificio.

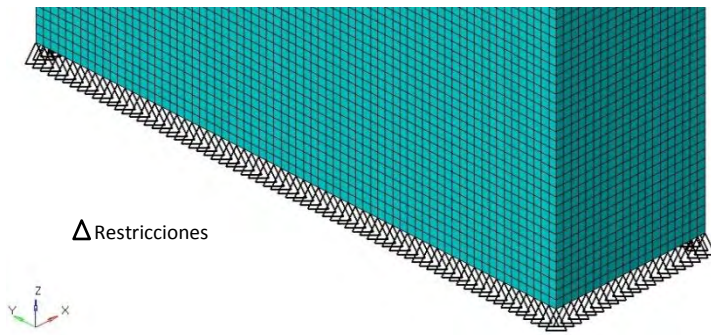


Imagen 3-10. Restricciones en la base del edificio.

3.5 DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS EN EL MODELO

Una vez obtenidas las cargas a las cuales se encuentra sometido el edificio (ver Capítulo 2), se debe especificar la forma en que éstas serán introducidas al modelo de elemento finito.

Debido a que el software que se utiliza para hacer la simulación permite seleccionar nodo por nodo la asignación de cargas, es importante especificar cada tipo de carga por nodo, y establecer una forma de distribuirlas en el modelo para simular los efectos que provocan en el comportamiento del edificio.

Al igual que en el cálculo de las cargas actuantes en el edificio, para esta etapa de distribución, se ejemplificará detalladamente el desarrollo para las cargas correspondientes al Caso I de análisis, y con base en esto, ya que el procedimiento es similar, se obtendrá la distribución de cargas para el Caso II omitiendo el desarrollo correspondiente.

DISTRIBUCIÓN DE CARGAS PARA EL CASO I

3.5.1 Distribución de cargas vivas y muertas

Distribución de carga viva

Como se menciona en la sección 2.3 del Capítulo 2, se considera que estas cargas actúan conjuntamente en el

mismo instante, cuya magnitud se verá afectada por un factor de carga F_c igual a 1.4 según la sección 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Como se recordará, en el Capítulo 2 para el cálculo de la carga sísmica, se determinó el valor de la carga W a partir de considerar el efecto de la carga viva y la carga muerta. En este caso se tomó en cuenta la distribución de la carga viva como totalmente repartida en un área de $350[m^2]$ correspondiente a los pisos, sin embargo para establecer la distribución de la carga viva en el modelo por elementos finitos de la edificación, es pertinente distribuir la carga de los pisos hacia los muros del edificio a partir del método de las áreas tributarias.

El método de las áreas tributarias permite repartir la carga de las losas hacia las vigas que las conforman, sin embargo, para la estructura que se analiza en esta tesis, la repartición de carga se hará hacia los muros de acero para establecer en éstos el valor de carga viva. La distribución de la carga en las losas se lleva a cabo de la siguiente manera:

En una losa rectangular, como la que se considera en el modelo, el claro corto recibe carga de una superficie igual a la de un triángulo equilátero que se forma a partir de utilizar como base el claro corto y trazando desde sus vértices líneas rectas a 45 grados. La superficie resultante de ese triángulo es el área tributaria para el claro corto. Para el claro largo, una vez trazados los triángulos para el claro corto, se necesita unir los vértices superiores del triángulo para obtener así dos trapecios que distribuirán la carga hacia los claros largos.

Los pisos que se consideran en el edificio son de $35[m]$ de largo por $10[m]$ de ancho cuyas áreas tributarias se muestran en la Imagen 3-11. El área de los trapecios (A_T) es de $150[m^2]$ y para los triángulos equiláteros (A_t) es de $25[m^2]$.

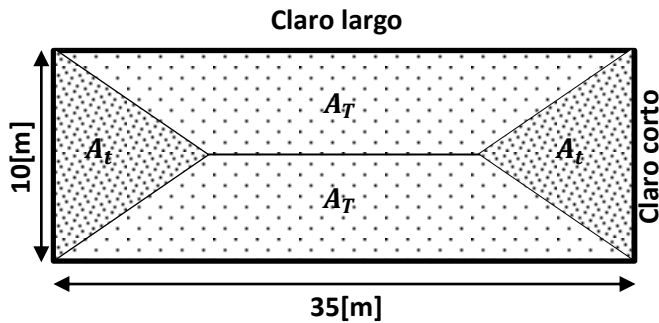


Imagen 3-11. Áreas tributarias de los pisos del edificio

A partir de la Tabla 2-2 (Valores de cargas vivas unitarias) se calculará el valor de carga viva máxima para cada área tributaria y destino de piso.

Carga viva para pisos destinados a oficinas, despachos y laboratorios, CV_O

- Carga viva en Trapecios, CV_{OT}

Como el área tributaria en los trapecios es mayor a $36[m^2]$, la carga viva unitaria para los pisos destinados a oficinas, despachos y laboratorios se calcula con la siguiente ecuación según la observación de la Tabla 2-2:

$$Cv_m = 1.1 + \frac{8.5}{\sqrt{A_T}} \dots (3.27)$$

Sustituyendo el valor de A_T se obtiene:

$$Cv_m = 1.1 + \frac{8.5}{\sqrt{150[m^2]}} = 1.8 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \dots (3.28)$$

Por lo tanto la carga viva correspondiente al área de los trapecios (CV_{OT}) es:

$$CV_{OT} = Cv_m A_T$$

$$CV_{OT} = \left(1.8 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \right) (150[m^2])$$

$$CV_{OT} = 270[kN] \dots (3.29)$$

- Carga viva en Triángulos equiláteros, CV_{Ot}

Para el caso de los triángulos equiláteros, como el área tributaria nos es mayor a $36[m^2]$, se toma el valor de la carga viva unitaria que se establece en la Tabla 2-2, es

decir $Cv_m = 2.5 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$. Por lo tanto la carga correspondiente al área de los triángulos equiláteros (CV_{Ot}) es:

$$CV_{Ot} = Cv_m A_t$$

$$CV_{Ot} = \left(2.5 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \right) (25[m^2])$$

$$CV_{Ot} = 62.5[kN] \dots (3.30)$$

- Distribución de carga hacia los muros

Para distribuir las cargas CV_{OT} y CV_{Ot} hacia los muros es necesario establecer la carga viva por unidad de longitud al dividir tales cargas entre las longitudes correspondientes al claro largo y al claro corto de las losas. A la carga CV_{OT} le corresponde la longitud de 35[m] mientras que a la carga CV_{Ot} le corresponde la longitud de 10[m]. Sin embargo, como en el modelo de elementos finitos es necesario establecer las cargas en cada nodo, es deseable que la carga viva quede expresada por nodo en lugar de por unidad de longitud. Esto es: el claro largo está dividido en 70 elementos finitos, por lo tanto el número de nodos presentes en el claro es de 71; el claro corto está dividido en 20 elementos finitos y le corresponden 21 nodos.

Por lo tanto, las ecuaciones 3.29 y 3.30 quedan expresadas de la siguiente manera:

La carga CV_{OT} por nodo (CV_{OT_n}) se expresa:

$$CV_{OT_n} = \frac{CV_{OT}}{71} = \frac{270[kN]}{71}$$

$$CV_{OT_n} = 3.8[kN] \text{ por cada nodo} \dots (3.31)$$

Y a la carga CV_{Ot} por nodo (CV_{Ot_n})

$$CV_{Ot_n} = \frac{CV_{Ot}}{21} = \frac{62.5[kN]}{21}$$

$$CV_{Ot_n} = 2.98[kN] \text{ por cada nodo} \dots (3.32)$$



Carga viva para piso destinado a azotea, CV_A

- Carga viva en Trapecios, CV_{AT}

El área tributaria en los trapecios es mayor a $36[m^2]$, sin embargo, a diferencia de la carga viva unitaria para los pisos destinados a oficinas, despachos y laboratorios, no se especifica alguna observación para calcular la carga viva, por lo tanto la carga viva correspondiente al área de los trapecios (CV_{AT}) es:

$$CV_{AT} = Cv_m A_T$$

Donde $Cv_m = 1.0 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$ de la Tabla 2-2, de esta forma:

$$CV_{AT} = \left(1.0 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \right) (150[m^2])$$

$$CV_{AT} = 150[kN] \dots (3.33)$$

- Carga viva en Triángulos equiláteros, CV_{At}

Para el caso de los triángulos equiláteros, se toma el mismo valor de la carga viva unitaria que se establece en la Tabla 2-2 para pisos destinados a azotea. Por lo tanto la carga correspondiente al área de los triángulos equiláteros (CV_{At}) es:

$$CV_{At} = Cv_m A_t$$

$$CV_{At} = \left(1.0 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \right) (25[m^2])$$

$$CV_{At} = 25[kN] \dots (3.34)$$

- Distribución de carga hacia los muros

De la misma forma que para el cálculo de la carga viva para pisos destinados a oficinas, despachos y laboratorios se establece la carga viva por nodo en lugar de por unidad de longitud para introducirla al modelo por elementos finitos.

Por lo tanto, las ecuaciones 3.33 y 3.34 quedan expresadas de la siguiente manera:

La carga CV_{AT} por nodo (CV_{AT_n}) se expresa:

$$CV_{AT_n} = \frac{CV_{AT}}{71} = \frac{150[kN]}{71}$$

$$CV_{AT_n} = 2.11[kN] \text{ por cada nodo} \dots (3.35)$$

Y a la carga CV_{At} por nodo (CV_{At_n})

$$CV_{At_n} = \frac{CV_{At}}{21} = \frac{25[kN]}{21}$$

$$CV_{At_n} = 1.19[kN] \text{ por cada nodo} \dots (3.36)$$

Resumen de cargas vivas

En la Tabla 3-1 se muestra un resumen de las cargas vivas por nodo a incluir en el modelo del edificio.

Destino de piso	Carga viva por nodo [kN]	
	Claro largo (T)	Claro corto (t)
Oficinas, despachos y laboratorios (O)	3.8 (Ec. 3.31)	2.98 (Ec. 3.32)
Azotea (A)	2.11 (Ec. 3.35)	1.19 (Ec. 3.36)

Tabla 3-1. Resumen de cargas vivas por nodo para los diferentes destinos de piso y su distribución hacia los muros dependiendo del tipo de claro. Las letras entre paréntesis indican los subíndices correspondientes al desarrollo del cálculo de la carga viva.

Distribución de carga muerta

En el Capítulo 2, se obtuvieron los valores de la carga muerta total CT dividida en los diez niveles del edificio para diferentes porcentajes de masa del dominio de diseño (CT_i), de esta forma se logró una distribución equitativa similar al de la carga viva (ver Tabla 2-3 correspondiente al Caso I).

La distribución de la carga muerta en el modelo de elemento finito se tendrá que repartir en los muros a lo largo el perímetro que forman los pisos, esto con la finalidad de que pueda sumarse a la carga viva.

Al igual que la carga viva, la distribución de la carga muerta se realizará considerando las áreas tributarias de los pisos. Para esto, se tomarán los valores de carga muerta para los diferentes porcentajes de masa de la Tabla 2-3 (para el Caso I), éstos se dividirán entre el área total de $350[m^2]$ que ocupan los pisos para obtener la carga muerta por metro cuadrado, una vez



obtenido este valor, se multiplicará por cada área tributaria A_T o A_t según el claro al que se desee distribuir la carga, y a partir de este resultado la carga muerta se dividirá entre el número de nodos que correspondan al claro largo (71 nodos) y al claro corto (21 nodos) para obtener el valor de la carga muerta por nodo.

A continuación se muestra el procedimiento anterior para obtener la distribución por nodo de la carga muerta considerando un porcentaje de masa del 30% del dominio de diseño.

De la Tabla 2-3 se sabe que para un porcentaje de masa del 30% la carga muerta total CT_i es:

$$CT_i = 3588.60[kN]$$

Dividiendo este valor entre el área total que ocupan los pisos, la carga muerta total por piso y por metro cuadrado queda expresada como:

$$CT_{i/m^2} = \frac{3588.60[kN]}{350[m^2]} = 10.253 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \dots (3.37)$$

Al multiplicar el valor anterior para cada área tributaria y dividiendo éste entre el número de nodos correspondiente al tipo de claro se obtiene los siguientes resultados:

- Carga muerta en el área tributaria de los trapecios (Claro largo).

$$CT_{i/A_T} = CT_{i/m^2} A_T$$

$$CT_{i/A_T} = \left(10.253 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \right) (150[m^2])$$

$$CT_{i/A_T} = 1537.95[kN] \dots (3.38)$$

Al claro largo le corresponden 71 nodos, por lo cual:

$$CT_{i/A_{Tn}} = \frac{CT_{i/A_T}}{71} = \frac{1537.95[kN]}{71}$$

$$CT_{i/A_{Tn}} = 21.662[kN] \text{ por cada nodo} \dots (3.39)$$

- Carga muerta en el área tributaria de los triángulos equiláteros (claro corto).

$$CT_{i/A_t} = CT_{i/m^2} A_t$$

$$CT_{i/A_T} = \left(10.253 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \right) (25[m^2])$$

$$CT_{i/A_T} = 256.325[kN] \dots (3.40)$$

Al claro corto le corresponden 21 nodos, por lo cual:

$$CT_{i/A_{tn}} = \frac{CT_{i/A_t}}{21} = \frac{256.325[kN]}{21}$$

$$CT_{i/A_{tn}} = 12.206[kN] \text{ por cada nodo} \dots (3.41)$$

Resumen de cargas muertas

En la Tabla 3-2 se muestran los valores de la carga muerta total por cada piso y por nodo para los porcentajes de masa utilizados en la optimización dependiendo del tipo de claro al que se distribuya la carga, estos resultados corresponden al Caso I de análisis.

% Masa [-]	CT_i [kN]	Carga muerta por nodo [kN]	
		Tipo de claro	
		Largo (T) $CT_{i/A_{Tn}}$	Corto (t) $CT_{i/A_{tn}}$
100	5044.06	30.447	17.157
30	3588.60	21.662	12.206
20	3380.67	20.406	11.499
15	3276.71	19.779	11.145
10	3172.75	19.151	10.792

Tabla 3-2. Valores de carga muerta total por piso y por nodo para distintos porcentajes de masa y tipo de claro. Caso I

Combinación de carga viva y carga muerta

Una vez obtenida la carga viva y la carga muerta por nodo y por tipo de claro, es pertinente sumar ambas para introducirlas al modelo de elemento finito. A esta carga se le denominará C_{VYM} .



Como se mencionó con anterioridad la suma de las cargas viva y muerta estará afectada por un factor de carga F_c igual a 1.4 de la siguiente manera:

- Para los pisos destinados a oficinas, despachos y laboratorios (O):

$$\text{Claro largo } (T): C_{V y M_{OT}} = 1.4(CV_{OT_n} + CT_{i/A_{T_n}}) \quad \dots (3.42)$$

$$\text{Claro corto } (t): C_{V y M_{Ot}} = 1.4(CV_{Ot_n} + CT_{i/A_{t_n}})$$

- Para el piso destinado a azotea (A):

$$\text{Claro largo } (T): C_{V y M_{AT}} = 1.4(CV_{AT_n} + CT_{i/A_{T_n}}) \quad \dots (3.43)$$

$$\text{Claro corto } (t): C_{V y M_{At}} = 1.4(CV_{At_n} + CT_{i/A_{t_n}})$$

En la Tabla 3-3 y la Tabla 3-4 se muestran las cargas resultantes de la combinación de la carga viva y la carga muerta para cada nodo (Ec. 3.42 y Ec. 3.43) para el Caso I de análisis, las cuales, se encuentran afectadas por el factor de carga $F_c = 1.4$. Estas cargas serán las que se introducirán directamente al modelo por elementos finitos del edificio dependiendo del porcentaje de masa que se considere para la optimización estructural.

- Carga $C_{V y M}$ para los pisos destinados a oficinas, despachos y laboratorios (O):

% Masa [-]	$C_{V y M_O}$ [kN]	
	Claro largo (T)	Claro corto (t)
100	47.946	28.191
30	35.646	21.261
20	33.889	20.270
15	33.011	19.775
10	32.132	19.280

Tabla 3-3. Carga resultante de la combinación de la carga viva por nodo y la carga muerta por nodo para diferentes porcentajes de masa y tipo de claro donde el destino de piso es para oficinas, despachos y laboratorios. Caso I

- Carga $C_{V y M}$ para el piso destinado a azotea(A):

% Masa [-]	$C_{V y M_A}$ [kN]	
	Claro largo (T)	Claro corto (t)
100	45.580	25.685
30	33.280	18.755
20	31.523	17.764
15	30.645	17.269
10	29.766	16.774

Tabla 3-4. Carga resultante de la combinación de la carga viva por nodo y la carga muerta por nodo para diferentes porcentajes de masa y tipo de claro donde el destino de piso es para azotea. Caso I

3.5.2 Distribución de carga sísmica

Para la carga sísmica calculada en el Capítulo 2 es necesario distribuirla, de la misma manera que para la carga muerta, sobre el perímetro de cada piso, esto debido a que se desea simular el efecto que ocasiona el sismo sobre la estructura. Además también es necesario conocer la magnitud de la carga por nodo para poderla introducir al modelo por elementos finitos de la estructura. Es importante señalar que para el cálculo de la carga sísmica se debe considerar un factor de carga F_c igual a 1.1 según la sección 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, es decir, la carga sísmica S_i deberá ser multiplicada por 1.1.

Se considerará que la carga sísmica actuará en cuatro direcciones ortogonales coincidentes con los ejes X y Y, es decir en la dirección X, -X, Y y -Y; y cuatro direcciones oblicuas rotadas 45° a partir de los mismos ejes, es decir, se establecerá una carga a 45°, 135°, 225° y 315°. En la Imagen 3-12 se ejemplifica la dirección de las cargas sísmicas en el modelo por elementos finitos.

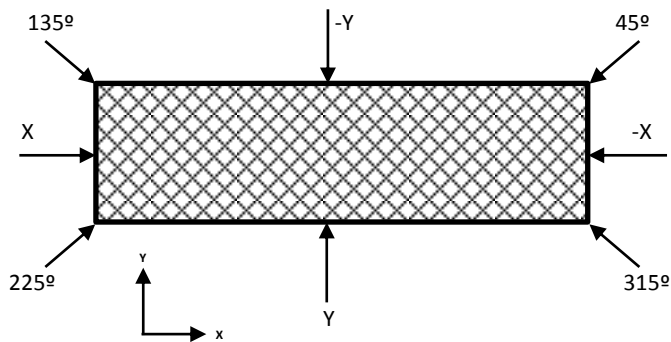


Imagen 3-12. Ejemplificación de las direcciones en las que actúa la carga sísmica en la estructura del edificio. Vista superior.

Calculo de la carga sísmica para las direcciones ortogonales y las direcciones oblicuas ($S_{\perp y \neq}$)

La carga sísmica $S_{\perp y \neq}$ se obtiene a partir de:

$$S_{\perp y \neq} = 1.1S_i \dots (3.44)$$

Los valores de S_i corresponden al valor de la carga sísmica por nivel de piso, y como se recordará, estos valores dependen del porcentaje de masa que se especifique para la optimización. El valor de $S_{\perp y \neq}$ deberá distribuirse sobre el perímetro de los pisos de la estructura y se deberá especificar su magnitud por nodo. Conociendo que el perímetro de los pisos está compuesto por 180 nodos es posible dividir $S_{\perp y \neq}$ entre en número de nodos:

$$S_{\perp y \neq n_i} = \frac{S_{\perp y \neq}}{180} = \frac{1.1S_i}{180} \dots (3.45)$$

, donde $S_{\perp y \neq n_i}$ representa la carga sísmica para las direcciones ortogonales y oblicuas a partir de los ejes X e Y por nodo y por piso.

Las siguientes tablas muestran los valores de la carga sísmica $S_{\perp y \neq n_i}$ para diferentes porcentajes de masa, los resultados obtenidos se calcularon a partir de la Tabla 2-6 a la Tabla 2-10 de la sección 2.2.3 para el Caso I de análisis. Estas cargas calculadas se introducirán al modelo en cuatro direcciones ortogonales coincidentes con los ejes X e Y y las cuatro direcciones oblicuas.

Para un porcentaje de masa del 30%

Nivel	S_i [kN]	$S_{\perp y \neq}$ [kN]	$S_{\perp y \neq n_i}$ [kN]
Azotea	1274.12	1401.53	7.79
9	1299.56	1429.52	7.94
8	1155.17	1270.68	7.06
7	1010.77	1111.85	6.18
6	866.37	953.01	5.29
5	721.98	794.18	4.41
4	577.58	635.34	3.53
3	433.19	476.51	2.65
2	288.79	317.67	1.76
1	144.40	158.84	0.88
Planta Baja	0.00	0.00	0.00

Tabla 3-5. Carga sísmica por nodo distribuida en el perímetro de cada piso en la dirección ortogonal y oblicua para un porcentaje de masa del 30%. Caso I

Para un porcentaje de masa del 20%

Nivel	S_i [kN]	$S_{\perp y \neq}$ [kN]	$S_{\perp y \neq n_i}$ [kN]
Azotea	1207.51	1328.26	7.38
9	1239.69	1363.66	7.58
8	1101.95	1212.15	6.73
7	964.21	1060.63	5.89
6	826.46	909.11	5.05
5	688.72	757.59	4.21
4	550.98	606.07	3.37
3	413.23	454.55	2.53
2	275.49	303.04	1.68
1	137.74	151.52	0.84
Planta Baja	0.00	0.00	0.00

Tabla 3-6. Carga sísmica por nodo distribuida en el perímetro de cada piso en la dirección ortogonal y oblicua para un porcentaje de masa del 20%. Caso I



Para un porcentaje de masa del 15%

Nivel	S_i [kN]	$S_{\perp y \neq}$ [kN]	$S_{\perp y \neq n_i}$ [kN]
Azotea	1174.20	1291.62	7.18
9	1209.76	1330.74	7.39
8	1075.34	1182.88	6.57
7	940.93	1035.02	5.75
6	806.51	887.16	4.93
5	672.09	739.30	4.11
4	537.67	591.44	3.29
3	403.25	443.58	2.46
2	268.84	295.72	1.64
1	134.42	147.86	0.82
Planta Baja	0.00	0.00	0.00

Tabla 3-7. Carga sísmica por nodo distribuida en el perímetro de cada piso en la dirección ortogonal y oblicua para un porcentaje de masa del 15%. Caso I

Para un porcentaje de masa del 10%

Nivel	S_i [kN]	$S_{\perp y \neq}$ [kN]	$S_{\perp y \neq n_i}$ [kN]
Azotea	1140.89	1254.98	6.97
9	1179.83	1297.81	7.21
8	1048.74	1153.61	6.41
7	917.65	1009.41	5.61
6	786.55	865.21	4.81
5	655.46	721.01	4.01
4	524.37	576.81	3.20
3	393.28	432.60	2.40
2	262.18	288.40	1.60
1	131.09	144.20	0.80
Planta Baja	0.00	0.00	0.00

Tabla 3-8. Carga sísmica por nodo distribuida en el perímetro de cada piso en la dirección ortogonal y oblicua para un porcentaje de masa del 10% Caso I

DISTRIBUCIÓN DE CARGAS PARA EL CASO II

Como se mencionó al inicio de la sección, el desarrollo de la distribución de las cargas para el Caso II es similar al del Caso I, por lo cual dicho procedimiento se

omitirá. Sin embargo, a continuación se muestran las tablas del Caso II correspondientes a los valores de la distribución de la combinación de la carga viva y muerta y las cargas sísmicas.

Combinación de carga viva y carga muerta para el Caso II.

- Carga $C_{V y M}$ para los pisos destinados a oficinas, despachos y laboratorios (O):

% Masa [-]	$C_{V y M_O}$ [kN]	
	Claro largo (T)	Claro corto (t)
100	47.946	28.191
30	18.108	11.378
20	13.845	8.976
15	11.714	7.775
10	9.583	6.574

Tabla 3-9. Carga resultante de la combinación de la carga viva por nodo y la carga muerta por nodo para diferentes porcentajes de masa y tipo de claro donde el destino de piso es para oficinas, despachos y laboratorios. Caso II

- Carga $C_{V y M}$ para el piso destinado a azotea(A):

% Masa [-]	$C_{V y M_A}$ [kN]	
	Claro largo (T)	Claro corto (t)
100	45.580	25.685
30	15.742	8.872
20	11.479	6.470
15	9.348	5.269
10	7.217	4.068

Tabla 3-10. Carga resultante de la combinación de la carga viva por nodo y la carga muerta por nodo para diferentes porcentajes de masa y tipo de claro donde el destino de piso es para azotea. Caso II



Distribución de carga sísmica para el Caso II

Para un porcentaje de masa del 30%

Nivel	S_i [kN]	$S_{\perp y \neq}$ [kN]	$S_{\perp y \neq n_i}$ [kN]
Azotea	608.64	669.50	3.72
9	702.12	772.34	4.29
8	624.11	686.52	3.81
7	546.10	600.71	3.34
6	468.08	514.89	2.86
5	390.07	429.08	2.38
4	312.06	343.26	1.91
3	234.04	257.45	1.43
2	156.03	171.63	0.95
1	78.01	85.82	0.48
Planta Baja	0.00	0.00	0.00

Tabla 3-11. Carga sísmica por nodo distribuida en el perímetro de cada piso en la dirección ortogonal y oblicua para un porcentaje de masa del 30%. Caso II

Para un porcentaje de masa del 20%

Nivel	S_i [kN]	$S_{\perp y \neq}$ [kN]	$S_{\perp y \neq n_i}$ [kN]
Azotea	446.42	491.07	2.73
9	557.02	612.72	3.40
8	495.13	544.64	3.03
7	433.24	476.56	2.65
6	371.34	408.48	2.27
5	309.45	340.40	1.89
4	247.56	272.32	1.51
3	185.67	204.24	1.13
2	123.78	136.16	0.76
1	61.89	68.08	0.38
Planta Baja	0.00	0.00	0.00

Tabla 3-12. Carga sísmica por nodo distribuida en el perímetro de cada piso en la dirección ortogonal y oblicua para un porcentaje de masa del 20%. Caso II

Para un porcentaje de masa del 15%

Nivel	S_i [kN]	$S_{\perp y \neq}$ [kN]	$S_{\perp y \neq n_i}$ [kN]
Azotea	365.12	401.63	2.23
9	484.50	532.95	2.96
8	430.67	473.74	2.63
7	376.84	414.52	2.30
6	323.00	355.30	1.97
5	269.17	296.09	1.64
4	215.33	236.87	1.32
3	161.50	177.65	0.99
2	107.67	118.43	0.66
1	53.83	59.22	0.33
Planta Baja	0.00	0.00	0.00

Tabla 3-13. Carga sísmica por nodo distribuida en el perímetro de cada piso en la dirección ortogonal y oblicua para un porcentaje de masa del 15%. Caso II

Para un porcentaje de masa del 10%

Nivel	S_i [kN]	$S_{\perp y \neq}$ [kN]	$S_{\perp y \neq n_i}$ [kN]
Azotea	283.57	311.93	1.73
9	412.04	453.24	2.52
8	366.25	402.88	2.24
7	320.47	352.52	1.96
6	274.69	302.16	1.68
5	228.91	251.80	1.40
4	183.13	201.44	1.12
3	137.35	151.08	0.84
2	91.56	100.72	0.56
1	45.78	50.36	0.28
Planta Baja	0.00	0.00	0.00

Tabla 3-14. Carga sísmica por nodo distribuida en el perímetro de cada piso en la dirección ortogonal y oblicua para un porcentaje de masa del 10%. Caso II

3.6 MODELO FEM PARA LOS CASOS DE CARGA

Para cada uno de los casos de análisis se han especificado 9 casos de carga en el software de la siguiente manera:

- **Caso de carga 1:** Carga viva y muerta (Imagen 3-13).
- **Caso de carga 2:** Carga sísmica X (Imagen 3-14 e Imagen 3-15).
- **Caso de carga 3:** Carga sísmica $-X$ (Imagen 3-16 e Imagen 3-17).
- **Caso de carga 4:** Carga sísmica Y (Imagen 3-18 e Imagen 3-19).
- **Caso de carga 5:** Carga sísmica en $-Y$ (Imagen 3-20 e Imagen 3-21).
- **Caso de carga 6:** Carga Sísmica 45° (Imagen 3-22 e Imagen 3-23).
- **Caso de carga 7:** Carga sísmica 135° (Imagen 3-24 e Imagen 3-25).
- **Caso de carga 8:** Carga sísmica 225° (Imagen 3-26 e Imagen 3-27).
- **Caso de carga 9:** Carga sísmica 315° (Imagen 3-28 e Imagen 3-29).

