



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN**

**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE 3 DIFERENTES ETAPAS
CONSTRUCTIVAS DEL EDIFICIO “CÁRCELES DE LA PERPETUA”**

TESINA

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:
DANIEL ACEVEDO GARCIA**



**DIRECTOR DE TESINA
ABRAHAM ROBERTO SÁNCHEZ RAMÍREZ**



CIUDAD NEZAHUALCÓYOTL, ESTADO DE MÉXICO 2024



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 por brindarme la oportunidad de estudiar la profesión de mi vocación.

A la Facultad de Estudios Superiores Aragón UNAM y los profesores que me transmitieron su conocimiento para adentrarme a lo maravilloso y complejo que es la carrera de Ingeniería Civil y darme la oportunidad en el trayecto de conocer personas que estimo mucho.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por ser el lugar donde pude desarrollarme profesionalmente e interesarme por temas especializados como lo son monumentos históricos y la dinámica estructural.

Al Ingeniero Abraham Roberto Sánchez Ramírez por darme la oportunidad sin dudar de ser mi asesor de tesina y por todos sus consejos y conocimientos brindados, es un profesional admirable.

A mi familia que me acompañó e impulsó a lo largo de mis estudios, mi tía Cira, mis primos Liliana y Ricardo y a mis hermanos Edson, Geizeth y Yessica.

A mi mamá María que siempre me ha apoyado en todos los sentidos a lo largo de mi vida, su sacrificio hizo esto posible, este trabajo es de ambos.

A mi esposa Samanta e hijo Leonardo, han sido un pilar importante en la conclusión de este trabajo, gracias por confiar en todo momento en mí, los amo muchísimo.

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	5
2. OBJETIVOS Y ALCANCES.....	6
3. ANTECEDENTES.....	7
3.1. HISTÓRICO.....	7
4. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL INMUEBLE.....	12
4.1. ESTUDIOS DE EXPLORACIÓN (CALAS).....	12
4.2. CIMENTACIÓN.....	14
4.3. MUROS.....	15
4.4. SISTEMAS DE ENTREPISO Y AZOTEA.....	15
4.5. PATIO.....	15
5. HUNDIMIENTOS.....	18
6. ESTRUCTURA GENERAL.....	20
7. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	22
7.1. BREVE DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.....	22
7.2. CONSTRUCCIÓN DEL MODELO DE ELEMENTO FINITO.....	24
7.3. MATERIALES.....	32
7.4. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA.....	36
7.5. CONDICIONES DE APOYO.....	38
7.6. CRITERIOS SÍSMICOS.....	42
7.7. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	47
7.8. DESCRIPCIÓN GENERAL DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES.....	51
7.9. BAJADAS DE CARGAS.....	54
7.10. FUERZA HORIZONTAL POR MÉTODO ESTÁTICO.....	66
7.11. COMPORTAMIENTOS MODALES.....	68
7.12. CORTANTE BASAL.....	74
7.13. REVISIÓN POR DESPLAZAMIENTO.....	74
7.14. REVISIÓN DE ESFUERZOS.....	79
7.15. REVISIÓN DE ESFUERZOS EN ARCADAS.....	93
7.16. REVISIÓN DE PRESIONES EN SUELO.....	97
8. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	101

9. EJECUCIÓN DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL ELABORADA POR EL II-UNAM.....	102
10. CONCLUSIONES.....	107
11. REFERENCIAS	109

1. INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia se han construido diversas estructuras en todo el mundo, desde los templos de Ggantija en Malta hasta los edificios contemporáneos de más de 100 pisos de altura. La evolución en materiales empleados en la construcción, así como los métodos de construir, han involucrado una serie de estudios a lo largo del tiempo. Asimismo, el desarrollo computacional ha permitido obtener herramientas de ayuda, las cuales logran resultados fiables para definir el comportamiento estructural de diversas obras.

Con la ayuda de estas herramientas computacionales, así como los distintos análisis y la implementación de los códigos de construcción, se han realizado diseños estructurales en periodos extremadamente cortos, tal es el caso del edificio Burj Khalifa, One World Trade Center y muchos otros más en países con un gran potencial económico.

Sin embargo, si se remonta a la construcción de estructuras históricas o como en el caso particular de México en la época colonial, que es todavía más reciente, estas

fueron concebidas en su mayoría por conocimiento empírico, de ensayo y error, o bien en algunos casos con reglas geométricas estudiadas por diversos arquitectos de la época. No obstante, gracias a estas reglas o técnicas de construcción antiguas, aún prevalecen estructuras de piedra monumentales de alto impacto para los ingenieros actuales.

En los siguientes capítulos, se analiza uno de los edificios que conforman al Palacio de la Escuela de Medicina, nombrado “Cárceles de la Perpetua”. Este inmueble mantiene, la mayoría de los elementos estructurales tradicionales de la época colonial, sin embargo, los hundimientos, la constante actividad sísmica de la zona y la falta de mantenimiento, son factores que han mermado la capacidad estructural del inmueble, al grado de comprometer la estabilidad de algunas zonas dentro del edificio.

El Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, elaboró un proyecto estructural donde reforzó gran parte del inmueble, con el fin de reutilizar los espacios, combinando técnicas de construcción contemporáneas y tradicionales. Esta serie de reforzamientos están acompañadas de un análisis estructural profundo, utilizando normativas vigentes y el método de elementos finitos como base de análisis.

2. OBJETIVOS Y ALCANCES

- Estudiar el comportamiento de 3 etapas constructivas del inmueble Cárceles de la Perpetua, elaborando modelos de elementos finitos con el software SAP 2000 V18.01.
- Comparar los resultados obtenidos de los 3 modelos analizados.
- Mostrar las propuestas de reforzamiento estructural elaboradas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, puntualizando la ejecución.

3. ANTECEDENTES

3.1. HISTÓRICO

Con la caída de la gran Tenochtitlan en el año 1521, la Nueva España florece y junto con ello la cultura prehispánica y española inician el proceso de mestizaje, los edificios con reminiscencias renacentistas son cimentados encima de los templos mexicas y la religión deja de ser politeísta.

En el año 1571 se instauró de manera oficial en la Ciudad de México el Tribunal del Santo Oficio, bajo el mando de Pedro de Moya de Contreras, esto con la disposición de combatir la herejía de la nueva colonia. “La fundación de los tribunales inquisitoriales fue de carácter esencialmente político-religioso” (Santos Z., 2000, pág. 23).

Durante el inicio del Tribunal del Santo Oficio, los inquisidores ocuparon las casas pertenecientes a la familia Guerrero, ubicada al oriente de la plaza de Santo Domingo (ver mapa 1). Estos inmuebles fueron adquiridos para que los inquisidores pudieran tener sus aposentos, tribunales y fácil acceso a las cárceles.



Mapa 1. México Tenochtitlan, recuperado (León Portilla & Aguilera, 2016)

A lo largo del tiempo, el inmueble del tribunal evolucionó en distintas etapas arquitectónicas, terminando con las intervenciones de los maestros en arquitectura

en sus respectivos años: Pedro de Arrieta 1695-1758, José Eduardo de Herrera 1739-1758, Lorenzo Rodríguez 1758-1774 y Francisco Antonio Guerra 1774-1792 (Santos Z., 2000).