Todas las cargas se introdujeron al mismo tiempo en el modelo bajo la misma restricción de movimiento, conociendo previamente, que el software realiza el análisis FEM y la optimización estructural para cada caso de carga de forma individual.

En las siguientes imágenes se puede observar la aplicación de las cargas al modelo del edificio.

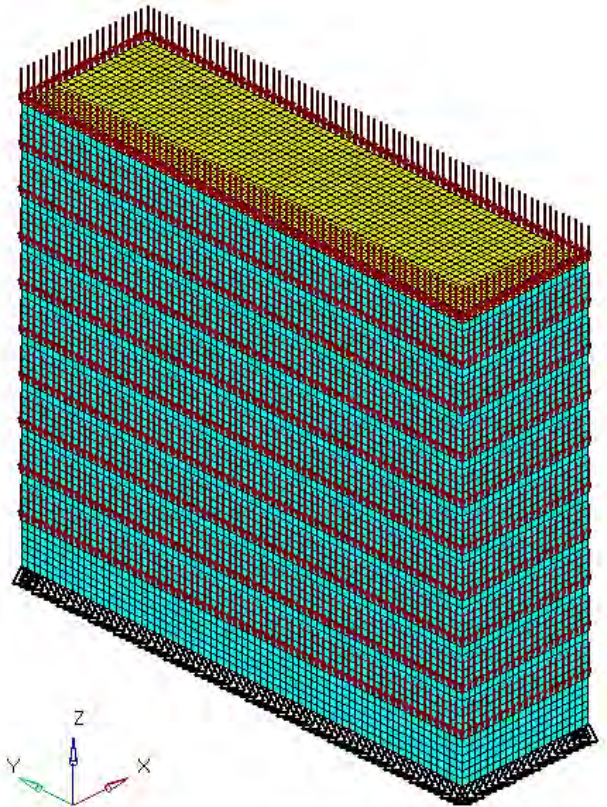


Imagen 3-13. Combinación de carga viva y carga muerta. Vista isométrica.

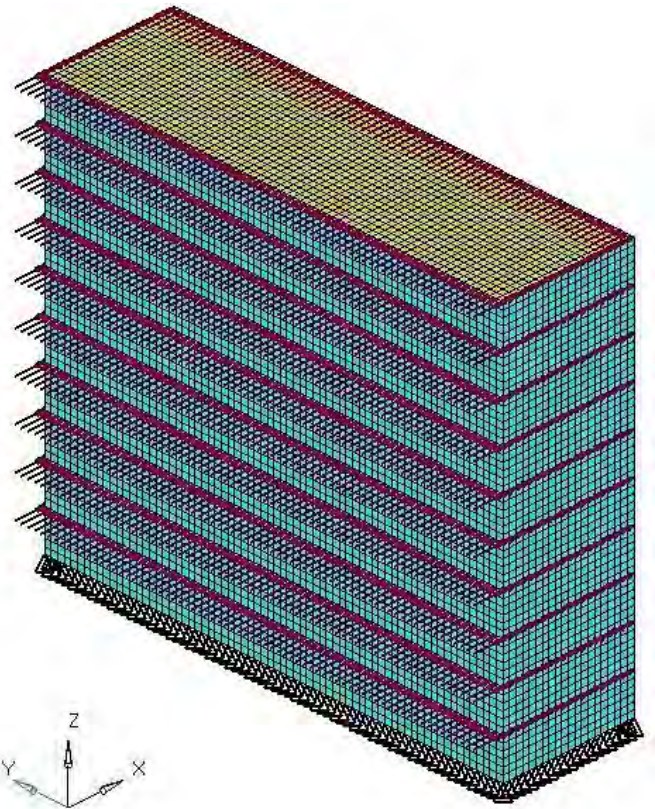


Imagen 3-14. . Carga sísmica en la dirección X. Vista isométrica

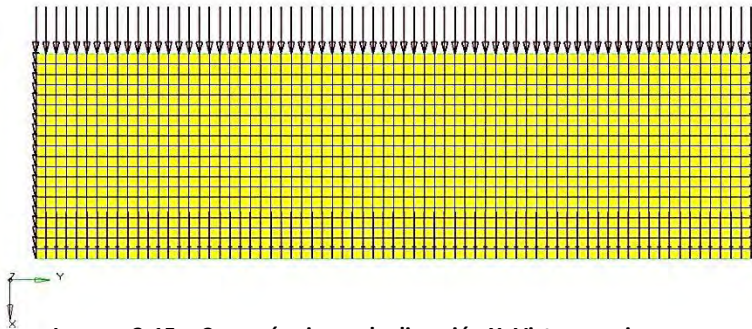


Imagen 3-15. . Carga sísmica en la dirección X. Vista superior.

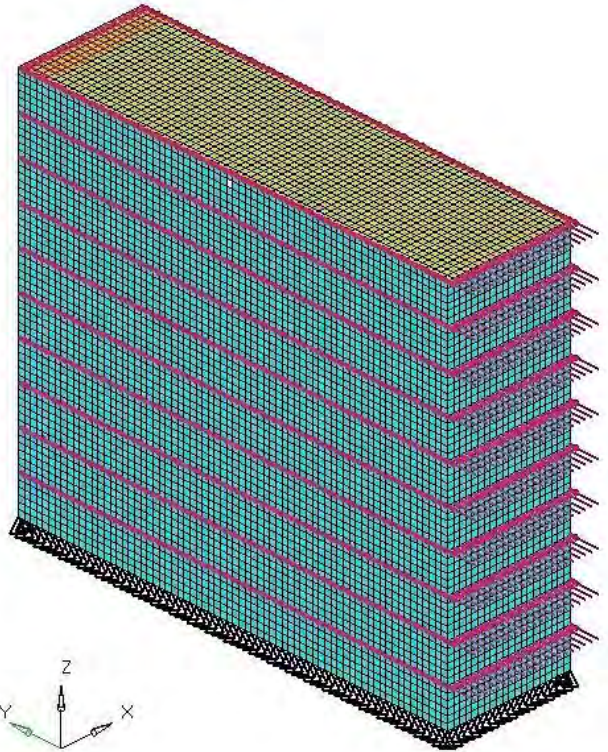


Imagen 3-18. Carga sísmica en la dirección Y. Vista isométrica.

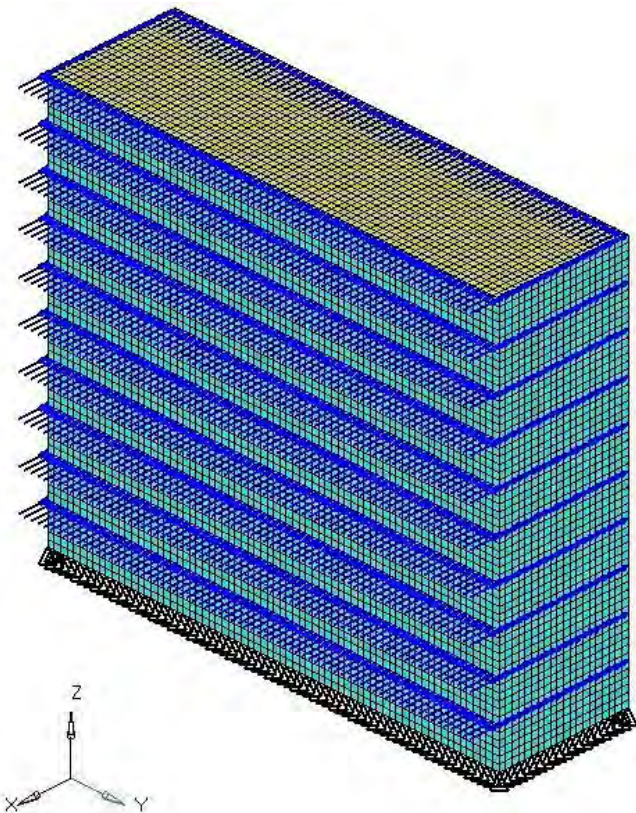


Imagen 3-16. Carga sísmica en la dirección -X. Vista isométrica.

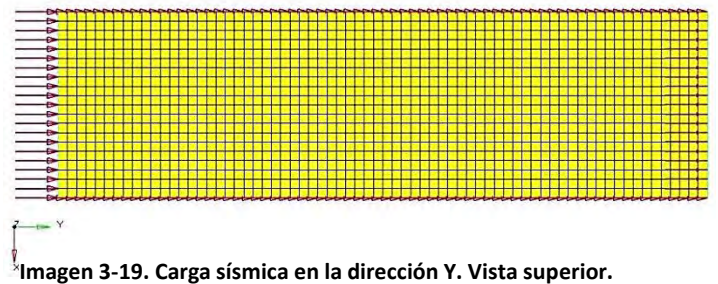


Imagen 3-19. Carga sísmica en la dirección Y. Vista superior.

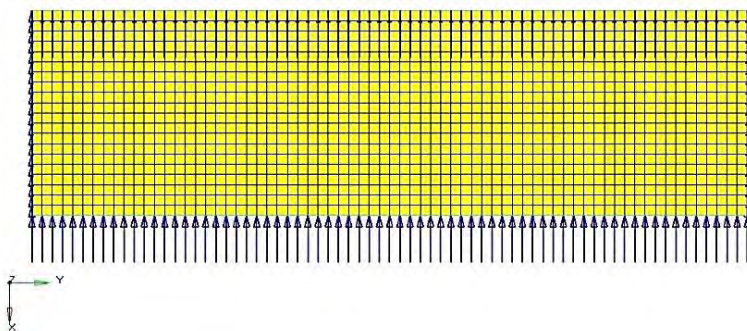


Imagen 3-17. Carga sísmica en la dirección -X. Vista superior.

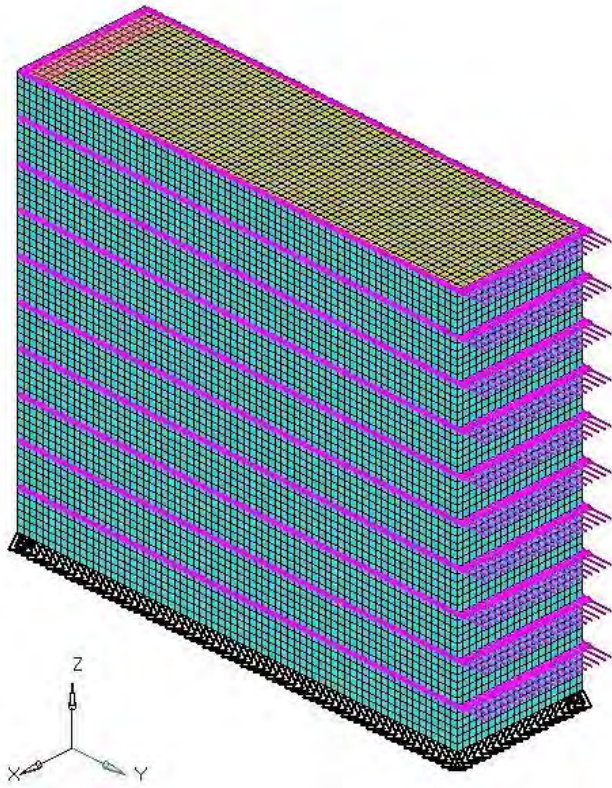


Imagen 3-20. Carga sísmica en la dirección $-Y$. Vista isométrica.

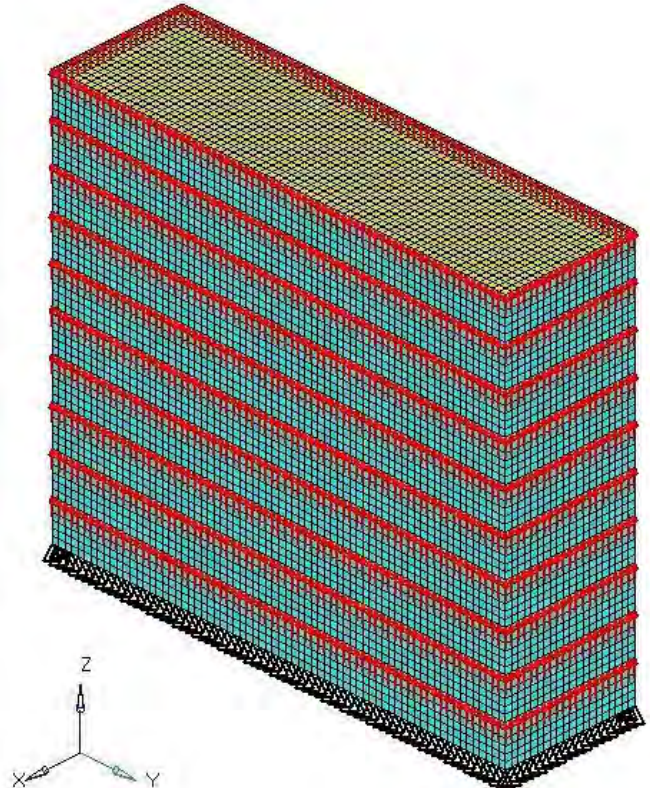


Imagen 3-22. Carga sísmica en la dirección de 45° . Vista isométrica

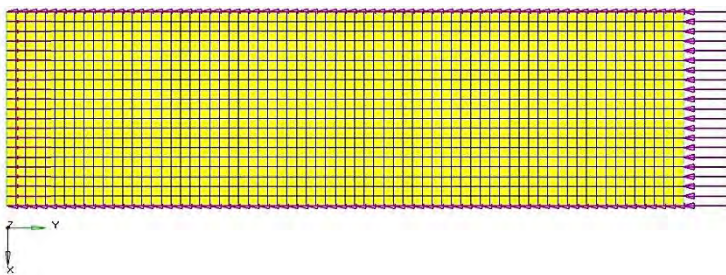


Imagen 3-21. Carga sísmica en la dirección $-Y$. Vista superior.

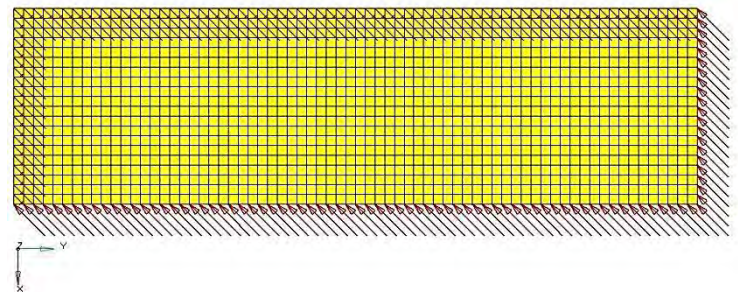


Imagen 3-23. Carga sísmica en la dirección de 45° . Vista superior.

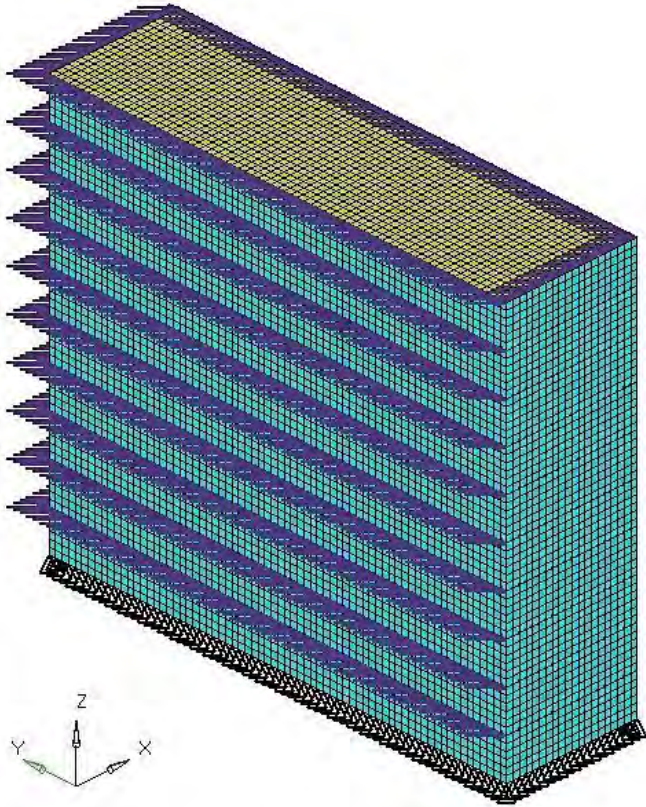


Imagen 3-24. Carga sísmica en la dirección de 135°. Vista isométrica.

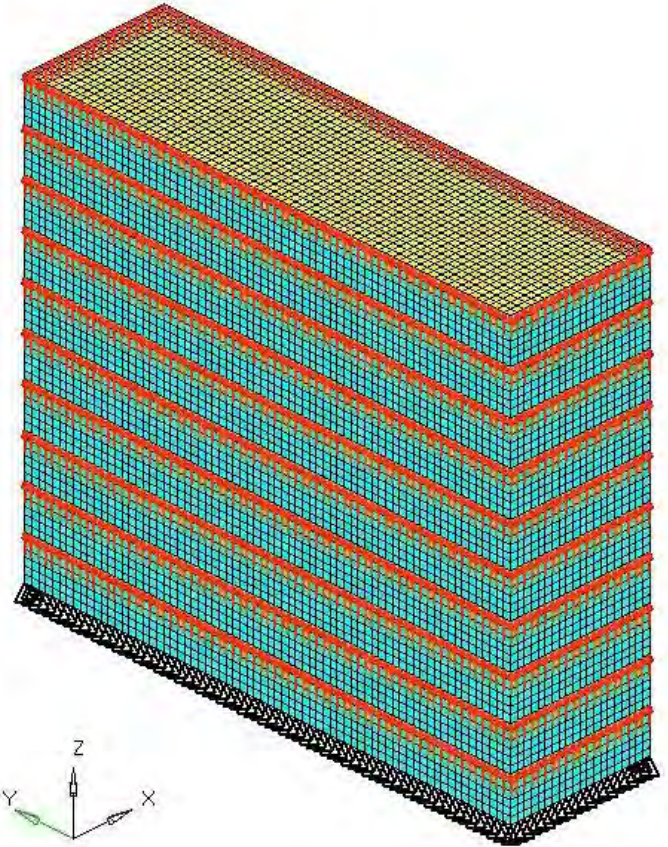


Imagen 3-26. Carga sísmica en la dirección de 225°. Vista isométrica.

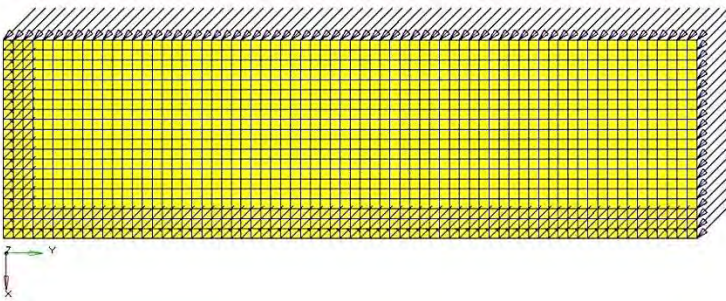


Imagen 3-25 . Carga sísmica en la dirección de 135°. Vista superior.

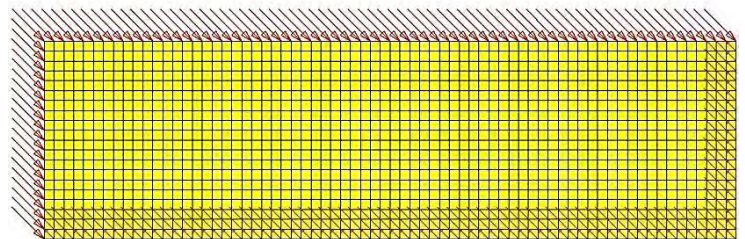


Imagen 3-27. Carga sísmica en la dirección de 225°. Vista superior.

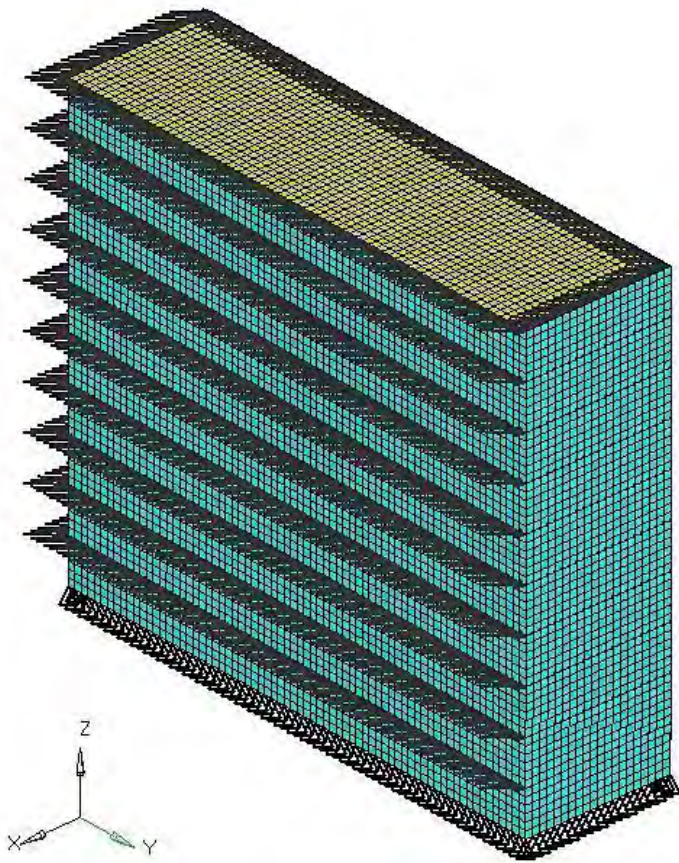


Imagen 3-28. Carga sísmica en la dirección de 315°. Vista isométrica.

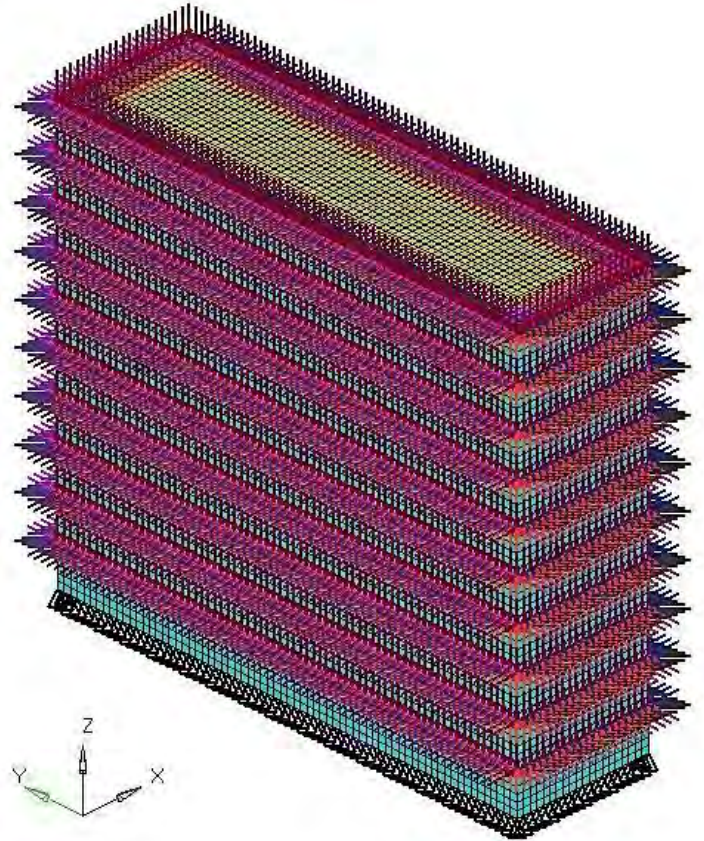


Imagen 3-30. Interacción de todas las cargas (Carga viva, muerta y por sismo). Vista isométrica.

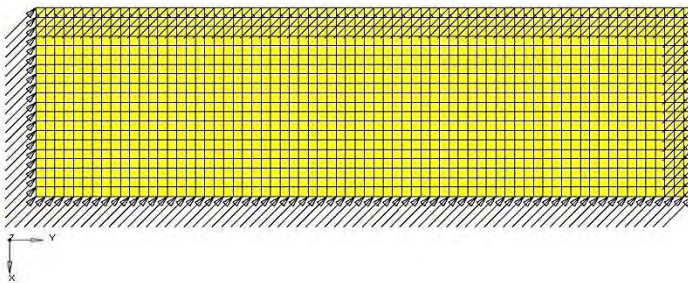


Imagen 3-29. Carga sísmica en la dirección de 315°. Vista superior.

4.1 INTRODUCCIÓN

Este último capítulo se enfoca en encontrar el diseño óptimo de la estructura principal (o superestructura) del edificio especificado en la sección 1.2 bajo las cargas especificadas en la sección 2.2 y las restricciones y la distribución de las cargas establecidas en la sección 3.4 y 3.5 respectivamente.

Como se mencionó en el objetivo de esta tesis, se diseñará conceptualmente la estructura de un edificio bajo diferentes condiciones de carga mediante el método de optimización estructural topológica. El método se ha seleccionado debido a que, en principio, no conocemos la forma, el tipo de sección ni la distribución de los elementos estructurales, por lo cual resulta conveniente partir de una estructura preliminar, muy distante de la estructura óptima, que funcione como base para establecer las condiciones de trabajo de ésta. Al optimizar la topología de la estructura, se removerá material creando huecos en la estructura preliminar que no presenten alguna función estructural, definiendo así los perfiles de la estructura óptima a partir del material que cumpla con las restricciones y la condición de la función objetivo. De esta manera se obtendrá una nueva topología de la estructura la cual será la que mejor se adapte a las condiciones de trabajo establecidas en el edificio.

La optimización estructural se llevará a cabo para dos casos de análisis.

4.1.1 Optimización estructural. Caso I

Como se ha venido desarrollando a lo largo de la tesis en el primer caso se establecerá que los pisos no forman parte de la zona de diseño a optimizar, de esta

forma, la optimización estructural sólo será efectiva para los muros del edificio. Sin embargo, se considera para el análisis, que los pisos aportan rigidez a la estructura de la edificación, por lo cual, se tomarán en cuenta los pisos con las dimensiones y características definidas en el Capítulo 1. La distribución de las cargas en la sección 3.5 correspondientes al Caso I, son las que se utilizarán para introducirlas en el presente modelo. Es necesario aclarar que debido a que no se tienen elementos suficientes para determinar las dimensiones que deberán tener los pisos para soportar las cargas involucradas en la estructura, hablando particularmente de su espesor, se eligió éste con la misma dimensión que se consideró para los muros, es decir 0.1[m]

4.1.2 Optimización estructural. Caso II

El segundo caso a tomar en cuenta en la optimización estructural del edificio considera de igual forma a los pisos como elementos estructurales, sin embargo en este caso se incluirán éstos como parte de la zona de diseño a optimizar. Por lo cual la optimización topológica se realizara para toda la edificación incluyendo los pisos que la conforman. Es importante resaltar que al incluir en el dominio de diseño los pisos del edificio, la carga muerta (y en consecuencia la carga sísmica y la combinación de la carga muerta y la carga viva) será diferente a la establecida para el Caso I debido a que los porcentajes de masa que se establecen para la optimización afectan tanto a muros como a pisos. En consecuencia, a diferencia del Caso I, la carga muerta para diferentes porcentajes de masa se reducirá en el mismo porcentaje para el caso los muros como en el de los pisos. La distribución de las cargas en la sección 3.5 correspondientes al Caso II, son las que se utilizarán para introducirlas en el presente modelo.

4.2 OPTIMIZACIÓN TOPOLÓGICA

El software que se utiliza para obtener la optimización topológica de la estructura es el mismo que se utilizó para crear el modelo por elementos finitos, es decir el software **HyperWorks®** junto con el producto de **Altair OptiStruct**. Este producto permite obtener diseños estructurales conceptuales bajo las condiciones del diseño óptimo.

La optimización topológica es una técnica matemática que produce la optimización de la forma y la distribución del material de una estructura dentro de un dominio de diseño. Discretizando el dominio en una malla de elemento finito, OptiStruct calcula las propiedades del material para cada elemento. El algoritmo altera la distribución del material para optimizar el objetivo definido por el usuario bajo las restricciones dadas (Inc. Altair Engineering).

OptiStruct resuelve el siguiente problema de optimización estructural (Inc. Altair Engineering):

$$\text{minimizar } f(\mathbf{x}) = f(x_1, x_2, \dots, x_n)$$

$$\text{sujeta a: } g_j(x) \leq 0 \quad j = 1, \dots, m \quad \dots (4.1)$$

$$x_i^L \leq x_i \leq x_i^U$$

, donde $f(x)$ es la función objetivo, $g(x)$ son las funciones de restricción y \mathbf{x} es el vector de variables de diseño.

El vector \mathbf{x} de las variables de diseño depende del tipo de optimización. En el caso de la optimización topológica las variables de diseño son las densidades de los elementos.

OptiStruct resuelve el problema de optimización topológica usando el método de densidad. Bajo la optimización topológica, la densidad del material para cada elemento deberá tomar un valor entre 0 y 1, definiendo al elemento como un vacío o como un

sólido, respectivamente. Los valores de densidad intermedios representan material ficticio.

En la solución óptima de problemas se envuelven una amplia gama de áreas grises de densidades intermedias. Este resultado no es útil cuando se busca la topología para un determinado material o cuando se consideran diferentes materiales dentro del espacio de diseño. Para esto es necesario introducir técnicas que penalicen las densidades intermedias y forzar al diseño final que sea representado por densidades entre 0 y 1 para cada elemento. La técnica de penalización usada es la Ley de Potencia de Propiedades Elásticas, la cual se expresa para cualquier elemento en 3D o 2D de la siguiente manera:

$$\underline{K}(\rho) = \rho^p K \quad \dots (4.2)$$

, donde \underline{K} y K representan la matriz de rigidez penalizada y la matriz de rigidez real de un elemento, respectivamente, ρ es la densidad y p es el factor de penalización que siempre es mayor a 1.

Dominio de diseño del CASO I

En este caso se considera como zonas de diseño únicamente los muros del edificio, el cual será sujeto al proceso de optimización topológica.

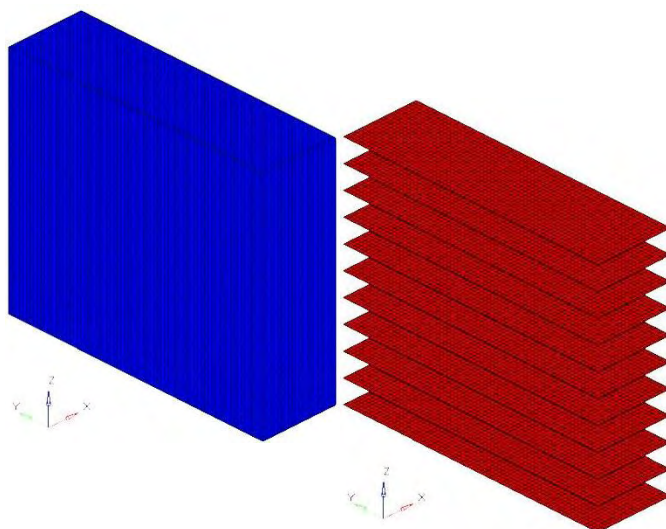


Imagen 4-1. Dominio de diseño para la optimización estructural del Caso I. En color azul las zonas de diseño (muros) y en color rojo la zonas de no diseño (pisos).

Dominio de diseño del CASO II

En este caso se considera tanto a los muros como los pisos parte de las zonas de diseño, los cuales serán sujetos al proceso de optimización topológica.

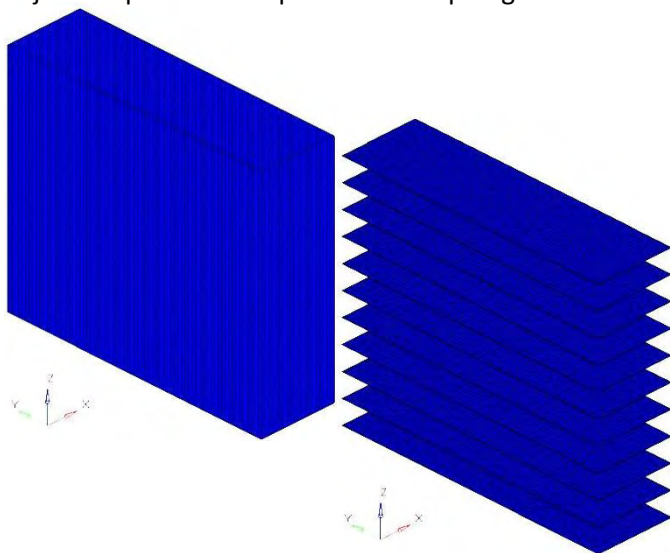


Imagen 4-2. Dominio de diseño para la optimización estructural del Caso II. En color azul las zonas de diseño (muros y pisos).

4.2.1 Función objetivo

Para ambos casos del análisis de optimización se buscó que la estructura sea lo suficientemente rígida para satisfacer las solicitaciones a la que ha sido impuesta. Debido a que en el software en primera instancia no es posible conocer cuál es el porcentaje de masa que resulta óptimo para satisfacer la función objetivo, es necesario estimar la solución óptima para diferentes porcentajes de masa, ya que para cada uno de ellos existirá una solución óptima.

En el análisis de elemento finito, el comportamiento estático de una estructura está definido por la siguiente ecuación de equilibrio (Xie & Steven, 1997):

$$K\mathbf{u} = \mathbf{P} \dots (4.3)$$

, donde \mathbf{K} es la matriz de rigidez global, \mathbf{u} es el vector de desplazamientos nodales y \mathbf{P} es el vector de cargas nodales. La energía de deformación, la cual está definida como:

$$U = \frac{1}{2} \mathbf{P}^T \mathbf{u} \dots (4.4)$$

, es comúnmente utilizada como una medida inversa de la rigidez global de la estructura y también conocida como el *compliance* (Xie & Steven, 1997).

Es por esta razón que se eligió como función objetivo minimizar el compliance de la estructura, el cual representa el inverso de la rigidez, por lo cual al minimizar el compliance, en consecuencia, se maximiza la rigidez.

En el software utilizado, es necesario establecer para cada caso de carga el valor del compliance, por lo que es pertinente introducir éste como un valor ponderado conocido como *compliance ponderado*, el cual es un método usado para considerar múltiples casos de carga donde el resultado será la suma ponderada del compliance para cada caso de carga individual. Esto se expresa como:

$$U_L = \sum L_i U_i \dots (4.5)$$

, donde L_i es el factor de ponderación, el cual se especifica para cada caso de carga dependiendo de la importancia de la misma (para las cargas que se asignaron al edificio todos los casos de carga toman el valor de 1), y U_i es el compliance para cada caso de carga.

4.2.2 Variables de diseño

Como fue mencionado anteriormente las variables de diseño para el problema de optimización topológica se toman como las densidades de los elementos que discretizan la estructura. Estos tomarán valores entre 0 y 1: 0 cuando el elemento no presente material y 1 cuando el elemento presente la densidad del material especificado, en este caso el acero ASTM A36. Es importante recordar que la función objetivo dependerá de las variables de diseño y estará sujeta a tomar los valores entre 0 y 1.

4.2.3 Restricciones

Como restricciones se establece, como se ha mencionado anteriormente, la optimización estructural para diferentes porcentajes de masa del dominio de diseño, estos son: 30%, 20%, 15% y 10%.

Además se considera que el esfuerzo máximo que puede alcanzar la estructura al reducir su masa es el correspondiente al límite elástico del material, es decir 250[MPa].

Otro tipo de restricción que se considera para el análisis de la optimización estructural es el correspondiente a disminuir el efecto conocido como *checkerboard*, el cual es patrón que se presenta en la malla de la estructura comúnmente en diferentes métodos de optimización estructural que dificulta la interpretación de la distribución del material óptimo. El patrón del *checkerboard* se genera a partir de varios elementos que presentan densidades alternas entre 0 (vacío) y 1 (elemento sólido) el cual asemeja a un tablero de ajedrez (Li, Steven, & Xie, 2001). Al seleccionar la opción *Minimum Member Size Control* en *HyperWorks*® se obliga a que los elementos con densidades intermedias tiendan a valores de densidad completa para generar miembros claramente definidos con densidad igual a 1.

4.3 RESULTADOS TOPOLÓGICOS DEL EDIFICIO

A continuación se muestran los resultados de la optimización topológica para el Caso I y el Caso II para los diferentes porcentajes de masa, además se muestran los resultados del estado de esfuerzos de la estructura para los nueve casos de carga que se introdujeron al análisis de optimización.

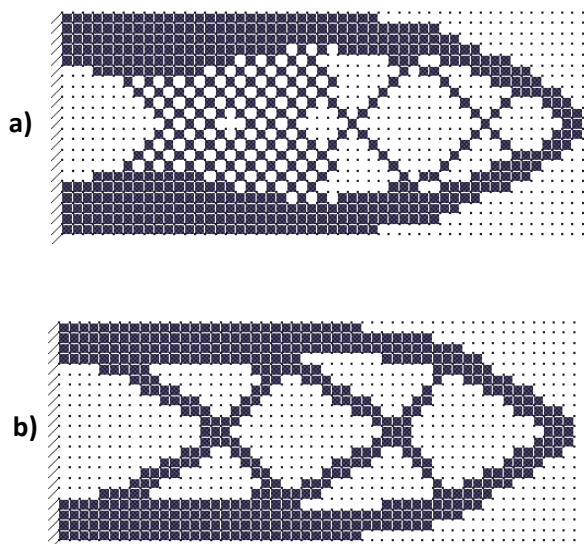


Imagen 4-3. Efecto del *Checkerboard* (a) su supresión (b)



OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL TOPOLÓGICA CASO I. DISTRIBUCIÓN DE DENSIDADES

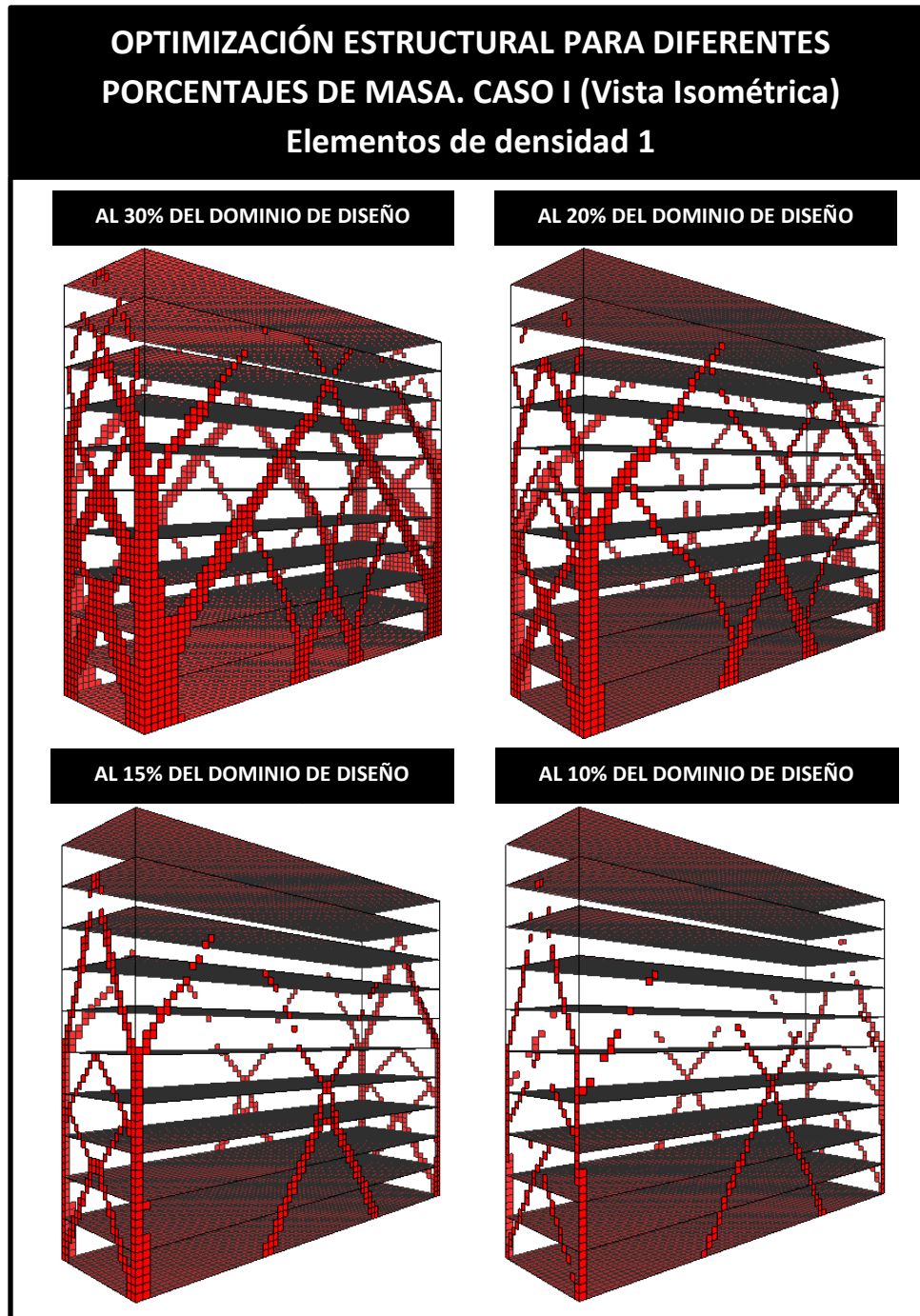
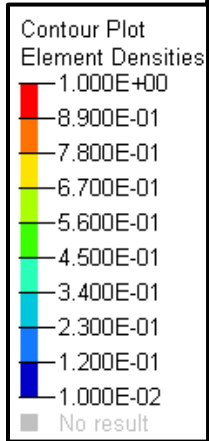


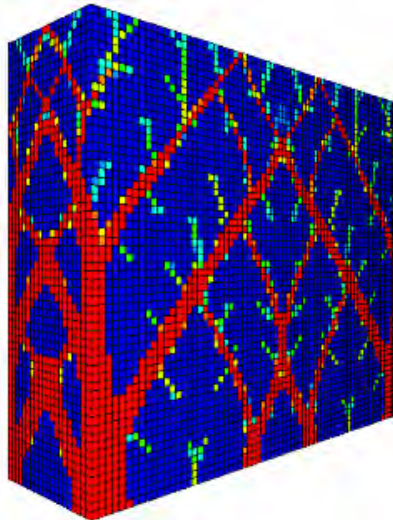
Imagen 4-4



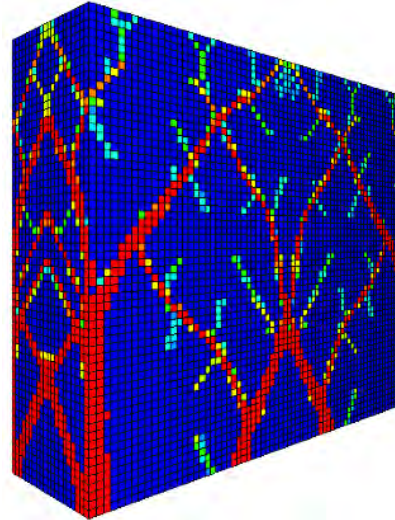
OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA. CASO I (Vista Isométrica) Elementos de densidad 0 a 1



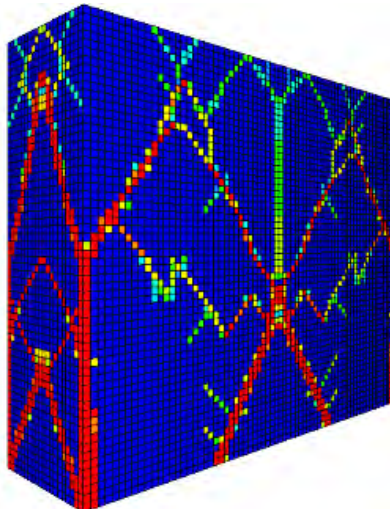
AL 30% DEL DOMINIO DE DISEÑO



AL 20% DEL DOMINIO DE DISEÑO



AL 15% DEL DOMINIO DE DISEÑO



AL 10% DEL DOMINIO DE DISEÑO

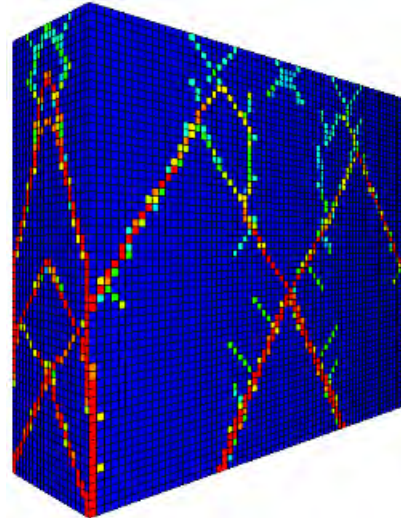
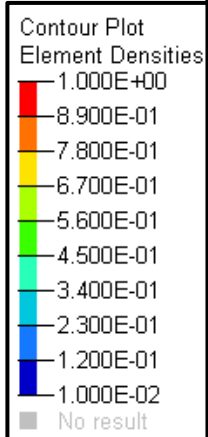


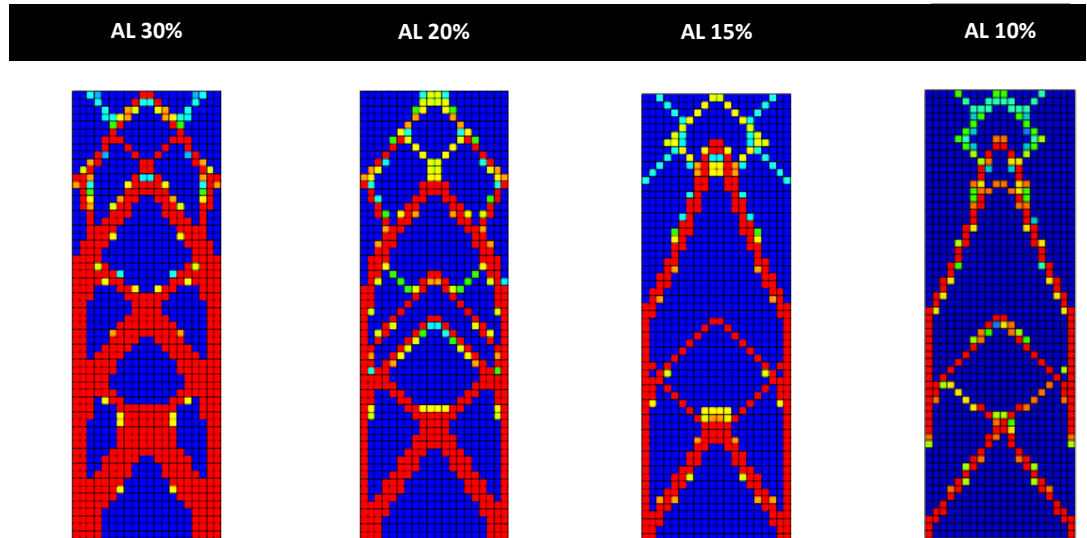
Imagen 4-5



OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA. CASO I (Vista lateral)



Elementos de densidad 0 a 1



Elementos de densidad 1

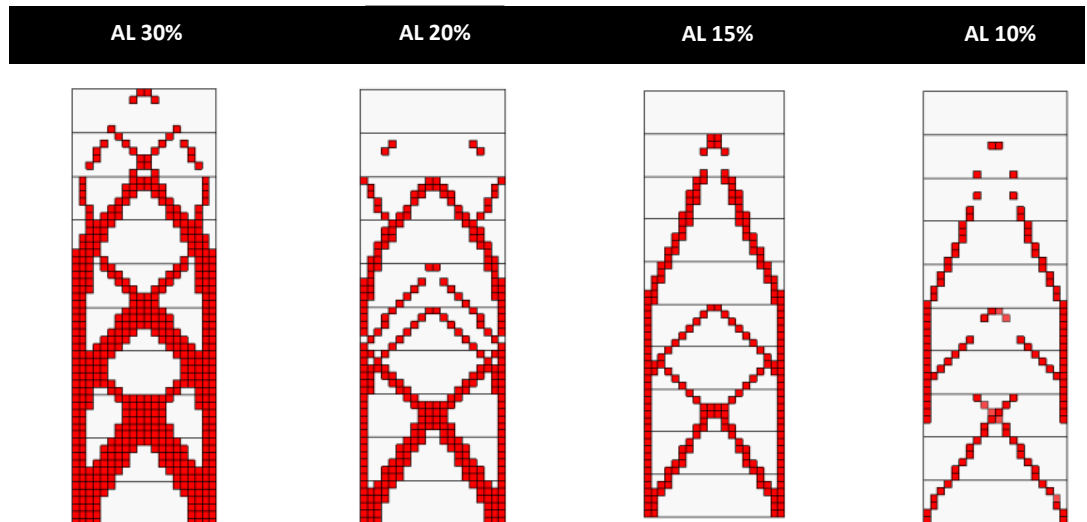
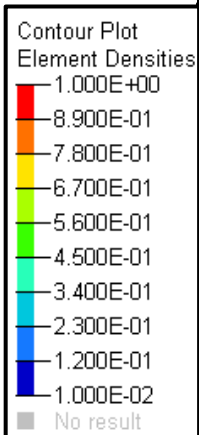


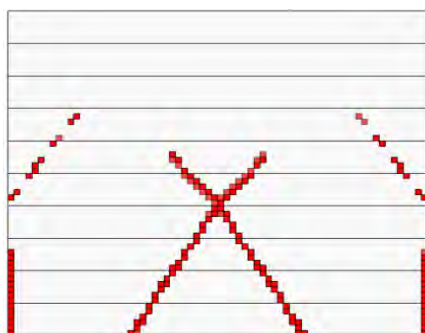
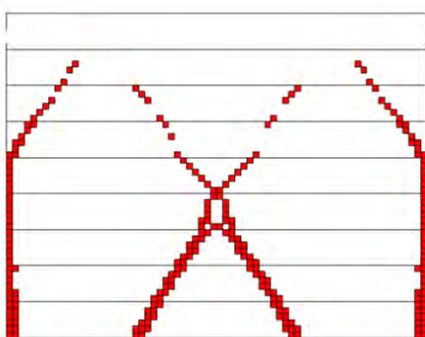
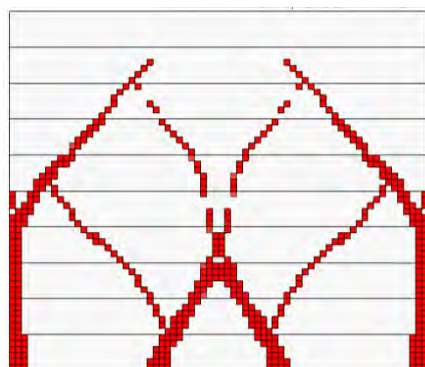
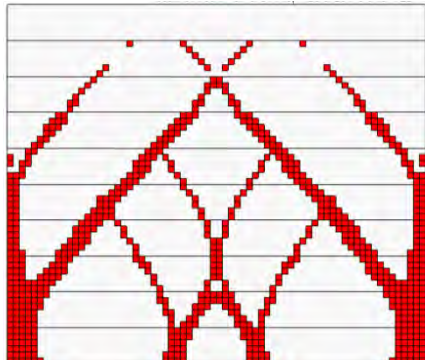
Imagen 4-6



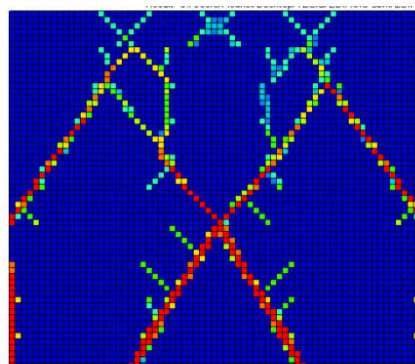
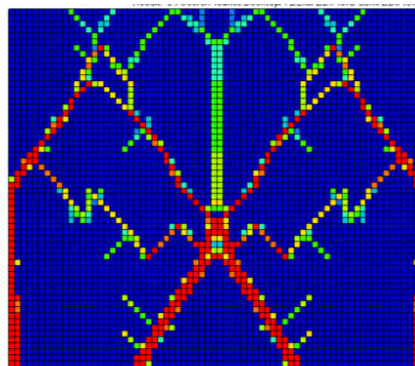
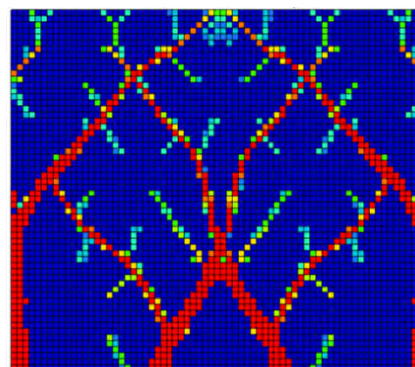
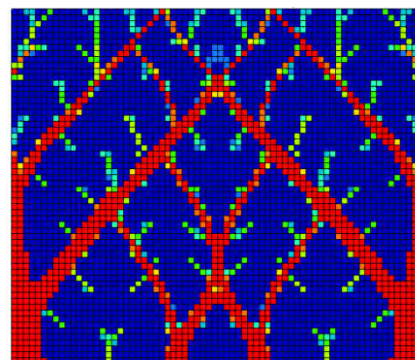
OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA. CASO I (Vista Frontal)



Elementos de densidad 1



Elementos de densidad 0 a 1



AL 30%

AL 20%

AL 15%

AL 10%

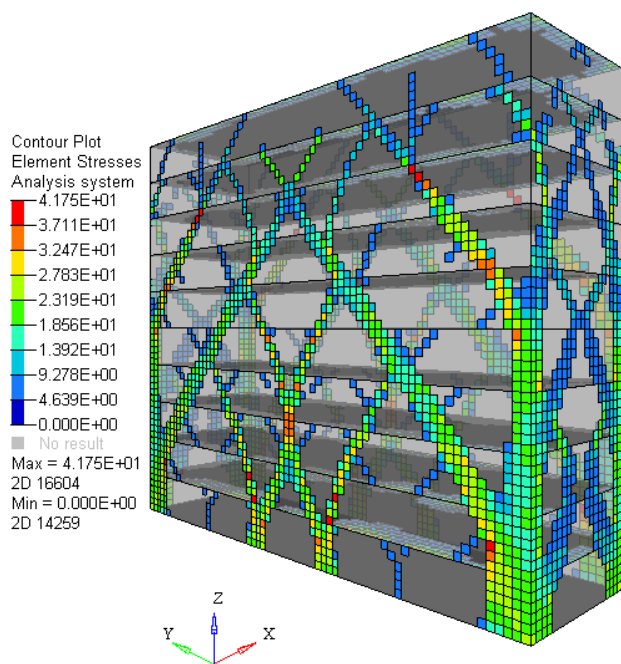
Imagen 4-7



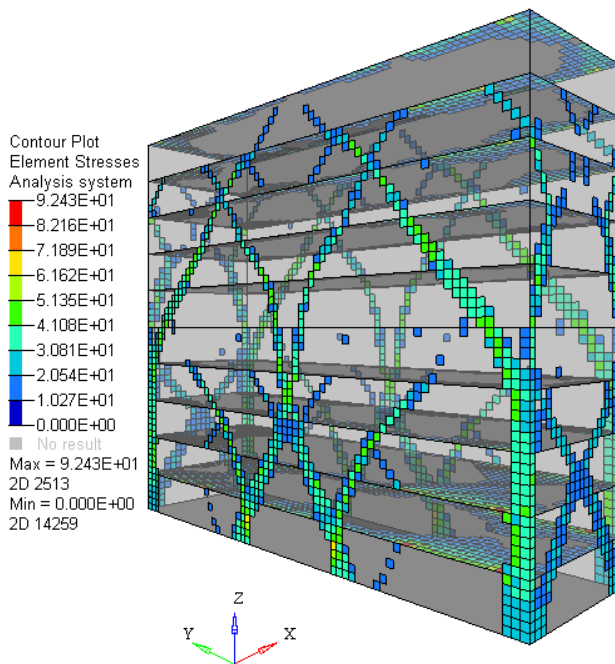
OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL TOPOLÓGICA CASO I. ESTADO DE ESFUERZOS

ESTADO DE ESFUERZOS PARA EL CASO DE CARGA 1 (COMBINACIÓN DE CARGA VIVA Y MUERTA) PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA. Esfuerzo de Von Mises en MPa

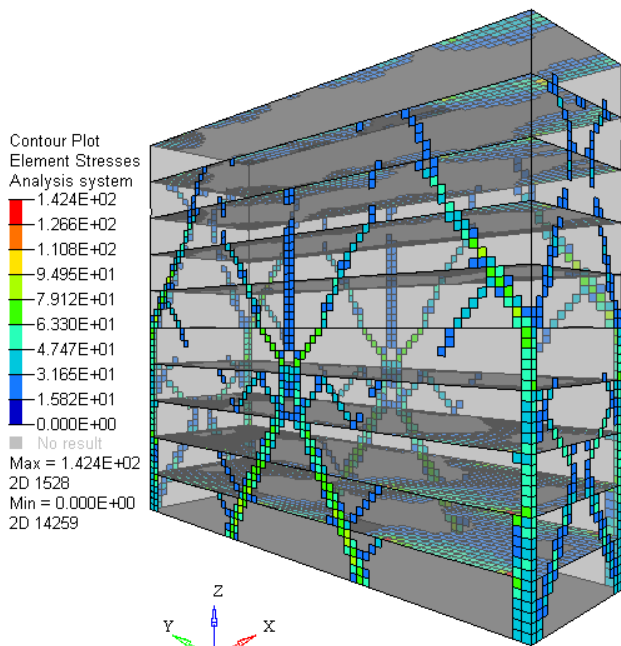
30 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



20 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



15 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



10 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

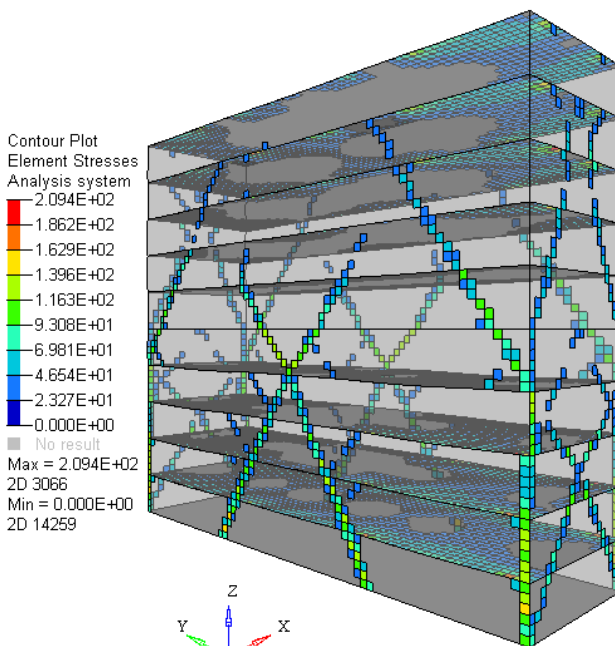
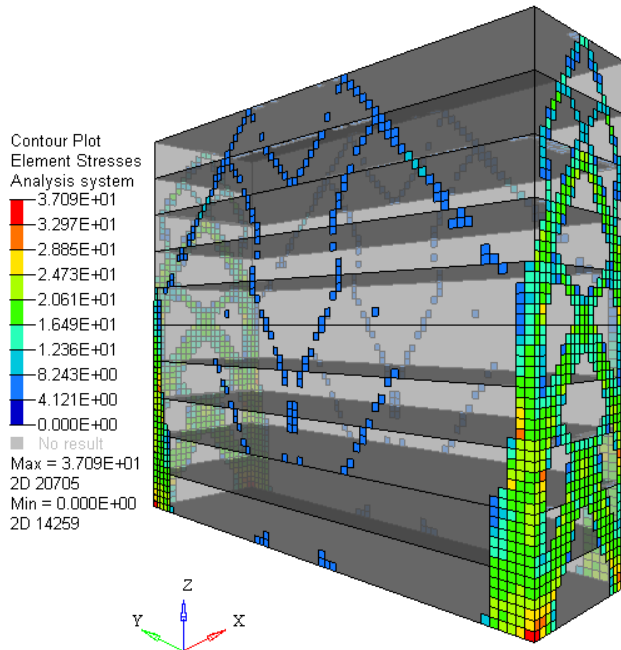


Imagen 4-8

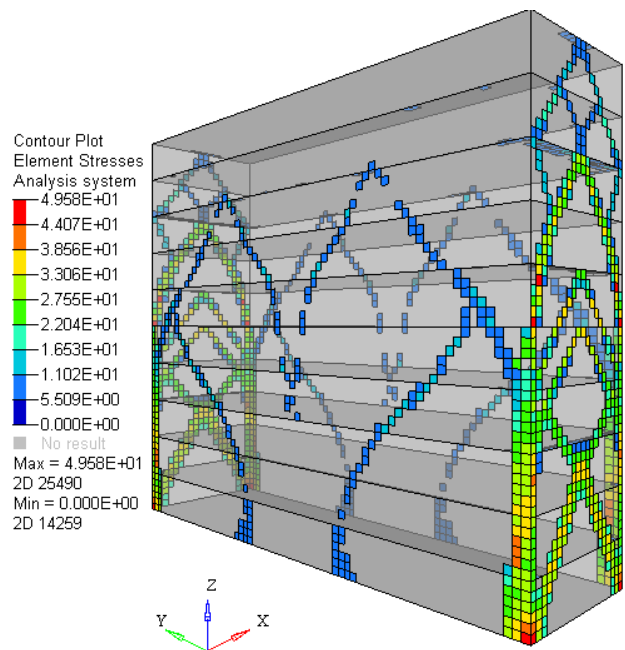


ESTADO DE ESFUERZOS PARA EL CASO DE CARGA 2 (CARGA SÍSMICA EN X) PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA. Esfuerzo de Von Mises en MPa

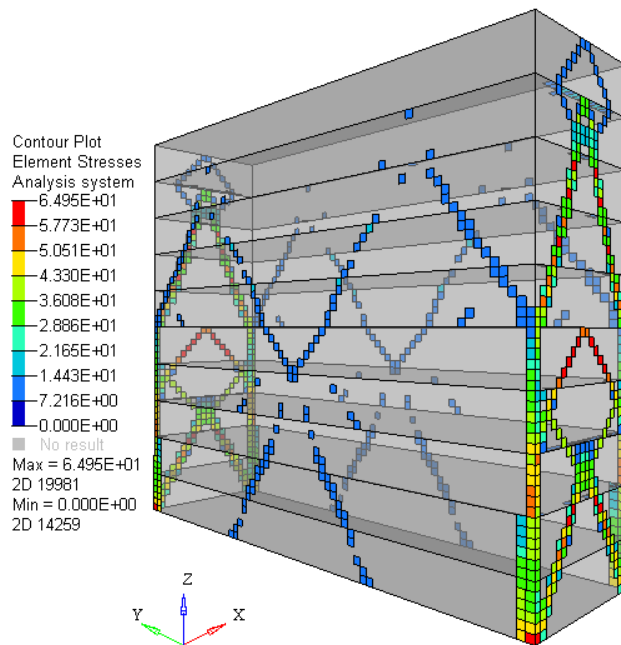
30 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



20 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



15 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



10 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

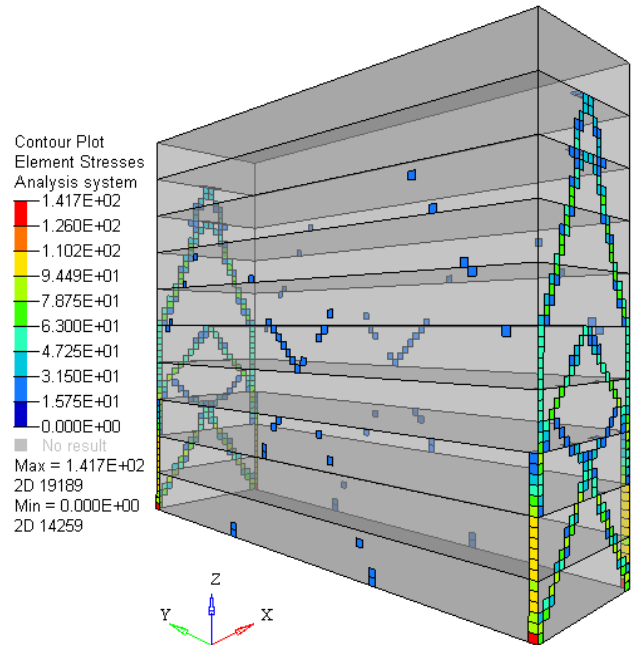
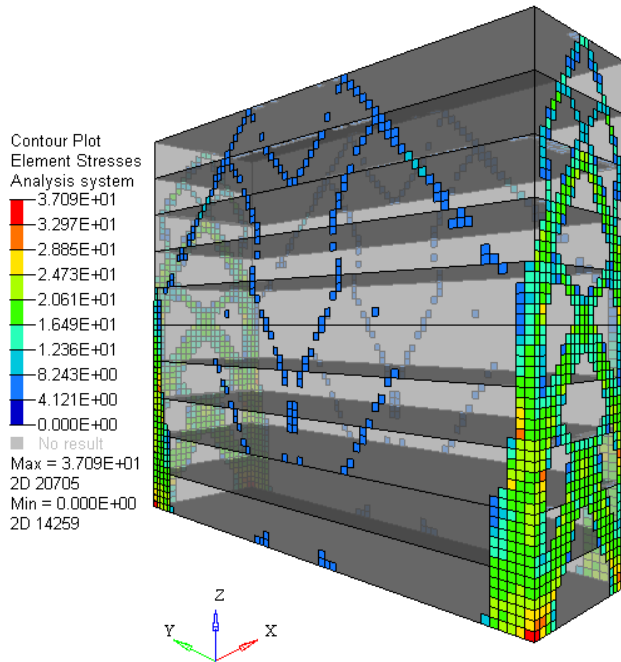


Imagen 4-9

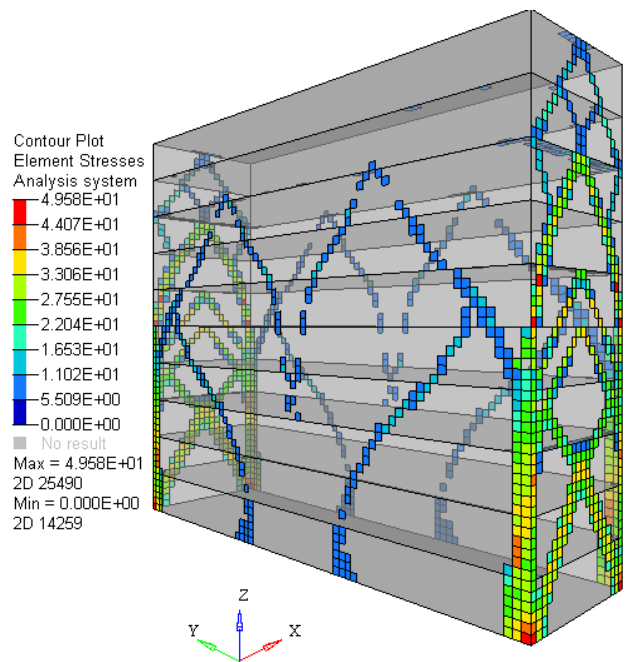


ESTADO DE ESFUERZOS PARA EL CASO DE CARGA 3 (CARGA SÍSMICA EN -X) PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA. Esfuerzo de Von Mises en MPa

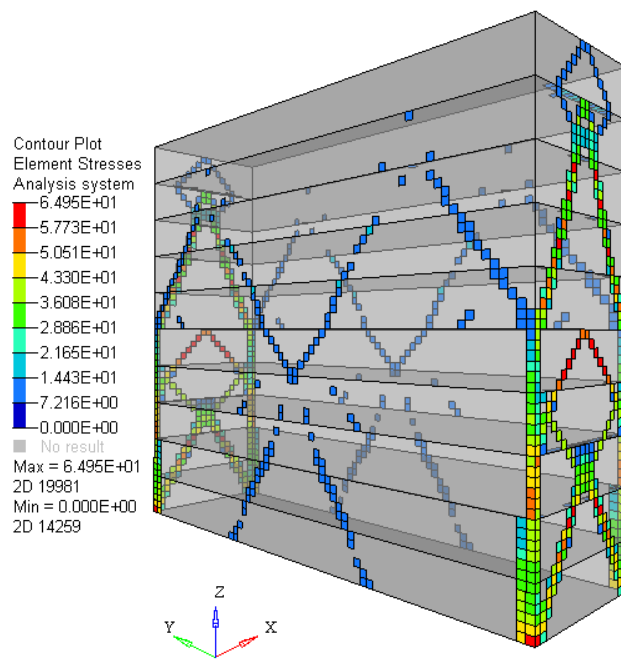
30 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



20 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



15 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



10 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

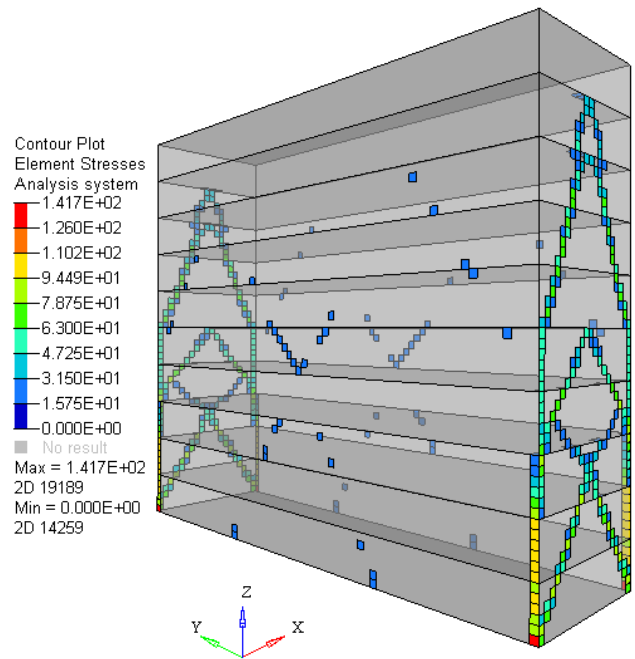
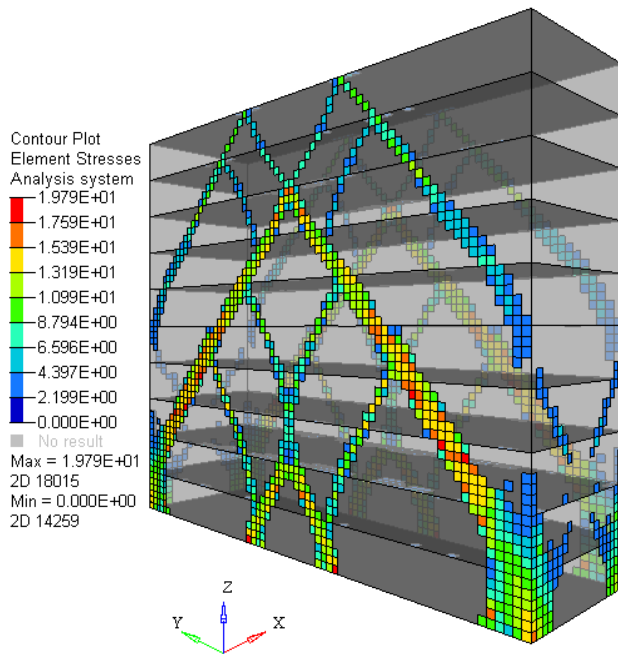


Imagen 4-10

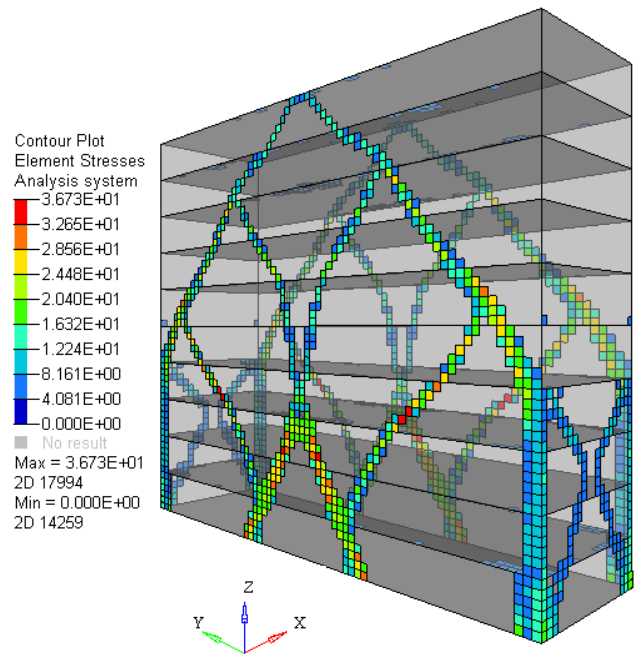


ESTADO DE ESFUERZOS PARA EL CASO DE CARGA 4 (CARGA SÍSMICA EN Y) PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA. Esfuerzo de Von Mises en MPa

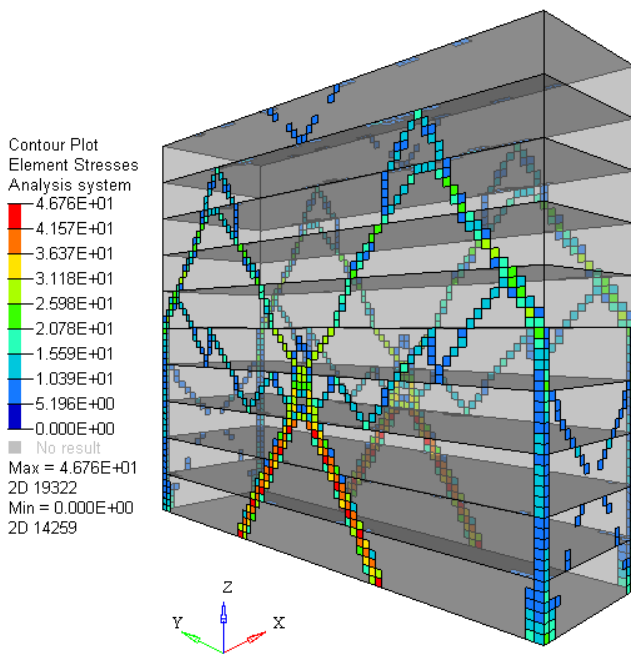
30 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



20 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



15 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



10 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

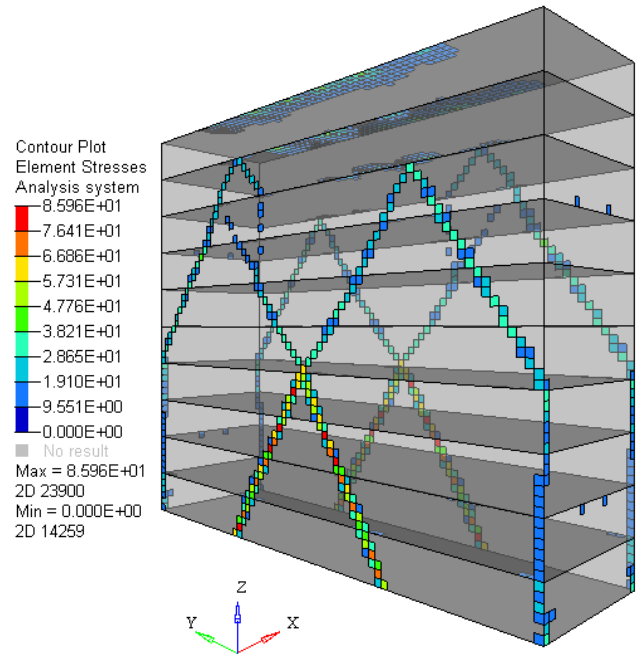
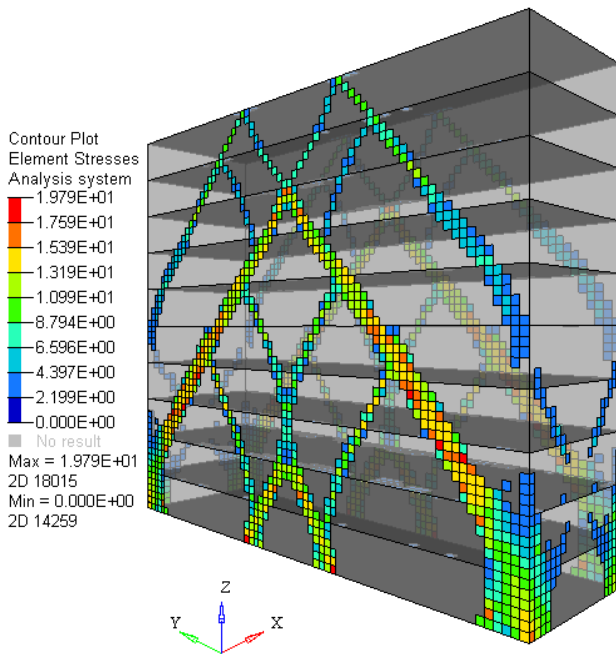


Imagen 4-11

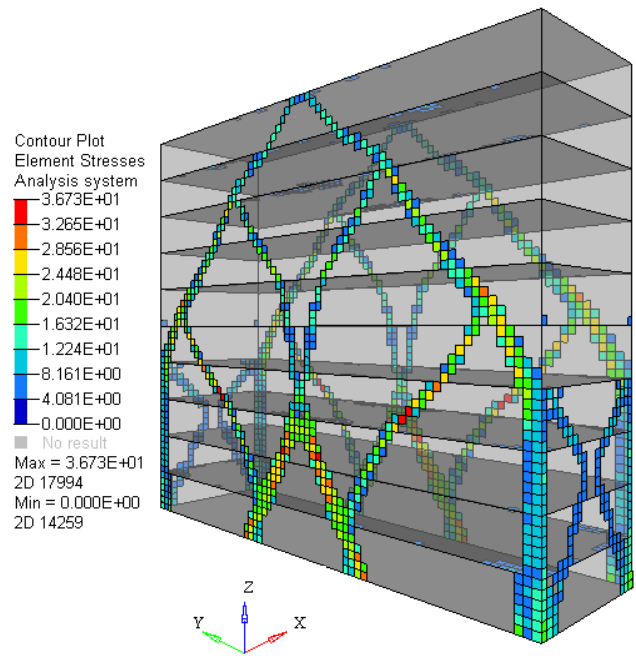


ESTADO DE ESFUERZOS PARA EL CASO DE CARGA 5 (CARGA SÍSMICA EN -Y) PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA. Esfuerzo de Von Mises en MPa

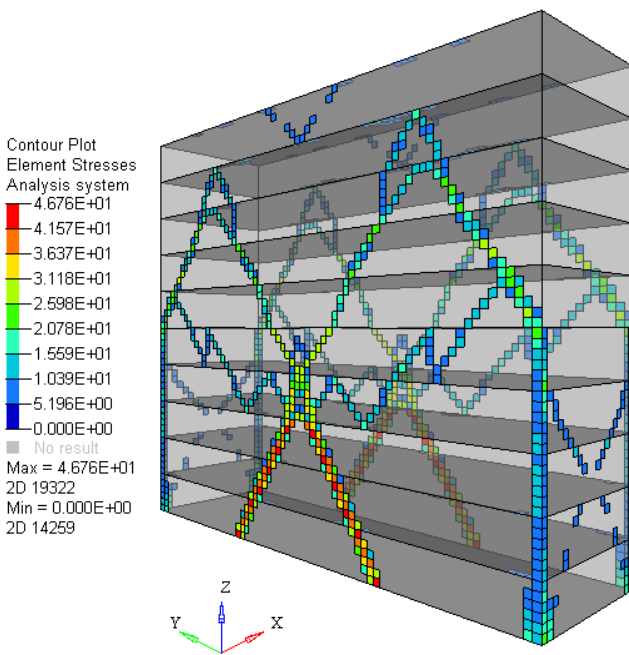
30 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



20 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



15 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



10 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

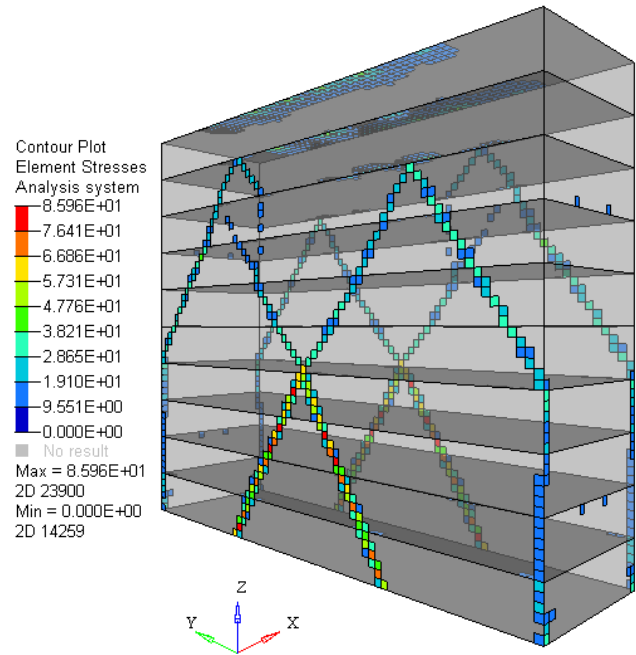


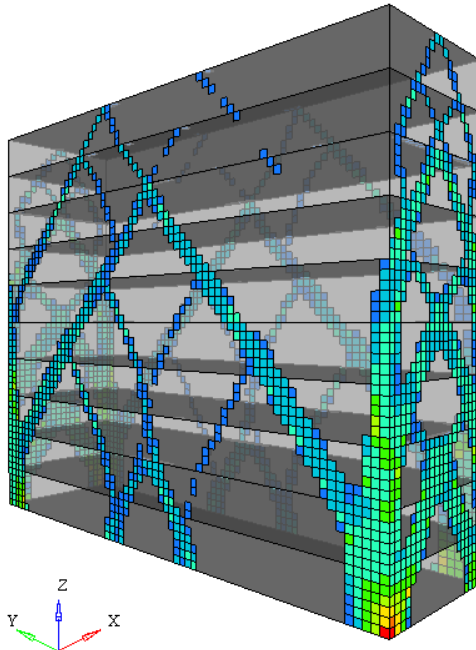
Imagen 4-12



ESTADO DE ESFUERZOS PARA EL CASO DE CARGA 6 (CARGA SÍSMICA A 45°) PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA. Esfuerzo de Von Mises en MPa

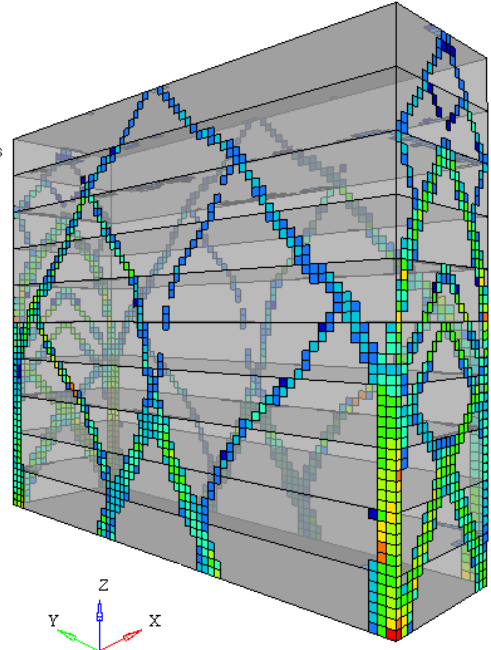
30 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

Contour Plot
Element Stresses
Analysis system
3.592E+01
3.193E+01
2.793E+01
2.394E+01
1.995E+01
1.596E+01
1.197E+01
7.981E+00
3.991E+00
0.000E+00
No result
Max = 3.592E+01
2D 20705
Min = 0.000E+00
2D 14259



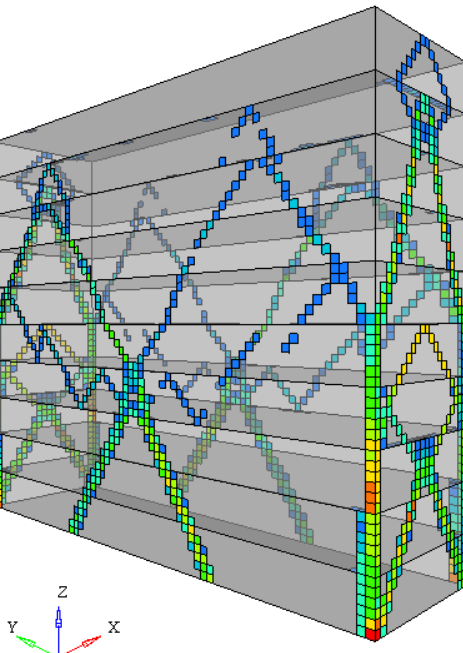
20 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

Contour Plot
Element Stresses
Analysis system
4.625E+01
4.111E+01
3.597E+01
3.083E+01
2.569E+01
2.056E+01
1.542E+01
1.028E+01
5.139E+00
0.000E+00
No result
Max = 4.625E+01
2D 20705
Min = 0.000E+00
2D 14259



15 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

Contour Plot
Element Stresses
Analysis system
5.664E+01
5.035E+01
4.405E+01
3.776E+01
3.147E+01
2.517E+01
1.888E+01
1.259E+01
6.293E+00
0.000E+00
No result
Max = 5.664E+01
2D 20705
Min = 0.000E+00
2D 14259



10 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

Contour Plot
Element Stresses
Analysis system
1.010E+02
8.978E+01
7.856E+01
6.733E+01
5.611E+01
4.489E+01
3.367E+01
2.244E+01
1.122E+01
0.000E+00
No result
Max = 1.010E+02
2D 24599
Min = 0.000E+00
2D 14259

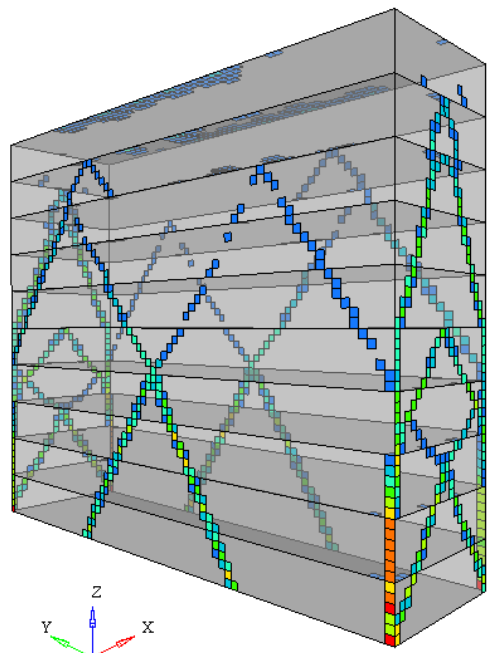


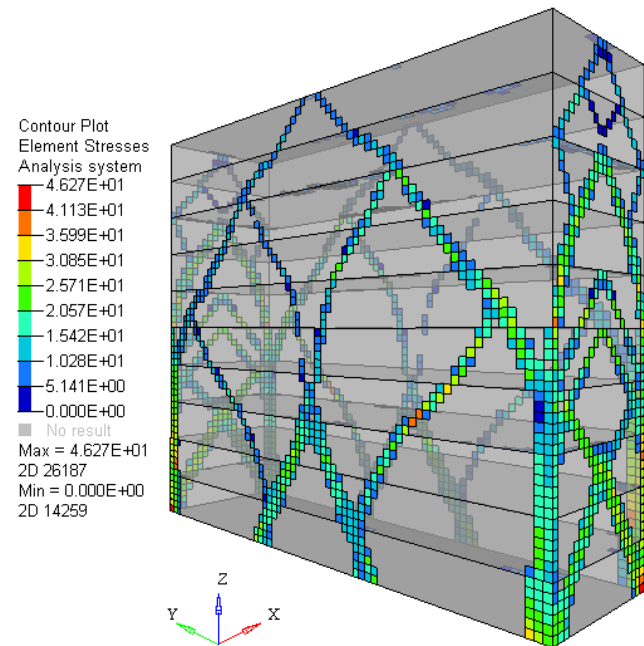
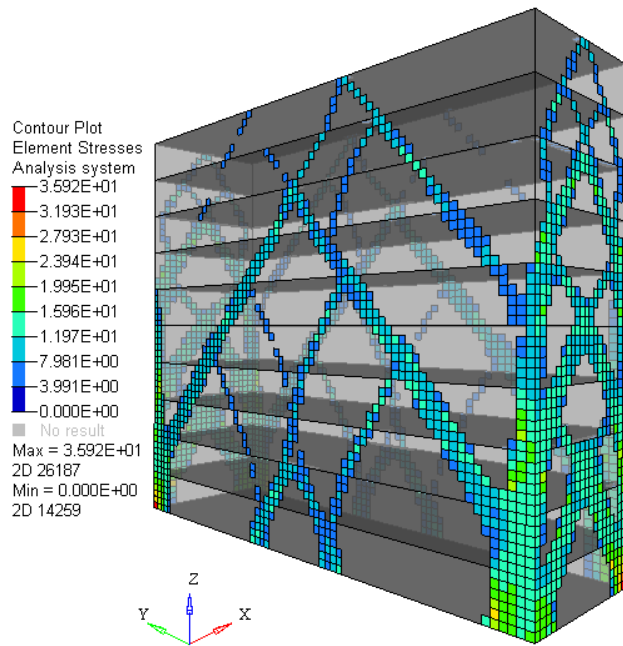
Imagen 4-13



ESTADO DE ESFUERZOS PARA EL CASO DE CARGA 7 (CARGA SÍSMICA A 135°) PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA. Esfuerzo de Von Mises en MPa

30 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

20 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



15 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

10 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

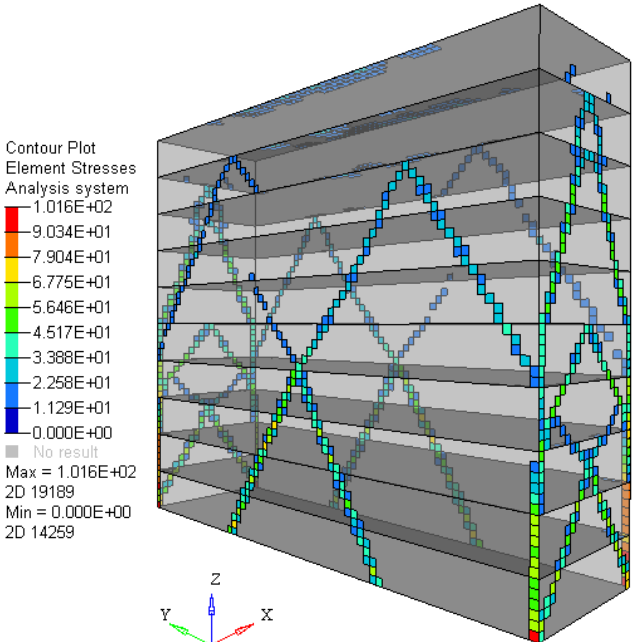
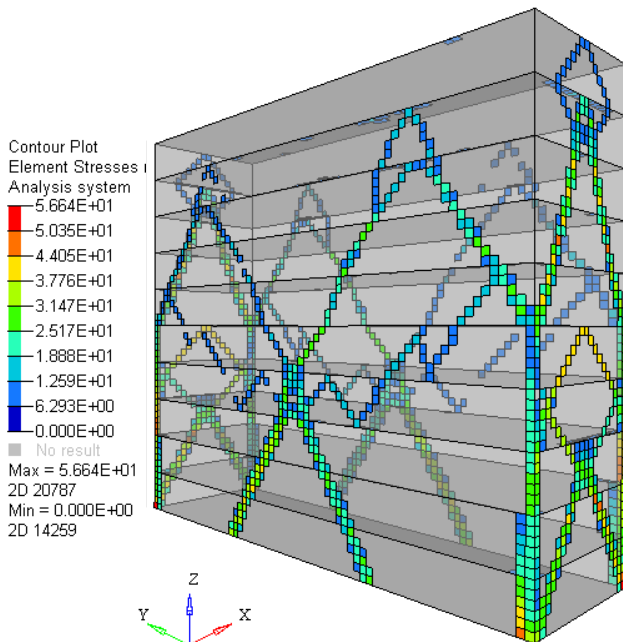
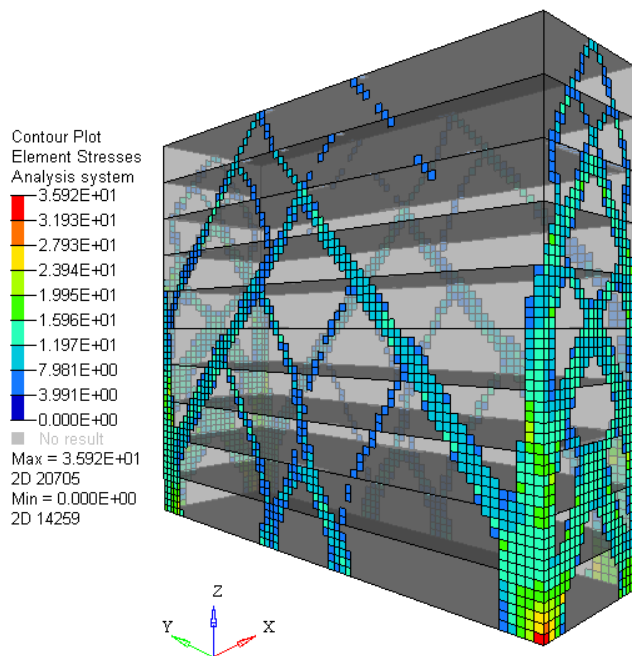


Imagen 4-14

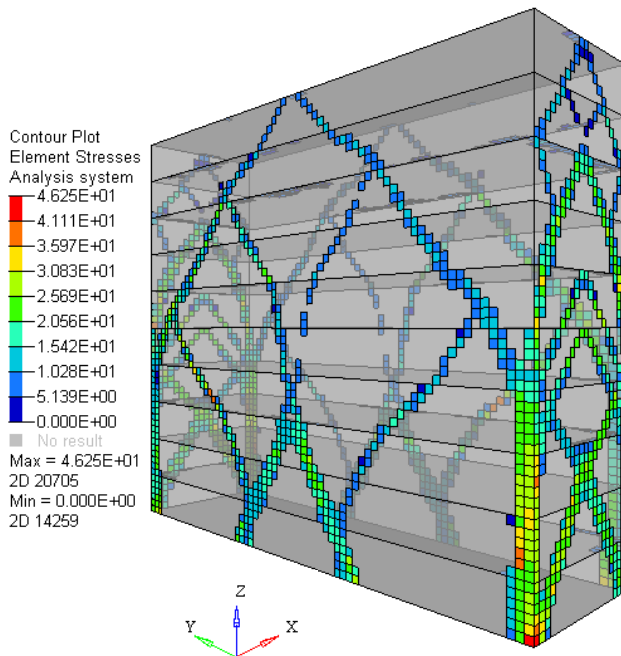


ESTADO DE ESFUERZOS PARA EL CASO DE CARGA 8 (CARGA SÍSMICA A 225°) PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA. Esfuerzo de Von Mises en MPa

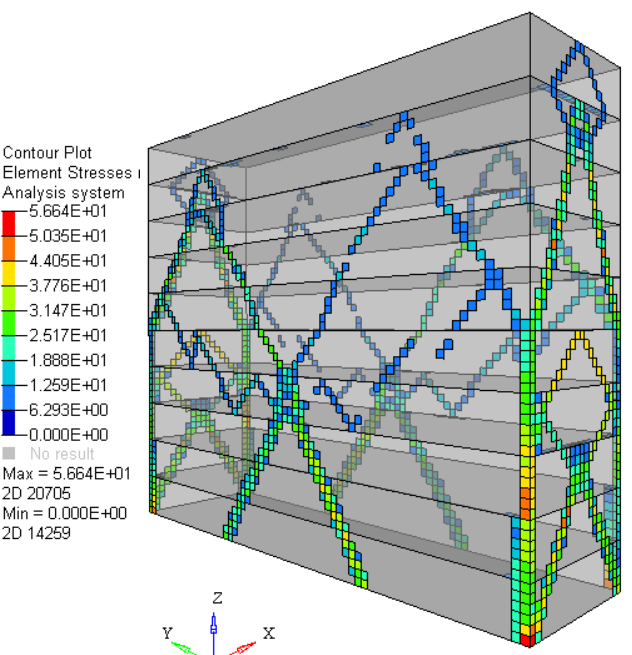
30 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



20 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



15 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



10 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

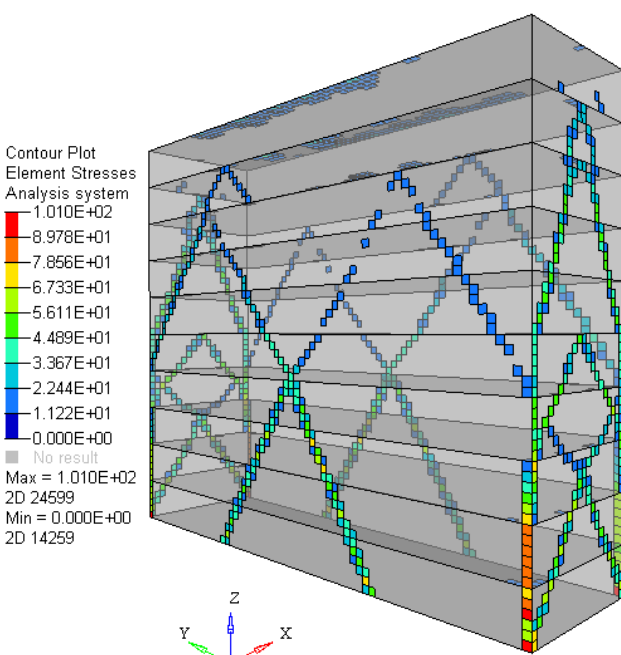
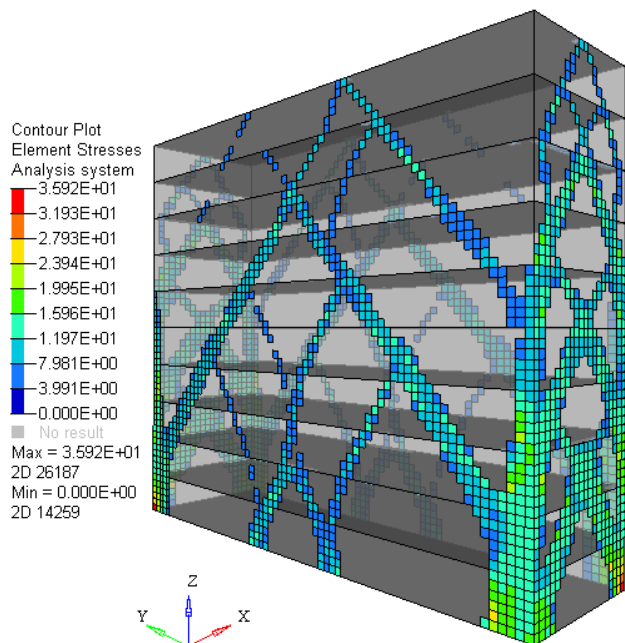


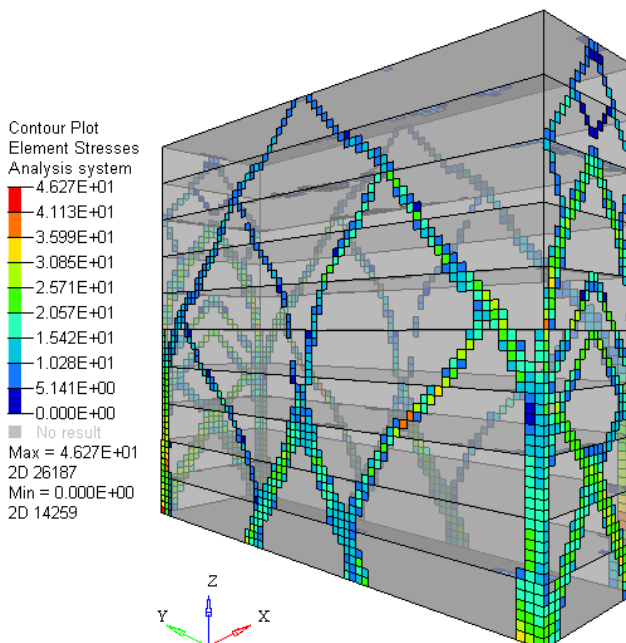
Imagen 4-15

ESTADO DE ESFUERZOS PARA EL CASO DE CARGA 9 (CARGA SÍSMICA A 315°) PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA. Esfuerzo de Von Mises en MPa

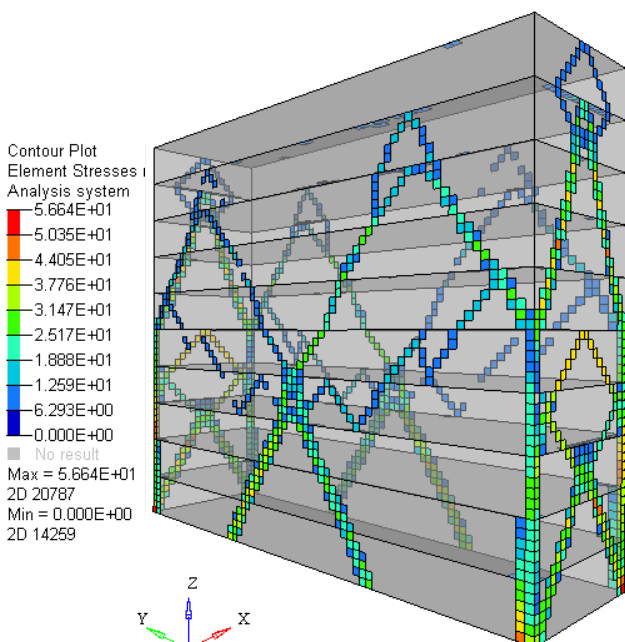
30 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



20 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



15 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



10 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

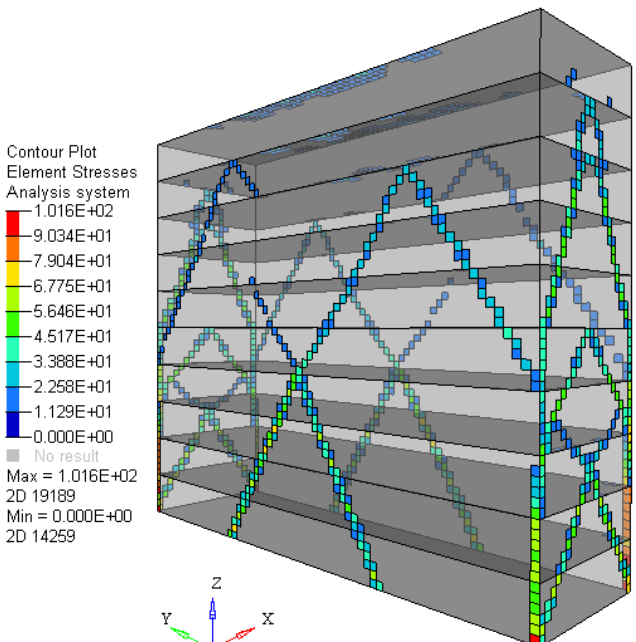


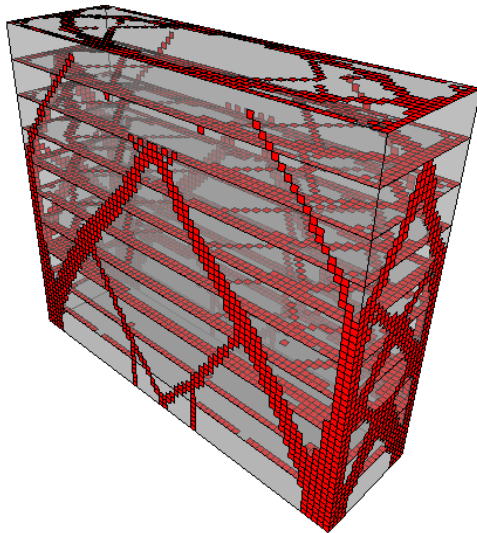
Imagen 4-16



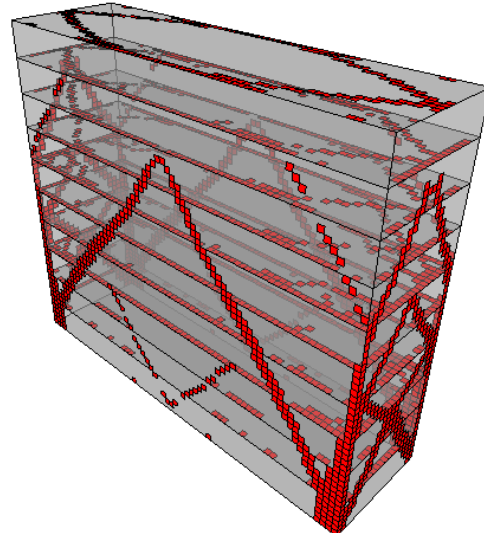
OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL TOPOLÓGICA CASO II. DISTRIBUCIÓN DE DENSIDADES

OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL PARA DIFERENTES PORCENTAJES
DE MASA. CASO II (Vista Isométrica)
Elementos de densidad 1

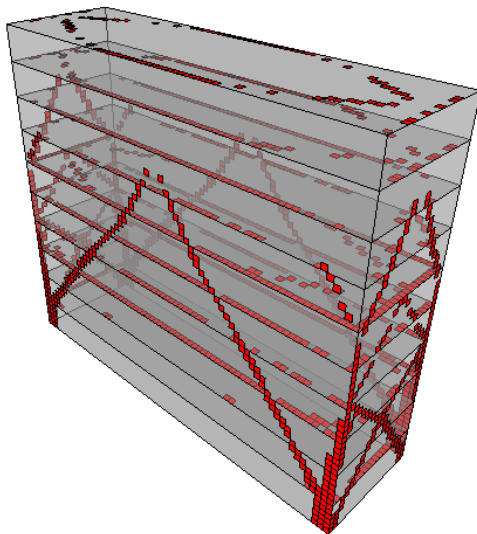
30 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



20 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



15 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



10 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

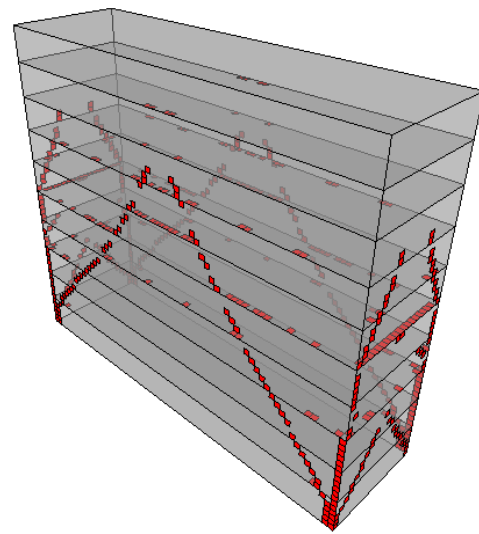
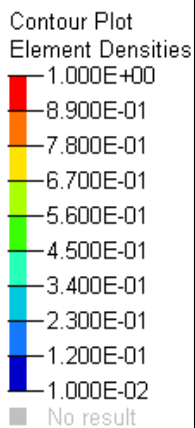


Imagen 4-17

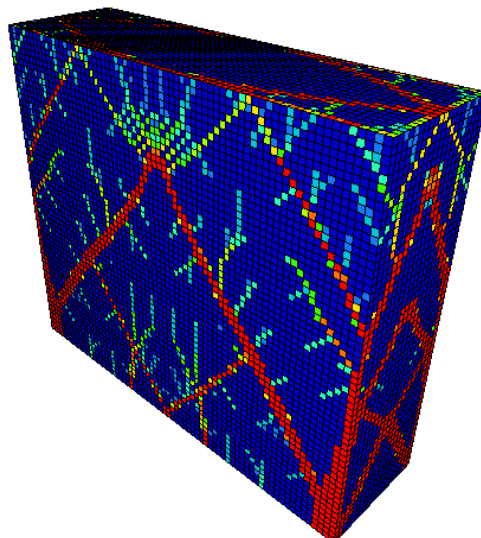
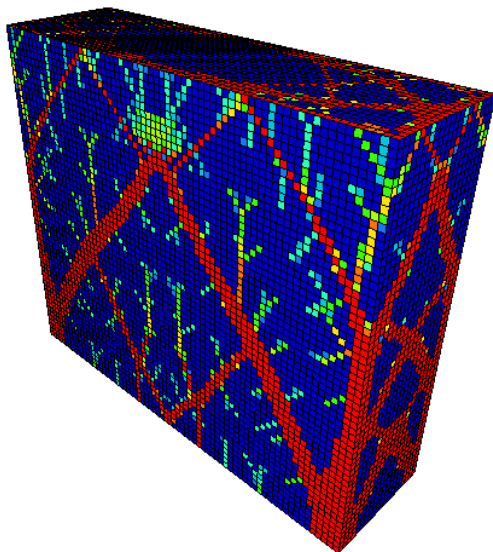
OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA. CASO II (Vista Isométrica)

Elementos de densidad 0 a 1



30 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

20 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



15 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

10 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

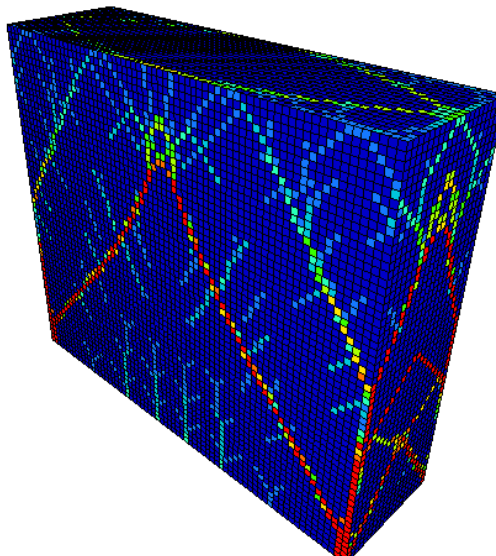
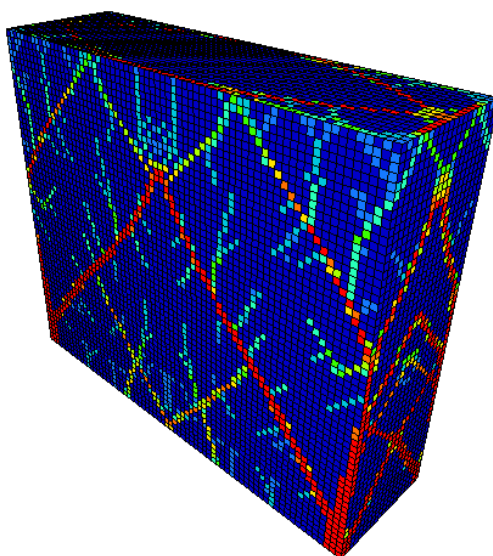
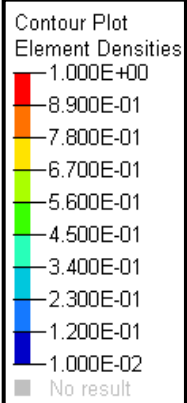


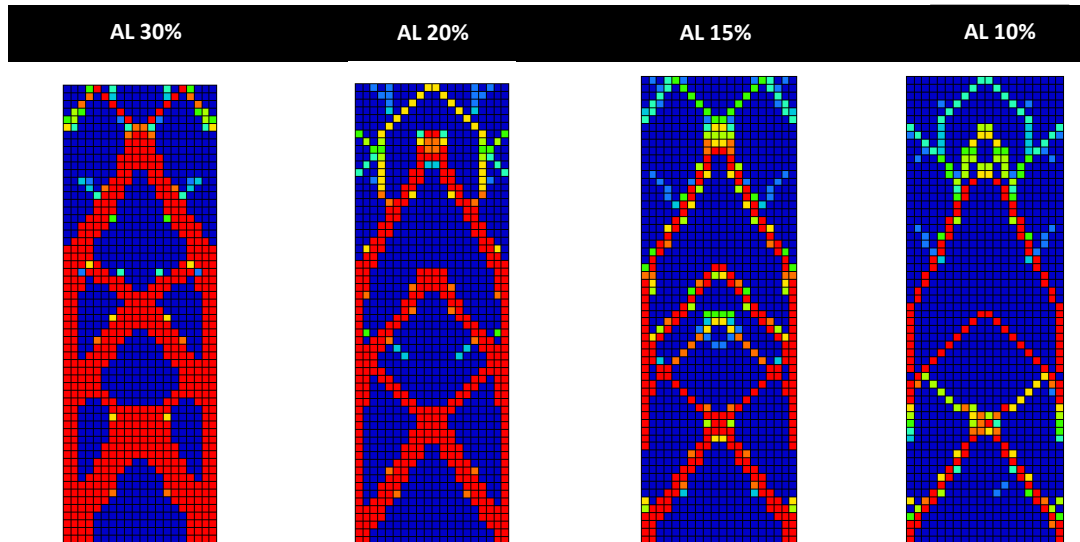
Imagen 4-18



OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA. CASO II (Vista lateral)



Elementos de densidad 0 a 1



Elementos de densidad 1

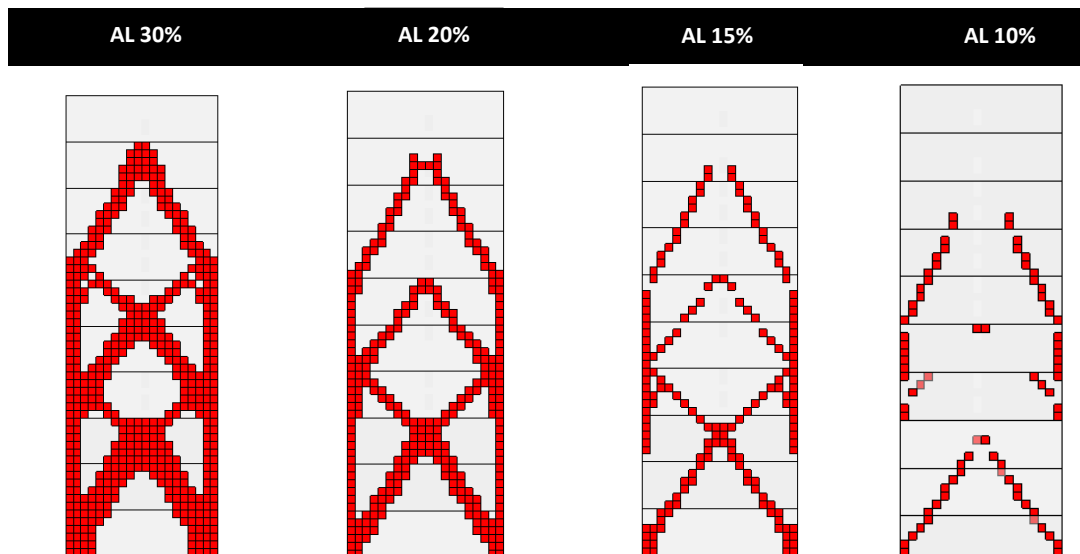
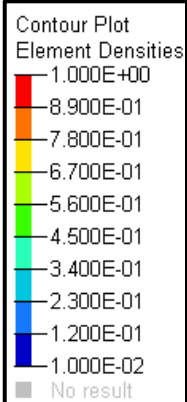


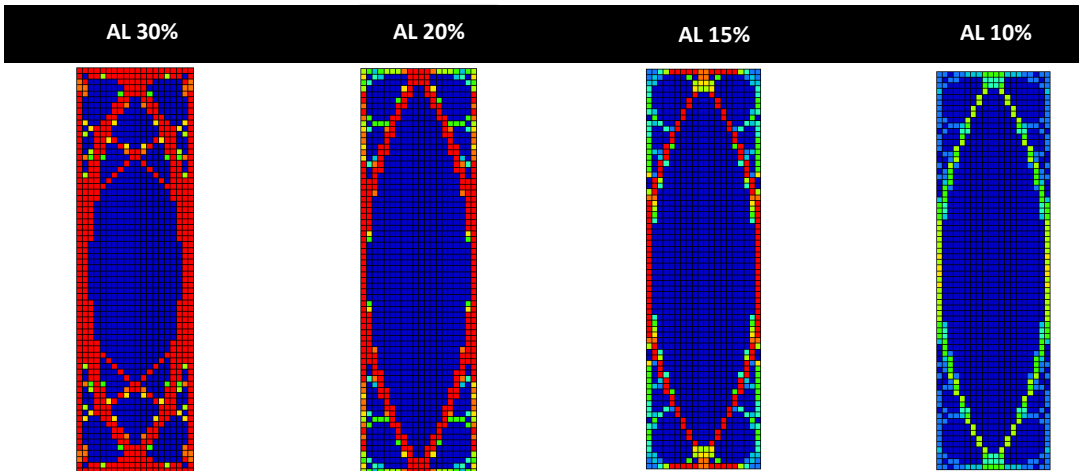
Imagen 4-19



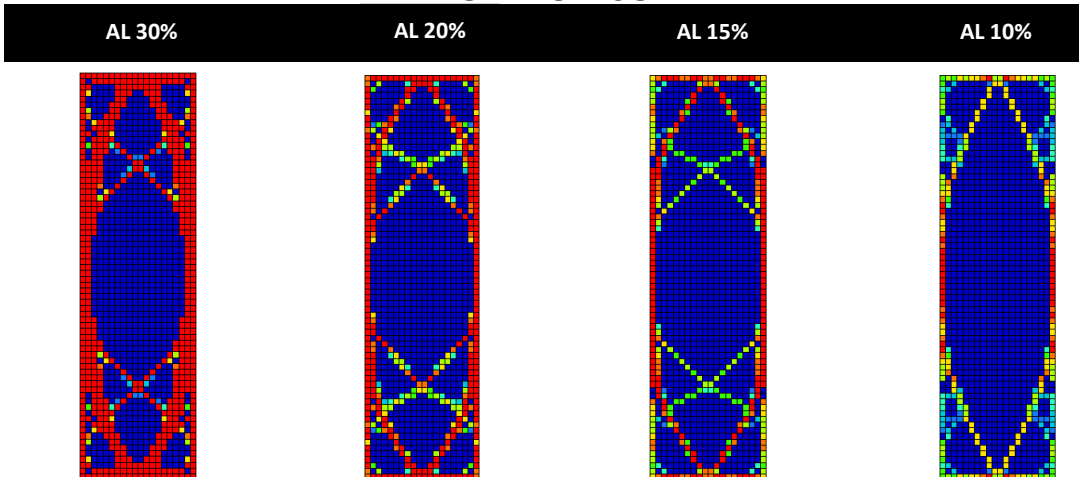
OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA EN CADA NIVEL DE PISO. CASO II (Vista en planta)



DÉCIMO PISO



NOVENO PISO



OCTAVO PISO

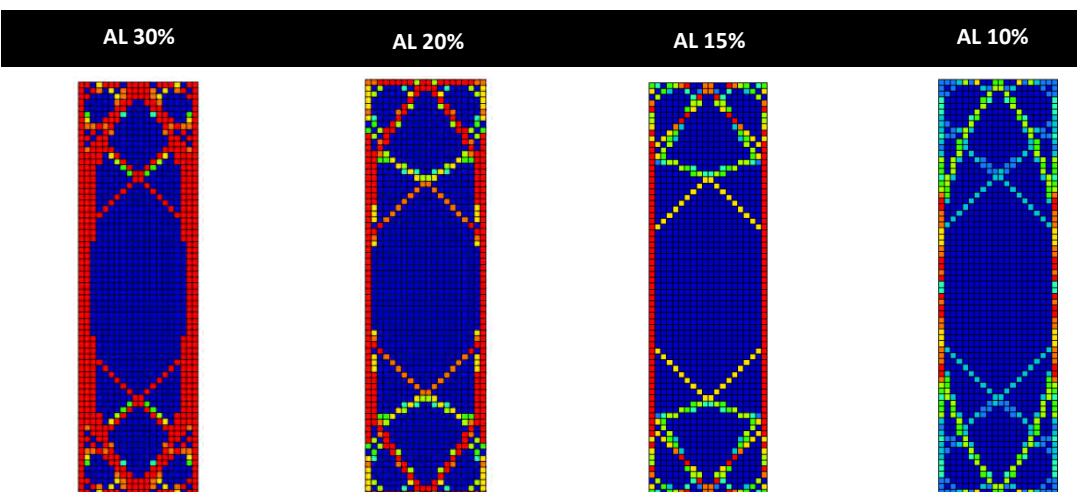
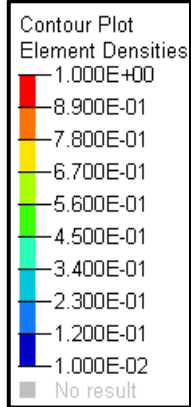


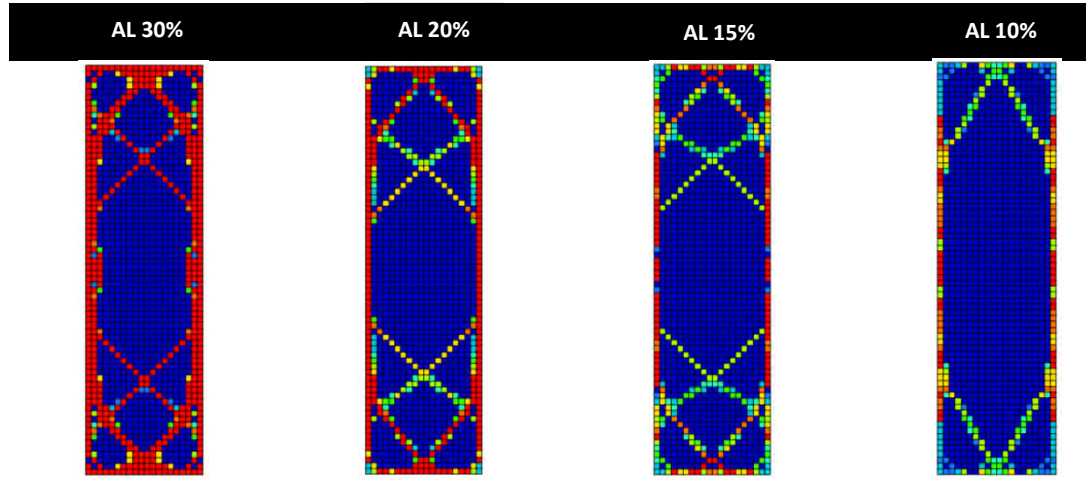
Imagen 4-20



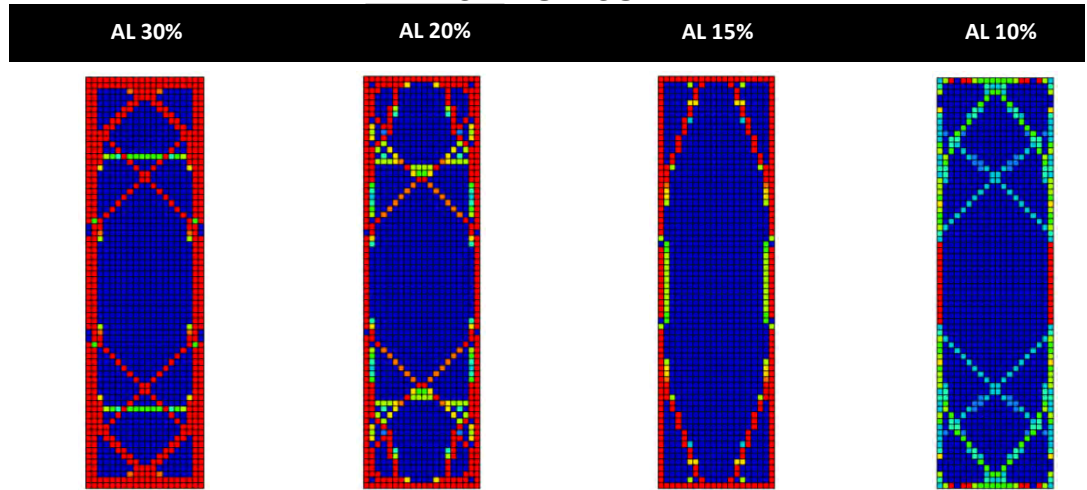
OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA EN CADA NIVEL DE PISO. CASO II (Vista en planta) ...CONTINUACIÓN



SÉPTIMO PISO



SEXTO PISO



QUINTO PISO

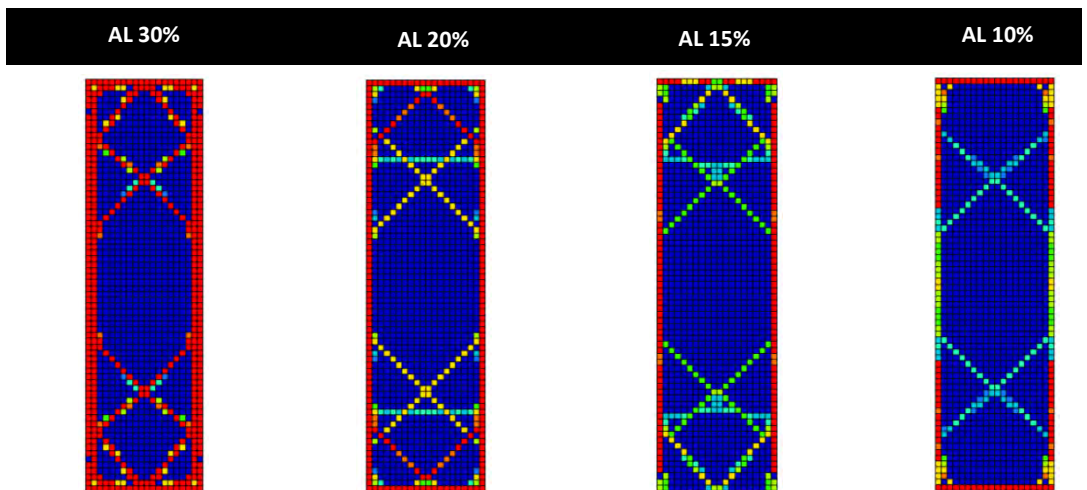
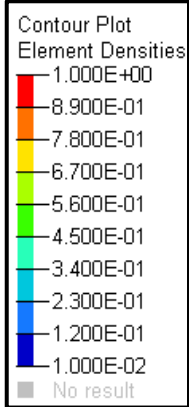


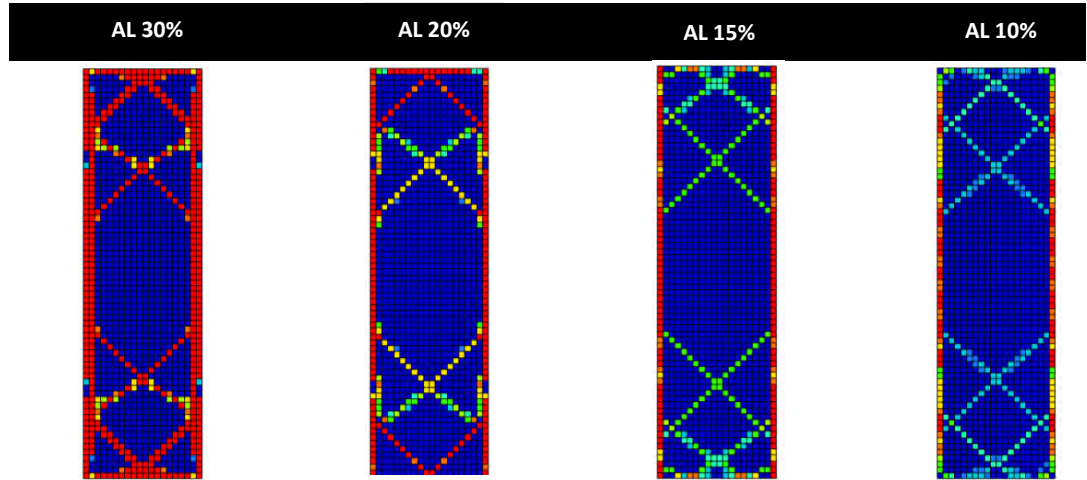
Imagen 4-21



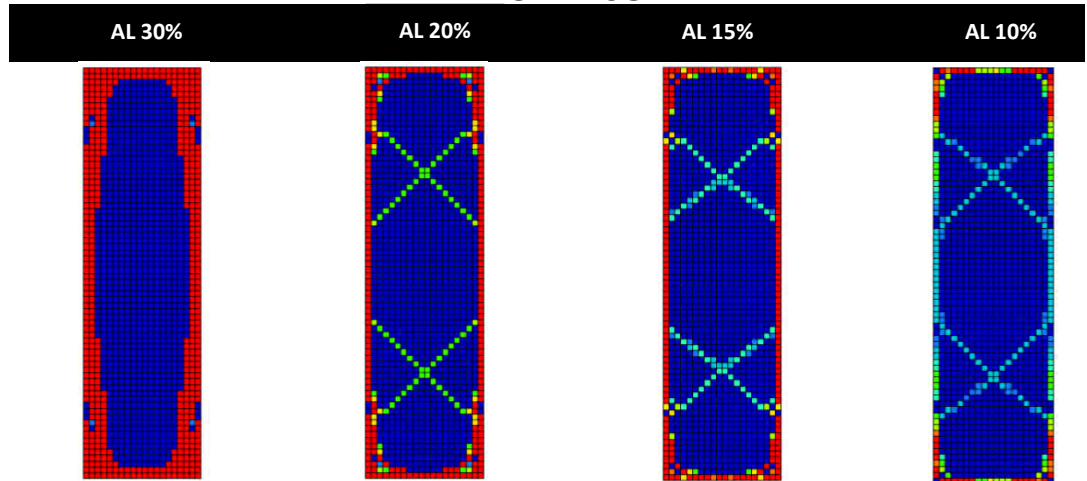
OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA EN CADA NIVEL DE PISO. CASO II (Vista en planta) ...CONTINUACIÓN



CUARTO PISO



TERCER PISO



SEGUNDO PISO

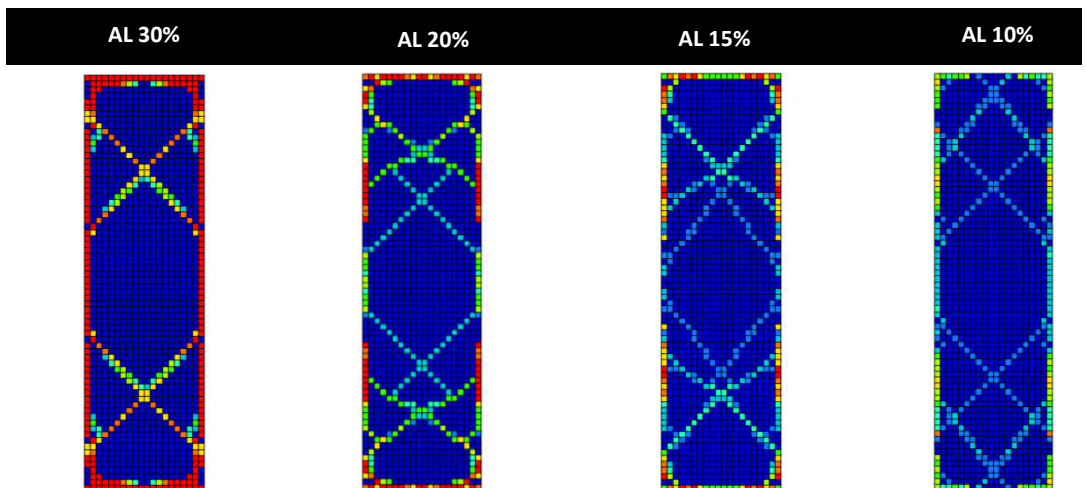


Imagen 4-22



OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA EN CADA NIVEL DE PISO. CASO II (Vista en planta) ...CONTINUACIÓN

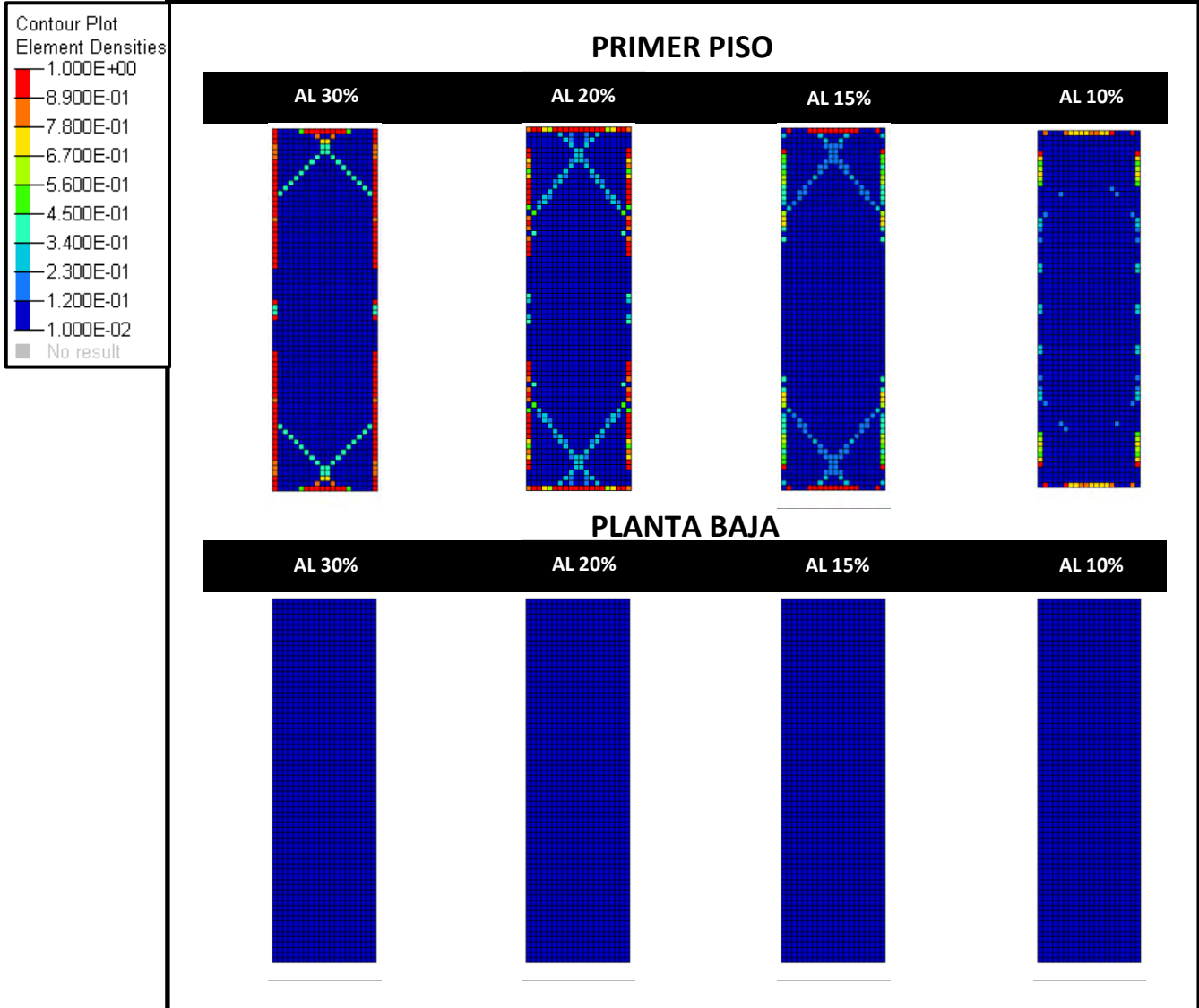


Imagen 4-23

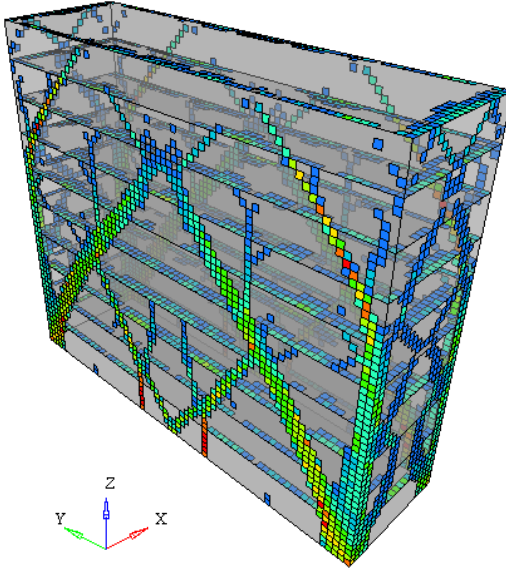


OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL TOPOLÓGICA CASO II. ESTADO DE ESFUERZOS

ESTADO DE ESFUERZOS PARA EL CASO DE CARGA 1 (COMBINACIÓN DE CARGA VIVA Y MUERTA) PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA. Esfuerzo de Von Mises en MPa

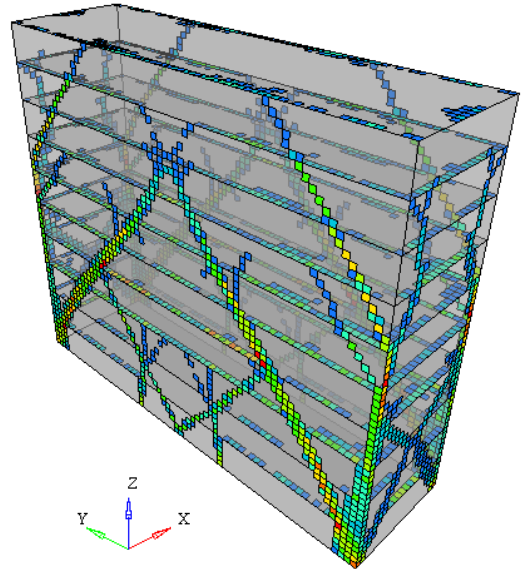
30 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

Contour Plot
Element Stresses
Analysis system
-2.345E+01
-2.085E+01
-1.824E+01
-1.564E+01
-1.303E+01
-1.042E+01
-7.818E+00
-5.212E+00
-2.606E+00
-0.000E+00
■ No result
Max = 2.345E+01
2D 24981
Min = 0.000E+00
2D 14259



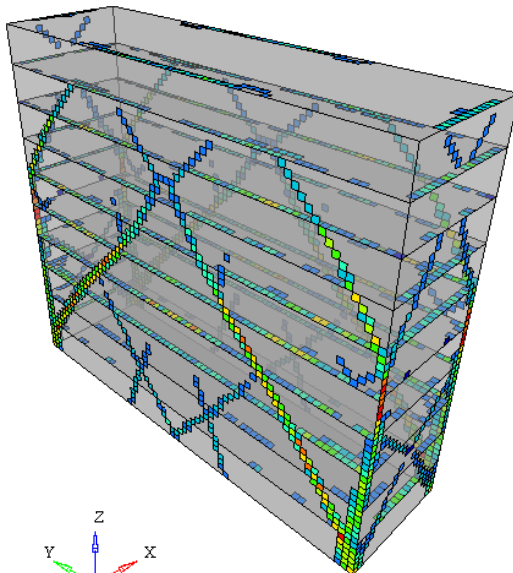
20 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

Contour Plot
Element Stresses
Analysis system
-2.901E+01
-2.579E+01
-2.257E+01
-1.934E+01
-1.612E+01
-1.289E+01
-9.671E+00
-6.447E+00
-3.224E+00
-0.000E+00
■ No result
Max = 2.901E+01
2D 20189
Min = 0.000E+00
2D 14259



15 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

Contour Plot
Element Stresses
Analysis system
-3.759E+01
-3.341E+01
-2.924E+01
-2.506E+01
-2.088E+01
-1.671E+01
-1.253E+01
-8.354E+00
-4.177E+00
-0.000E+00
■ No result
Max = 3.759E+01
2D 19594
Min = 0.000E+00
2D 14259



10 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

Contour Plot
Element Stresses
Analysis system
-5.498E+01
-4.887E+01
-4.276E+01
-3.665E+01
-3.054E+01
-2.443E+01
-1.833E+01
-1.222E+01
-6.109E+00
-0.000E+00
■ No result
Max = 5.498E+01
2D 19129
Min = 0.000E+00
2D 14259

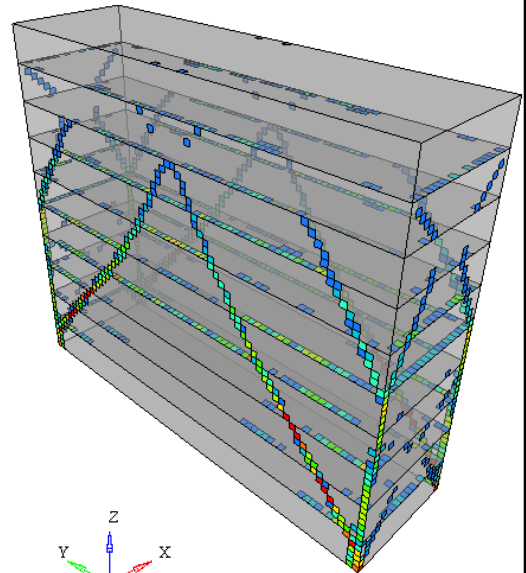
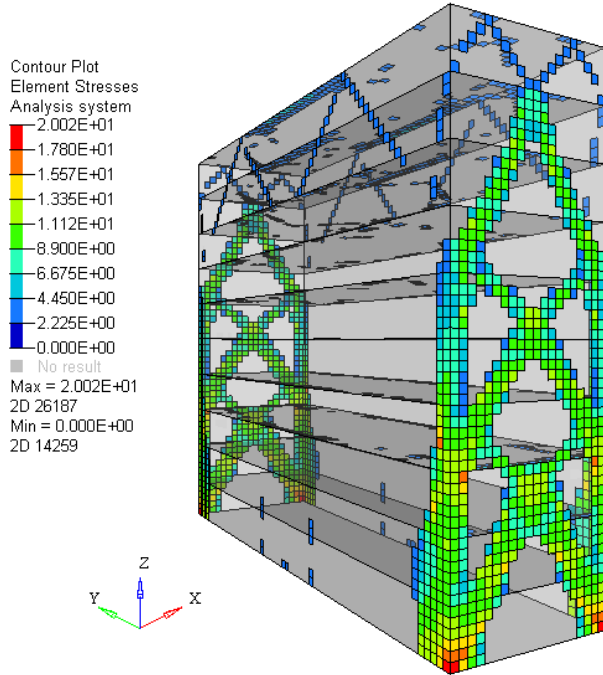


Imagen 4-24

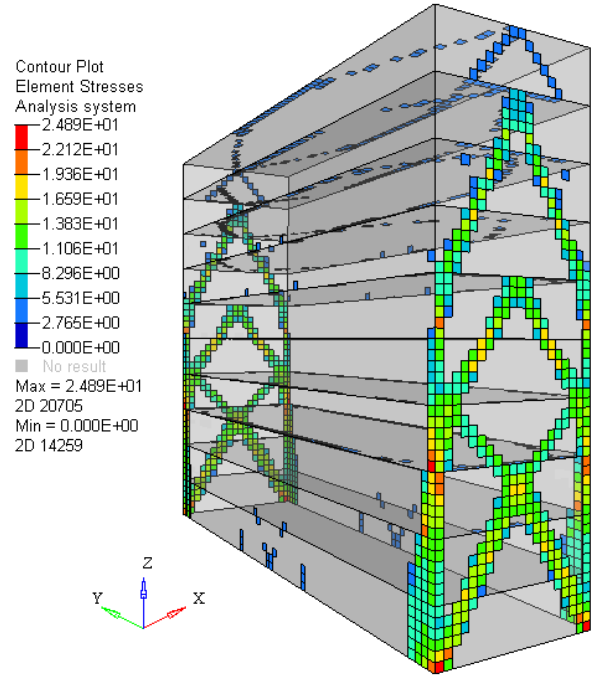


ESTADO DE ESFUERZOS PARA EL CASO DE CARGA 2 Y 3 (CARGA SÍSMICA EN X Y -X) PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA. Esfuerzo de Von Mises en MPa

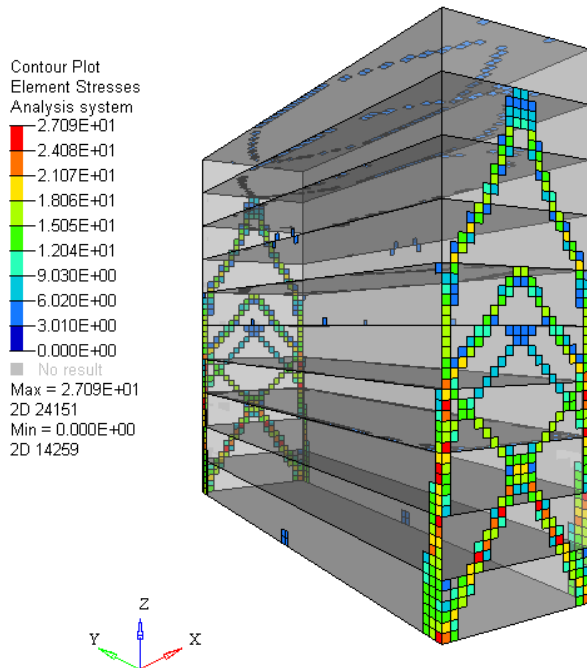
30 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



20 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



15 % DEL DOMINIO DE DISEÑO



10 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

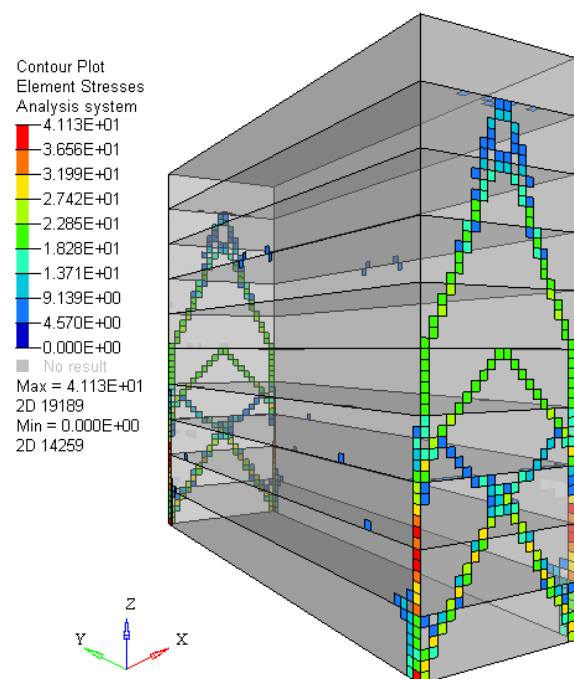


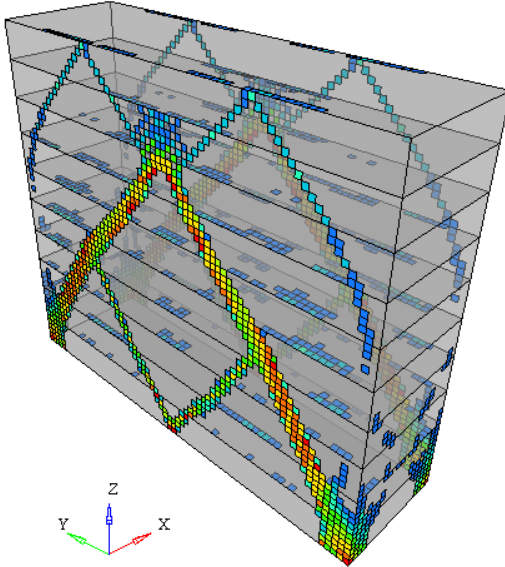
Imagen 4-25



ESTADO DE ESFUERZOS PARA EL CASO DE CARGA 4 Y 5 (CARGA SÍSMICA EN Y y -Y) PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA. Esfuerzo de Von Mises en MPa

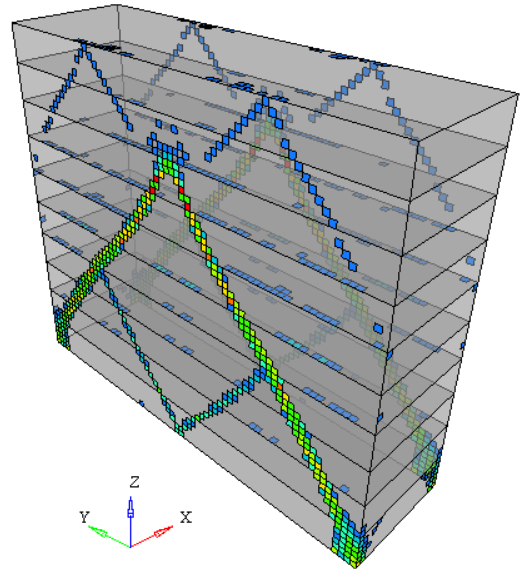
30 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

Contour Plot
Element Stresses
Analysis system
1.063E+01
-9.447E+00
-8.266E+00
-7.085E+00
-5.904E+00
-4.723E+00
-3.543E+00
-2.362E+00
-1.181E+00
-0.000E+00
■ No result
Max = 1.063E+01
2D 24809
Min = 0.000E+00
2D 14259



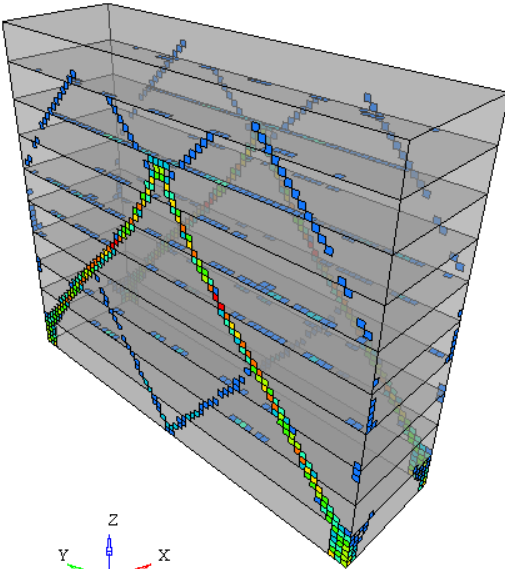
20 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

Contour Plot
Element Stresses
Analysis system
1.784E+01
-1.586E+01
-1.387E+01
-1.189E+01
-9.910E+00
-7.928E+00
-5.946E+00
-3.964E+00
-1.982E+00
-0.000E+00
■ No result
Max = 1.784E+01
2D 16429
Min = 0.000E+00
2D 14259



15 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

Contour Plot
Element Stresses
Analysis system
2.128E+01
-1.892E+01
-1.655E+01
-1.419E+01
-1.182E+01
-9.460E+00
-7.095E+00
-4.730E+00
-2.365E+00
-0.000E+00
■ No result
Max = 2.128E+01
2D 17341
Min = 0.000E+00
2D 14259



10 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

Contour Plot
Element Stresses
Analysis system
3.063E+01
-2.723E+01
-2.383E+01
-2.042E+01
-1.702E+01
-1.361E+01
-1.021E+01
-6.807E+00
-3.404E+00
-0.000E+00
■ No result
Max = 3.063E+01
2D 20705
Min = 0.000E+00
2D 14259

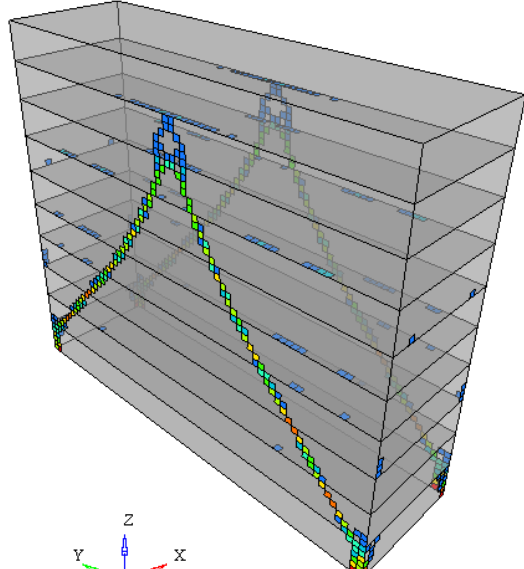


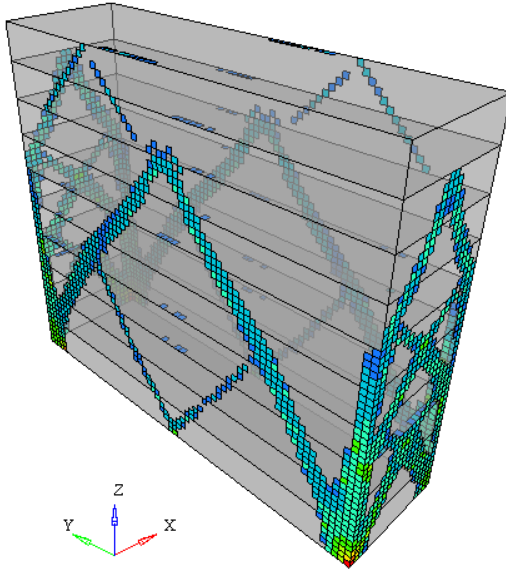
Imagen 4-26



ESTADO DE ESFUERZOS PARA EL CASO DE CARGA 6 Y 8 (CARGA SÍSMICA EN 45° y 225°) PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA. Esfuerzo de Von Mises en MPa

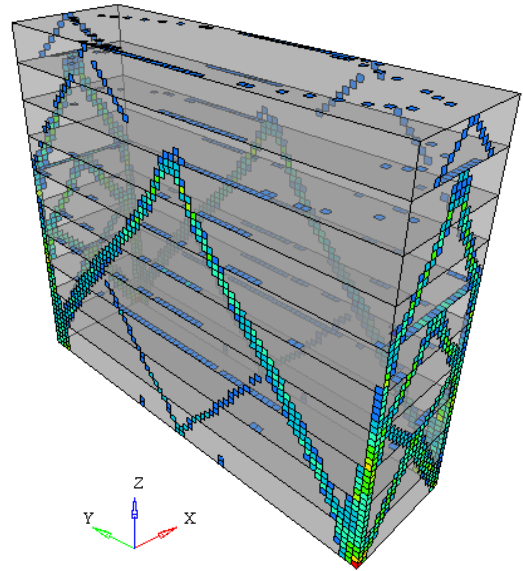
30 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

Contour Plot
Element Stresses
Analysis system
1.992E+01
1.771E+01
1.550E+01
1.328E+01
1.107E+01
8.855E+00
6.641E+00
4.427E+00
2.214E+00
0.000E+00
No result
Max = 1.992E+01
2D 20705
Min = 0.000E+00
2D 14259



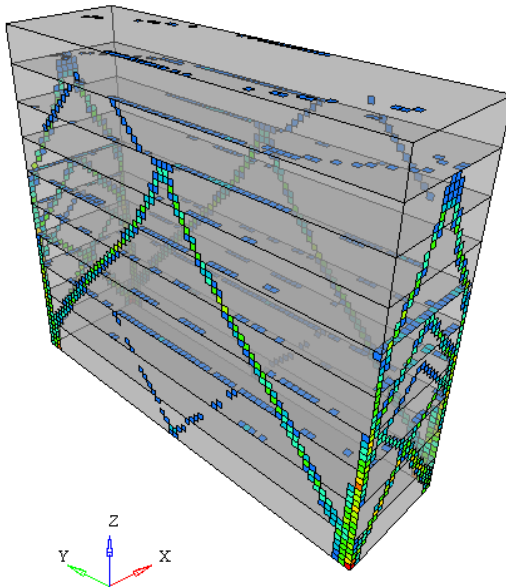
20 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

Contour Plot
Element Stresses
Analysis system
2.422E+01
2.153E+01
1.884E+01
1.615E+01
1.346E+01
1.077E+01
8.074E+00
5.383E+00
2.691E+00
0.000E+00
No result
Max = 2.422E+01
2D 20705
Min = 0.000E+00
2D 14259



15 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

Contour Plot
Element Stresses
Analysis system
2.564E+01
2.279E+01
1.994E+01
1.709E+01
1.425E+01
1.140E+01
8.547E+00
5.698E+00
2.849E+00
0.000E+00
No result
Max = 2.564E+01
2D 19189
Min = 0.000E+00
2D 14259



10 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

Contour Plot
Element Stresse
Analysis system
4.083E+01
3.630E+01
3.176E+01
2.722E+01
2.268E+01
1.815E+01
1.361E+01
9.074E+00
4.537E+00
0.000E+00
No result
Max = 4.083E+01
2D 24987
Min = 0.000E+00
2D 14259

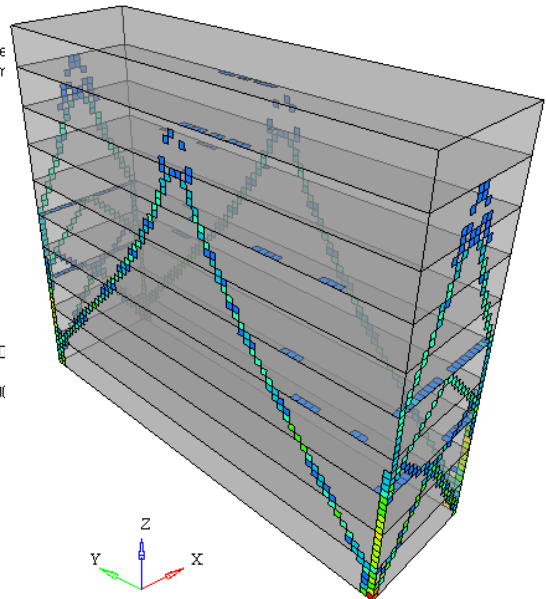


Imagen 4-27



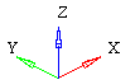
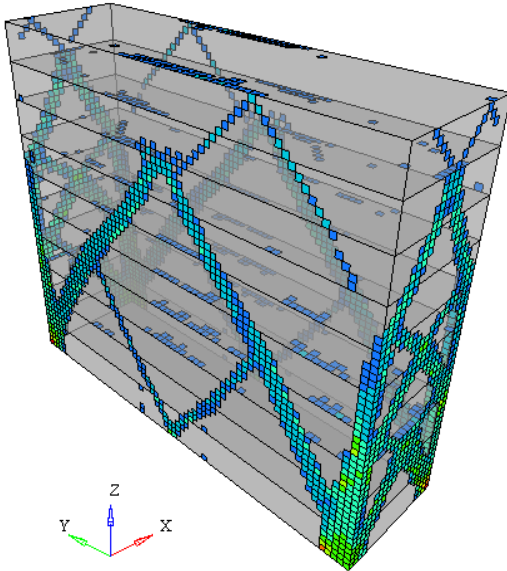
ESTADO DE ESFUERZOS PARA EL CASO DE CARGA 7 Y 9 (CARGA SÍSMICA EN 135° y 315°) PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE MASA.

30 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

Contour Plot
Element Stresses
Analysis system

1.992E+01
1.771E+01
1.550E+01
1.328E+01
1.107E+01
8.855E+00
6.641E+00
4.427E+00
2.214E+00
0.000E+00
No result

Max = 1.992E+01
2D 26187
Min = 0.000E+00
2D 14259

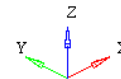
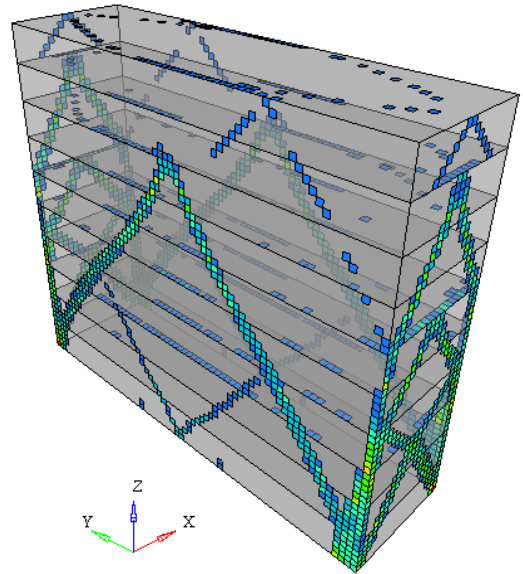


20 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

Contour Plot
Element Stresses
Analysis system

2.420E+01
2.151E+01
1.882E+01
1.613E+01
1.344E+01
1.076E+01
8.067E+00
5.378E+00
2.689E+00
0.000E+00
No result

Max = 2.420E+01
2D 26187
Min = 0.000E+00
2D 14259

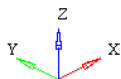
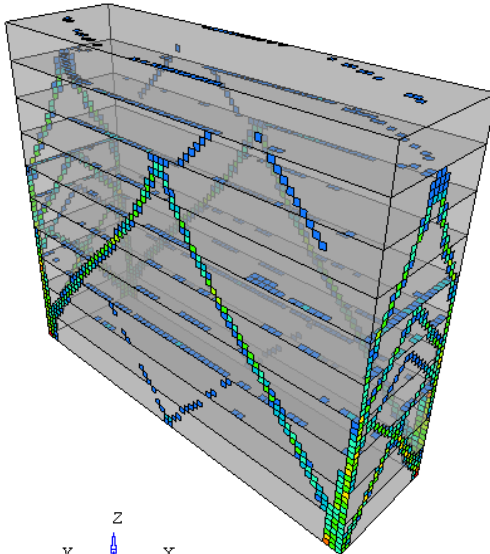


15 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

Contour Plot
Element Stresses
Analysis system

2.564E+01
2.279E+01
1.994E+01
1.710E+01
1.425E+01
1.140E+01
8.548E+00
5.699E+00
2.849E+00
0.000E+00
No result

Max = 2.564E+01
2D 19575
Min = 0.000E+00
2D 14259



10 % DEL DOMINIO DE DISEÑO

Contour Plot
Element Stresse
Analysis systerr

4.068E+01
3.616E+01
3.164E+01
2.712E+01
2.260E+01
1.808E+01
1.356E+01
9.040E+00
4.520E+00
0.000E+00
No result

Max = 4.068E+01
2D 19575
Min = 0.000E+00
2D 14259

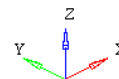
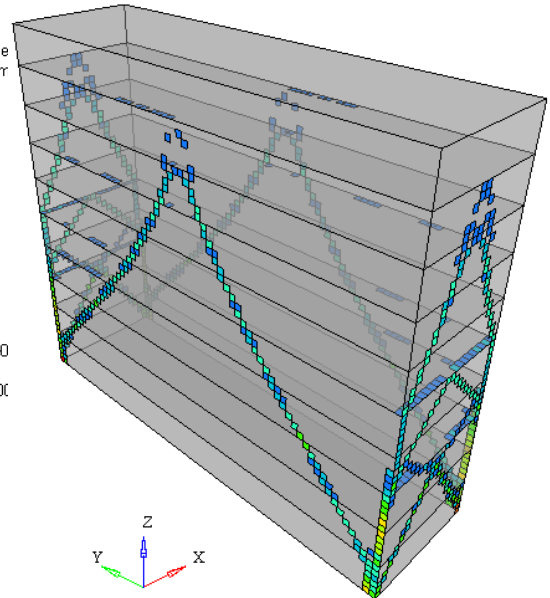


Imagen 4-28

4.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Una vez realizada la optimización topológica para ambos casos de análisis es pertinente señalar algunos puntos importantes en los resultados obtenidos por el software.

4.4.1 Caso I de análisis óptimo

Estructura optimizada sin considerar a los pisos como parte del dominio de diseño.

En la Imagen 4-4 y la Imagen 4-5 se pueden observar las topología del edificio para los porcentajes de masa de 30%, 20%, 15% y 10%; en la primera se muestran sólo aquellos elementos cuyo valor de densidad es igual a 1 (en color rojo) y en la segunda se muestra todos los elementos que discretizan al edificio lográndose visualizar la distribución de densidades desde 0 a 1 (del color azul al rojo respectivamente). Debido a que las cargas actuantes son simétricas, el resultado topológico también lo es, es por esta razón que se tienen dos diferentes topologías para los muros, una para los muros laterales y otra para el muro frontal y el muro posterior. Como puede observarse en la Imagen 4-4, los pisos se encuentran en color rojo, lo cual indica que estos presentan un valor de densidad de 1, este resultado es esperado debido a que los pisos no se consideraron como parte de la zonas de diseño, por lo cual éstos no se toman en cuenta al realizar el análisis de optimización y su topología se conserva al concluir el proceso.

Uno de los resultados interesantes aportado por la optimización estructural topológica es el tipo de distribución del material que se presenta en los muros del edificio. Esta distribución resulta familiar si se ha revisado con cierto detalle algunos trabajos de optimización estructural evolutiva (ESO por sus siglas en inglés) al comparar el resultado óptimo de una viga en voladizo con el resultado óptimo de las estructura

del edificio (ver la Imagen 4-29 y la Imagen 4-30). Este resultado es comprensible ya que el comportamiento estructural del edificio ante cargas transversales presenta un comportamiento similar a la de una viga en voladizo empotrada a uno de sus extremos, presentándose así, en los cuatro muros del edificio, una distribución de material similar ante la acción de la carga sísmica en las diferentes direcciones.

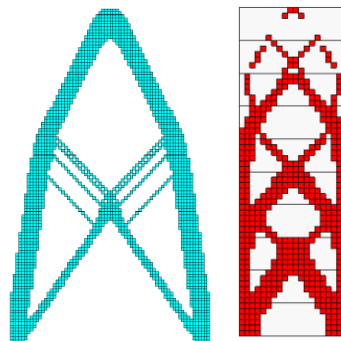


Imagen 4-29. Similitud en la topología de la estructura de la viga corta en voladizo (a la izquierda (Querín, 1997), rotada 90° respecto a la imagen original) con la estructura de los muros laterales del edificio (a la derecha, optimización al 30% del dominio de diseño, Caso I).

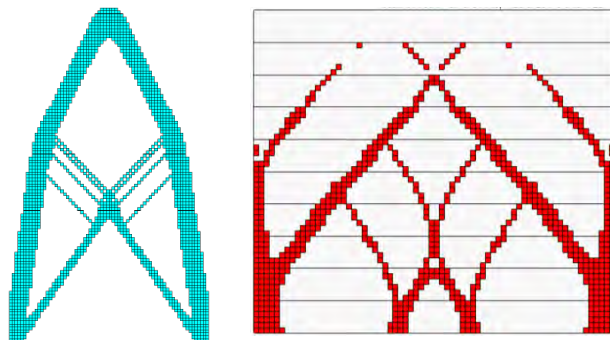


Imagen 4-30. Similitud en la topología de la estructura de la viga corta en voladizo (a la izquierda (Querín, 1997), rotada 90° respecto a la imagen original) con la estructura de los muros frontales del edificio (a la derecha, optimización al 30% del dominio de diseño, Caso I).

Como en capítulos anteriores se mencionó, en los resultados de la optimización se obtendrán valores de densidad intermedios, los cuales, al igual que los elementos con valor de densidad 1 que corresponden a la densidad del material que se fijó para la estructura (Acero estructural ASTM A36), forman miembros estructurales a partir de la distribución del material que

realiza el método de optimización, sin embargo, serán de menor densidad. Este resultado (de elementos con densidades intermedias) se puede interpretar como elementos finitos que tienen la densidad del Acero ASTM A36 ($7850 \frac{kg}{m^3}$) pero de menor espesor, es decir, se considera una variación en el volumen de los elementos para asegurar que toda la estructura esté compuesta por el mismo material, lo que lleva consigo que los miembros de la estructura presenten diferentes espesores para su construcción.

Respecto a la topología de la estructura es importante destacar que la solución para cada porcentaje de masa es óptima para los 9 casos de carga analizados, sin embargo, para cada caso de carga, de forma individual, no representa la solución óptima, esto es, si se optimizara la estructura para cada caso de carga de forma individual se obtendría su respectiva solución óptima, en cambio, al realizar la optimización en un sistema con múltiples casos de carga como el realizado en esta tesis, la distribución de material en el dominio de diseño se realiza a partir de considerar que aquel material que se mantiene en la estructura al menos presenta una funcionalidad estructural para cada caso de carga de forma individual, estableciéndose así que para ciertos casos de carga existe material que no actúa estructuralmente, por ejemplo, para el caso de carga 2 (carga sísmica en dirección X) habrá material que trabaje para soportar dicha carga y material que no lo haga, sin embargo, para el caso de carga 4 (carga sísmica en dirección Y), el material que no trabajaba en el caso de carga 2 sí lo hará para el caso de carga 4. Este resultado se puede apreciar de mejor manera al comparar las imágenes del estado de esfuerzos de la estructura para el caso de carga 2 y el caso de carga 4 (ver Imagen 4-31) del Caso I de análisis.

Como se observa en la Imagen 4-4, Imagen 4-5, Imagen 4-6 y la Imagen 4-7, correspondientes a la distribución de densidades, al disminuir el porcentaje de masa del dominio de diseño la cantidad de elementos con densidad 1 disminuye notablemente y se incrementan

los elementos con densidades intermedias, no hay que perder de vista que los elementos con densidad 1 son los de máxima rigidez en la estructura, por lo cual no es deseable que dominen los elementos con densidad intermedia, ya que esto representaría cambios de sección considerables en los miembros de la estructura lo cual dificultaría su construcción, esto se puede apreciar al observar la optimización correspondiente para un 10% del porcentaje de masa y compararla con las optimizaciones del 30%, 20% y 15%, donde es notoria la reducción de los elementos de densidad 1. No obstante si el cambio de densidad es homogéneo se podría calcular un valor de espesor promedio, por debajo del unitario, que cumpla con el requisito de rigidez necesario y, al mismo tiempo, no implique problemas de fabricación.

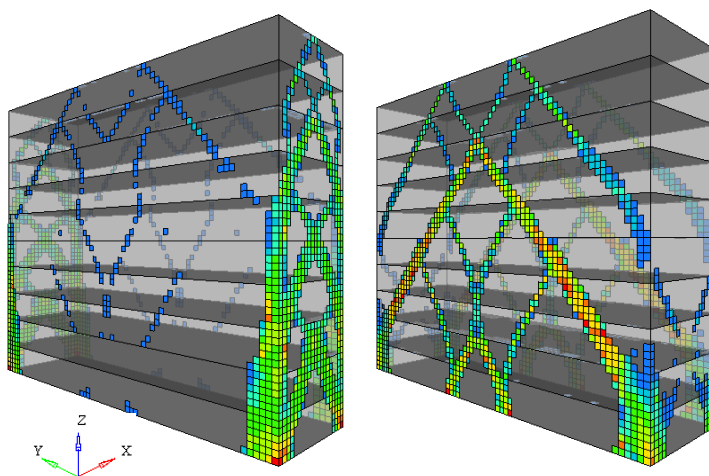


Imagen 4-31. Comparación del estado de esfuerzos de la carga sísmica en X (a la izquierda) y la carga sísmica en Y (a la derecha), en donde se puede apreciar el material útil en cada caso de carga. Caso I de análisis, optimización al 30% del dominio de diseño.

Otra consecuencia de reducir el porcentaje de masa, es lo que se observa de la Imagen 4-8 a la Imagen 4-16, correspondientes al estado de esfuerzos de la estructura, donde el esfuerzo para cada uno de los nueve casos de carga se homogeniza al reducir el porcentaje de masa del dominio de diseño, lo cual indica que la distribución de esfuerzo es más equilibrada y que el material está siendo empleado eficientemente, ya que éste deberá soportar las



mismas cargas que la estructura no optimizada pero con menor material, y esto lo logra repartiendo el esfuerzo hacia todos los miembros de la estructura óptima de forma equilibrada e incrementando su valor. Una observación importante es que, debido a que las cargas sísmicas se introdujeron de manera simétrica, los resultados de esfuerzo también son simétricos representando la misma distribución respectiva de esfuerzos para la carga 2 y 3 (carga sísmica en X y -X), la carga 4 y 5 (carga sísmica en Y y -Y), la carga 6 y 8 (carga sísmica a 45° y 225°) y la carga 7 y 9 (carga sísmica a 135° y 315°), como se observa en las imágenes correspondientes a tales casos. En la Tabla 4-1 se muestran los valores de esfuerzo (correspondiente al esfuerzo de Von Mises) para los diferentes casos de carga y para los diferentes porcentajes de masa.

%Masa	CASOS DE CARGA				
	1	2 Y3	4 Y5	6 Y8	7 Y9
30	41.75	37.09	19.79	35.92	35.92
20	92.43	49.58	36.73	46.25	46.27
15	142.4	64.95	46.76	56.64	56.64
10	209.4	141.7	85.96	101	101.6

Tabla 4-1. Valores de esfuerzo en MPa (correspondiente al esfuerzo de Von Mises) para los diferentes casos de carga involucrados y para diferentes porcentajes de masa. Caso I de análisis.

El esfuerzo máximo bajo el criterio de Von Mises ($\sigma_{VM_{max}}$) se obtiene para el caso de carga 1 (la carga vertical debida a la combinación de la carga viva y la carga muerta), éste llega al valor de 41.75[MPa], 92.24[MPa], 142.4[MPa] y 209.4[MPa] para las optimizaciones al 30%, 20%, 15% y 10% de la masa del dominio de diseño respectivamente, lo cual los ubica debajo del valor de 250[MPa] (límite elástico del acero A36), esto refleja que las optimizaciones se encuentran dentro de un rango de diseño aceptable presentándose para cada optimización los factores de seguridad (FS) que se describen en la Tabla 4-2.

%MASA [-]	$\sigma_{VM_{max}}$ [MPa]	Factor de Seguridad (FS)
30	41.75	6.0
20	92.24	2.7
15	142.4	1.8
10	209.4	1.2

Tabla 4-2. Factores de seguridad para los distintos porcentajes de masa del dominio de diseño. Caso I de análisis.

Una vez señalado lo anterior, y considerando que cada estructura que se optimizó representa aquella que es óptima para el porcentaje de masa considerado, es pertinente establecer un criterio para determinar cuál de ellas se seleccionará como diseño valido, ya que se podría seguir reduciendo el porcentaje de masa y realizar el análisis de optimización una serie de veces hasta alcanzar el límite que marca el esfuerzo de cedencia en combinación con el factor de seguridad obteniendo diversas estructuras óptimas. Para la estructura que se analiza en esta tesis se considera pertinente seleccionar aquella optimización en la cual se tenga el mayor número de elementos con valor de densidad 1 con el menor porcentaje de masa posible, para de esta forma garantizar que no predominen en la estructura cambios de sección considerables en sus miembros que dificulten su construcción, además también es necesario tomar en cuenta que el factor de seguridad sea mayor a la unidad, probando así que los esfuerzos reales de la estructura estén por debajo del límite elástico del material. Para las optimizaciones realizadas para este caso I, los factores de seguridad son mayores a la unidad, por lo cual es necesario seleccionar aquella que presente, a consideración del diseñador, un FS apropiado; para esto se ha determinado que el FS igual 1.2 de la optimización al 10% de masa podría ser adecuado para seleccionar el diseño, sin embargo, al observar las imágenes topológicas correspondientes (Imagen 4-4 a Imagen 4-7) se visualiza que predominan los elementos con densidades intermedias, para la cual la optimización al 20% de masa podría resultar satisfactoria al considerar que la mayor parte de la estructura está conformada por elementos de densidad 1, no obstante, para ésta, el

factor de seguridad toma un valor demasiado conservador ($FS = 2.7$) por lo cual resulta, a manera de conclusión, que la optimización intermedia entre los porcentajes de 10% y 20% de masa, es decir, el 15%, resulta satisfactorio para seleccionar tal optimización estructural del edificio para cuando los pisos actúan como elementos rigidizantes y estos no son seleccionados como parte de la zona de diseño a optimizar. Para esta solución se tiene un factor de seguridad $FS = 1.8$ (ver Tabla 4-2).

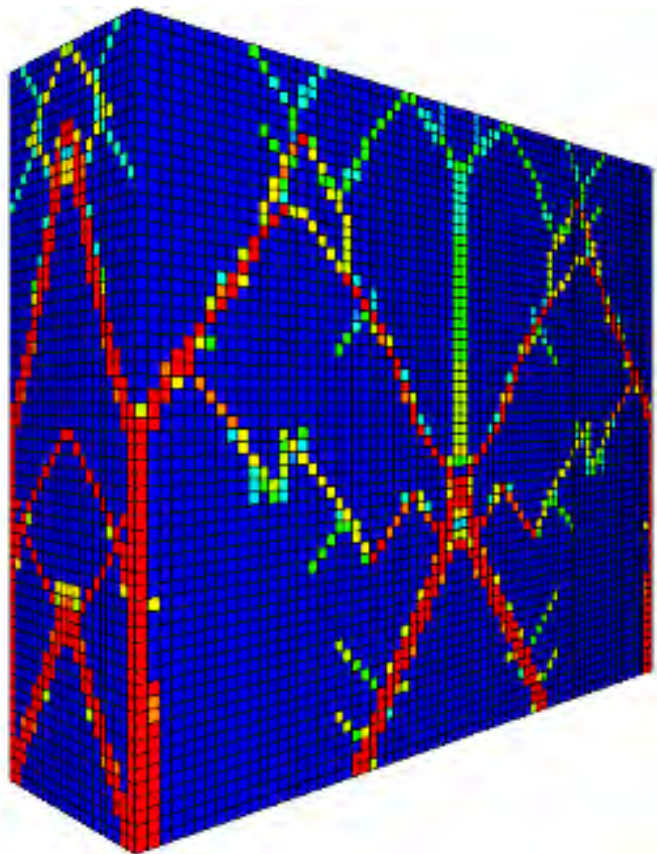


Imagen 4-32. Optimización estructural al 15% del porcentaje de masa del dominio de diseño. Caso I de análisis.

4.4.2 Caso II de análisis óptimo

Estructura optimizada considerando a los pisos como parte del dominio de diseño.

Como puede observarse en las imágenes correspondientes a la topología óptima del edificio para este caso de análisis óptimo (Imagen 4-17 a Imagen 4-23), la forma que adquiere la estructura del edificio, es decir, la distribución de material, es muy similar a la distribución encontrada en el Caso I, tomándose en cuenta algunos aspectos como su semejanza topológica en comparación con una viga en voladizo o el material que es útil para ciertos casos de carga. Hay que tomar en cuenta que esta similitud en la optimización se debe a que las cargas para el Caso II se respetan en cuanto a su distribución, únicamente modificando su magnitud (tal como se explica en el Capítulo 4), por lo cual se justifican los resultados óptimos similares.

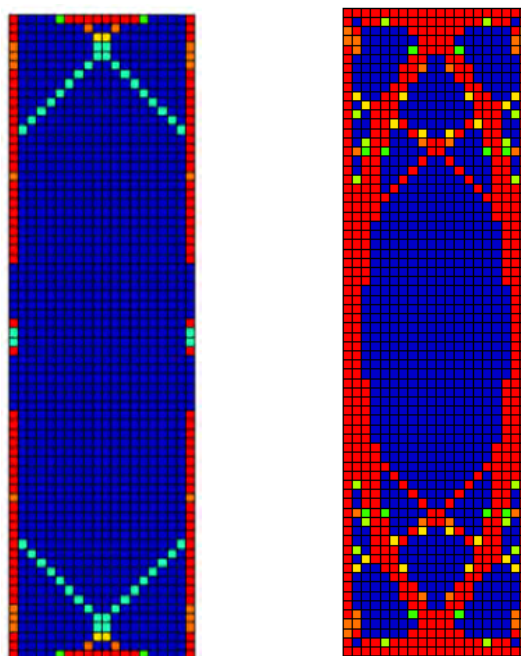


Imagen 4-33. Optimización para el piso del primer nivel (a la izquierda) y para el décimo nivel (a la derecha). Ambas imágenes para un porcentaje de masa del 30%.



Como se establece en la sección 4.1.2, para la optimización estructural del Caso II, se toman en cuenta los pisos del edificio como parte de las zonas de diseño a optimizar, por lo cual se obtienen resultados óptimos para cada nivel de piso y por porcentaje de masa (Imagen 4-20 a Imagen 4-23), observándose así que la topología para cada piso cambia en cada nivel, notándose que la cantidad de masa aumenta conforme se revisan los niveles más altos (ver Imagen 4-33). Este resultado se logra debido a que para la estructura es necesario rigidizar los pisos que se encuentran a mayor altura, ya que es en éstos donde se presentan los desplazamientos más grandes ocasionados por la magnitud de las cargas laterales y la altura a la que se localizan.

Al revisar los resultados de esfuerzo (Imagen 4-24 a Imagen 4-28) se puede observar que la magnitud del esfuerzo es mucho menor al comparado con los resultados del Caso I de análisis, esto debido a la reducción de cargas (en especial la carga muerta) que se consideró para el Caso II donde se involucra a los pisos como parte de la zona de diseño a optimizar, llevando a que el porcentaje de masa fijado para cada optimización afectara también a la cantidad incluida en los pisos. En la Tabla 4-3 se muestran los valores de esfuerzo (correspondiente al esfuerzo de Von Mises) para los diferentes casos de carga y para los diferentes porcentajes de masa correspondientes a las imágenes de estado de esfuerzos del Caso II.

%Masa	CASOS DE CARGA				
	1	2 Y 3	4 Y 5	6 Y 8	7 Y 9
30	23.45	20.02	10.63	19.92	19.92
20	29.01	24.89	17.84	24.22	24.2
15	37.59	27.09	21.28	25.64	25.64
10	54.98	41.13	30.63	40.83	40.68

Tabla 4-3. Valores de esfuerzo en MPa (correspondiente al esfuerzo de Von Mises) para los diferentes casos de carga involucrados y para diferentes porcentajes de masa. Caso II de análisis.

Cabe señalar que en la Tabla 4-3 para los casos de carga sísmica ortogonales (2 y 3, y 4 y 5) y los casos de carga

oblicuos (6 y 8, y 7 y 9) se considera un solo valor de esfuerzo, debido a que como en el caso I de análisis, cuando las direcciones de carga eran iguales, también el valor de los esfuerzos y su distribución eran iguales, por lo cual se omitieron las imágenes correspondientes.

De esta manera, de forma similar que en el caso I, el esfuerzo máximo (considerando el criterio de Von Mises) se presenta para el caso de carga donde se implica la combinación de la carga viva y la carga muerta, alcanzando los siguientes valores: 23.45[MPa], 29.01[MPa], 37.59[MPa], 54.48[MPa] para las optimizaciones al 30%, 20%, 15% y 10% de la masa del dominio de diseño respectivamente (ver Tabla 4-3). Estos valores son mucho menores que los obtenidos, para el mismo caso de carga, en el Caso I de análisis debido a la reducción de cargas que la eliminación de material de los pisos implica en el Caso II.

A partir de los resultados obtenidos de la optimización estructural es necesario especificar cuál de ellos seleccionar como diseño válido, al igual que en Caso I de análisis, se especificará éste a partir de considerar aquella optimización que presente una menor cantidad de elementos de densidades intermedias y un menor porcentaje de masa. Para este caso se considera que el criterio del Factor de Seguridad (*FS*) no aplica como factor de decisión debido a que para todas las optimizaciones se obtienen valores de esfuerzo muy bajos en comparación con el valor de esfuerzo del límite elástico del material, por lo cual se tienen Factores de Seguridad muy grandes, así, si se continuaran efectuando optimizaciones con porcentajes de masa menores para poder obtener valores de esfuerzo más cercanos al valor del límite elástico del material, se obtendrían topologías, que si bien reducirían el Factor de seguridad a una valor admisible para efectuar el diseño, también reducirían en gran medida el número de elementos de densidad 1 provocando que los miembros de la estructura estén

sujetos a cambios de sección considerables que implicarían dificultades al momento de su construcción.

Una vez establecido lo anterior corresponde seleccionar, de las optimizaciones realizadas para este caso, aquella estructura como diseño válido. Para este caso resultaría conveniente seleccionar la estructura de la optimización del 20% del porcentaje de masa la cual muestra la mayor parte de sus miembros con densidad igual a 1, y al compararla con la optimización del 30% se observa que no se pierden tantos elementos de densidad 1 como sí se pierden cuando se compara con la estructura para el 15% del porcentaje de masa. En la Imagen 4-34 se observa la estructura seleccionada como “diseño válido” cuando se consideran a los pisos del edificio como elementos rigidizantes y estos forman parte de la zona de diseño de la optimización.

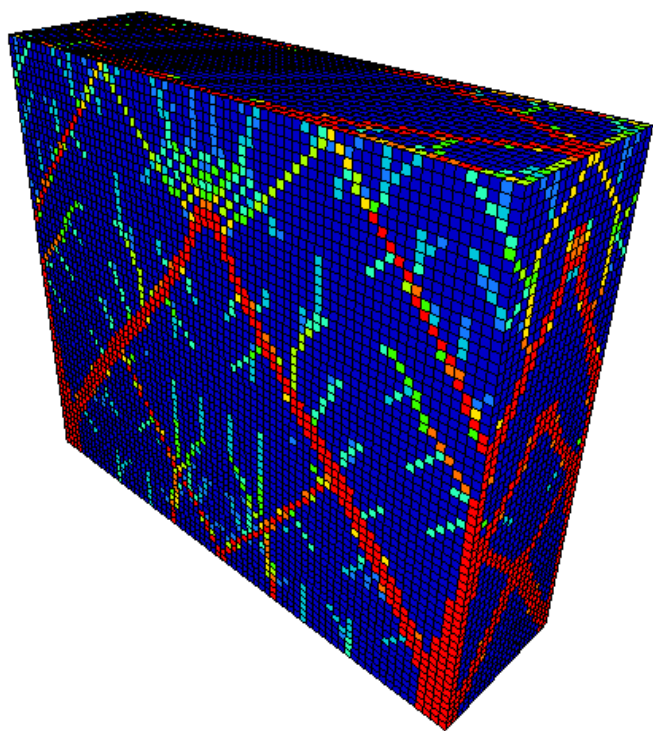


Imagen 4-34. Optimización estructural al 15% del porcentaje de masa del dominio de diseño. Caso II de análisis.

Ambas estructuras que se han obtenido son diseños válidos, sin embargo, una de las principales metas del problema de optimización es conseguir aquella que requiera menos material para su construcción. Para el diseño válido del Caso I se tendrá una estructura cuyo peso aproximado será de 3277 [Ton], mientras que para el diseño válido del Caso II su peso aproximado será de 1009 [Ton], siempre y cuando la estructura sea de acero A36. Esta reducción de peso es considerable de tal suerte que resultaría conveniente elegir la segunda estructura válida como diseño conceptual, sin embargo, ésta deberá evaluarse para conocer el costo y dificultad que representaría su fabricación. Si bien la estructura del Caso I es robusta, pues considera a los pisos como placas sólidas, ésta podría considerarse al diseñar paralelamente un sistema de piso capaz de aportar rigidez a la estructural a la edificación incluso sacrificando la ganancia en peso que se obtiene al utilizar la solución óptima del Caso II. Sin embargo, se hace hincapié que estas estructuras están sujetas a una evaluación económica, de factibilidad de construcción y a la validación un análisis estructural bajo los criterios que establece punto a punto el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias.



CONCLUSIONES

Del trabajo realizado en esta tesis conviene resaltar que la parte más importante es haber obtenido la topología óptima de la estructura de un edificio a partir de considerar las cargas que se especifican en un reglamento de construcción. Independientemente de la magnitud que éstas tomen, las topologías se mantendrán similares ya que el efecto que provocan en el comportamiento de la edificación será el mismo. Es decir, en ambos casos la estructura óptima tiene la configuración análoga a la viga corta óptima (Xie & Steven, 1997), lo cual significa que los muros en un edificio óptimo no son como los muros de los edificios tradicionales en los que el material es utilizado de manera poco eficiente. Cabe resaltar que como no existe una metodología establecida para poder diseñar una edificación a partir de los métodos de optimización estructural topológica, se tomaron algunas consideraciones para poder distribuir y establecer las cargas con la finalidad de que éstas simularan el comportamiento real de la estructura ante las distintas acciones bajo las que se encuentra involucrada. Por lo cual el proceso seguido para obtener un diseño conceptual de la estructura de un edificio (que se desarrolló en esta tesis) podría tomarse como referencia para futuros trabajos.

Para la optimización del Caso I se ha obtenido un diseño conceptual de la estructura del edificio, éste presenta una estructura robusta en cuanto a material (en comparación con la solución óptima del Caso II) debida a la condición de los pisos que para este caso se ha hablado reiteradamente a lo largo de la tesis. Esta solución es válida como diseño conceptual ya que, en primer lugar, cumple con las condiciones que se establecieron en el análisis de resultados para seleccionar el diseño válido, es decir, la condición de la cantidad masa, el Factor de Seguridad y la presencia de elementos con valores de densidad igual a uno; además, aunque para este caso no se realiza la

optimización topológica de los pisos como en el Caso II, la estructura del Caso I puede tomarse en cuenta una vez que se haya evaluado la factibilidad de la fabricación de los pisos del Caso II, que aunque en este último se tiene una optimización completa de todo el edificio, se puede llegar a costos elevados por fabricación, para los cuales los costos de material sean insignificantes. No obstante (de acuerdo con: Manufacturing. The third industrial revolution, 2012), la tendencia de la manufactura indica que en el mediano plazo las dificultades de fabricar geometrías complejas serán abatidas por medio de modernos métodos de manufactura.

En cambio, como se mencionó anteriormente, la topología de la estructura óptima seleccionada en el Caso II es completa, es decir, donde pisos y muros son optimizados, para este caso la optimización refleja una menor cantidad de material respecto a la estructura óptima del Caso I. La estructura óptima del Caso II se establece como diseño conceptual para dicho caso, el cual deberá estar sujeto a una evaluación de factibilidad en su construcción, si ésta cumple podría tomarse como el diseño conceptual más adecuado, en función de su propiedad de rigidez contra su peso, para su fabricación real en el sitio especificado, ya que éste es el diseño que mejor se adapta para cumplir con las condiciones de carga que implica la edificación cuando los pisos trabajan como elementos que aportan rigidez a la estructura. No obstante, se debe tener en cuenta que posterior a la optimización del edificio es necesario diseñar el piso óptimo en función de la posición de cada una de las cargas que se implican dentro de los pisos.

Sin embargo, para la construcción de una edificación de este tipo (es decir una estructura óptima bajo la metodología que se desarrolló en esta tesis) es necesario realizar las etapas de diseño de detalle y diseño para fabricación, no incluidas en este trabajo, donde necesariamente se tendrán que especificar la función que se le dará a la estructura, la maquinaria o equipo involucrado, así como el tipo de acabados que



llevará consigo, entre otros aspectos importantes. Una vez realizado esto, se podrá definir el tipo de perfiles estructurales de acero comerciales (si es que se decide así) que podrían utilizarse para la fabricación de los miembros de la estructura, o en su caso, establecer si ésta podría construirse a base de concreto (considerando que sería necesario hacer las consideraciones pertinentes pues su comportamiento estructural es diferente), ya que una vez obtenida la topología óptima, la resistencia de la misma dependerá del dimensionamiento de sus elementos, por lo cual podría establecerse una estructura de concreto equivalente a la estructura de acero optimizada.

A pesar de lo anterior, la estructura óptima necesariamente tendrá que ser analizada y evaluada utilizando el Reglamento de Construcción del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias, debido a que establece los límites de falla y de servicio para una estructura independientemente del método que se haya utilizado para generarla.



BIBLIOGRAFÍA Y MESOGRAFÍA

- Allaire; Dapogny; Delgado; Michailidis; Nicolas; Pantz; Trabelsi. (s.f.). *Shape Optimization Group at CMAP*. Recuperado el 12 de Junio de 2012, de CMAP:
<http://www.cmap.polytechnique.fr/~optopo/index.php?lang=en>
- Bendsoe, M., & O., S. (2004). *Topology Optimization Theory, Methods and Applications*. Alemania: Springer.
- Bhatti, M. A. (2006). *Advanced topics in finite element analysis of structures*. United States of America: John Wiley & Sons, INC.
- Bresler, B., Lin, T., & Scalzi, J. (1970). *Diseño de estructuras de acero*. México: John Wiley & Sons, Inc.
- Camacho, F. A. (2011). Grupo de diseño mecánico óptimo : diseño conceptual de un vehículo eléctrico de reparto, modelado como un monocasco. México, UNAM.
- Chan, C.-M., & Wong, K.-M. (14 de Agosto de 2007). Structural topology and element sizing design optimisation of tall steel frameworks using a hybrid OC-GA method. *Springer*, págs. 473-488.
- De Solminihac, T. H., & Thenoux, Z. G. (2002). *Procesos y técnicas de construcción*. México: Alfaomega.
- Gere, J., & Goodno, B. (2009). *Mecánica de Materiales*. México: Cengage Learning.
- Gonzalez, O. M. (2002). *Análisis Estructural*. México: Editorial Limusa.
- Hernández, S. (1990). *Metodos de diseño óptimo de estructuras*. España: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- Inc. Altair Engineering. (s.f.). *RADIOSS, MotionSolve, and OptiStruct*. Recuperado el 23 de Agosto de 2012, de Altair HyperWorks Help Solvers: <http://www.altairhyperworks.com/hwhelp/Altair/hw11.0/help/hwsolvers/hwsolvers.aspx>
- Li, Q., Steven, G., & Xie, Y. (2001). A simple checkerboard suppression algorithm for evolutionary structural optimization. *Struct Multidisc Optim* 22, 230-239.
- López, F. (2011). Optimización estructural evolutiva : desarrollo de una aplicación de cómputo para el diseño óptimo de elementos bajo esfuerzo plano. Tesis de Licenciatura en Ingeniería Mecánica. México, UNAM.
- Love, A. E. (1888). On the small free vibrations and deformations of elastic shells, *Philosophical trans*. London: Royal Society.
- Lozano, D. (2010). Optimización estructural evolutiva : diseño de cavidades internas en elementos planos. Tesis de Licenciatura en Ingeniería Mecánica. México, UNAM.
- MacGinley, T. (1997). *Steel Structures Practical design studies*. Great Britain: E & FN Spon.
- Martinez, P. J. (2003). *Diseño óptimo simultaneo de topología y geometría de estructuras articuladas mediante técnicas de crecimiento*. Cartagena: Universidad Politécnica de Cartagena.
- Meli, R. (2008). *Diseño Estructural*. México: Limusa.
- Mestas, M. D. (2010). Optimización estructural evolutiva : desarrollo de una aplicación de cómputo para el diseño óptimo de elementos bajo deformación plana. Tesis de Licenciatura en Ingeniería Mecánica. México, UNAM.



- Querin, O. (1997). *Evolutionary Structural Optimization: Stress Based Formulation and Implementation*. Australia.
- Rolón, J. C. (Agosto de 2006). *DR. JULIO CESAR ROLON AGUILAR*. Recuperado el 7 de Junio de 2012, de http://fians.uat.edu.mx/catedraticos/jrolon/de_structural/CAPITULO%20II.pdf
- Sandoval, J. L. (2010). Optimización estructural evolutiva : diseño óptimo de estructuras tipo cascarón (Shell structures). Tesis de Licenciatura en Ingeniería Mecánica. México, UNAM.
- Ugural, A., & Fenster, S. (1987). *Advanced Strength and Applied Elasticity*. Prentice Hall.
- Velázquez, F. (2003). Diseño optimo evolutivo de armaduras planas, Tesis de Maestria en Ingeniería Mecánica. México, UNAM.
- Velázquez, F. (2009). Optimización estructural evolutiva : optimización de forma basada en modelado paramétrico y reglas evolutivas, Tesis de Doctorado en Ingeniería Mecánica . México, UNAM.
- Xie, Y., & Steven, G. (1997). *Evolutionary Structural Optimization*. Great Britain: Springer.
- Xie, Y., Zuo, Z., Huang, X., Tang, J., Zhao, B., & Felicetti, P. (2011). Architecture and urban design through Evolutionary Structural Optimization Algorithms. *Algode Tokyo 2011*. Tokyo.
- Zienkiewicz, O., & Taylor, R. (1995). *El método de los elementos finitos*. España: Mc Graw Hill.
- Normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones para el Distrito Federal (6 de Octubre de 2004)*. Tomo II.
- Reglamento de construcción para el Distrito Federal año 2004*.
- (2012). *Manufacturing. The third industrial revolution*. London: The Economist.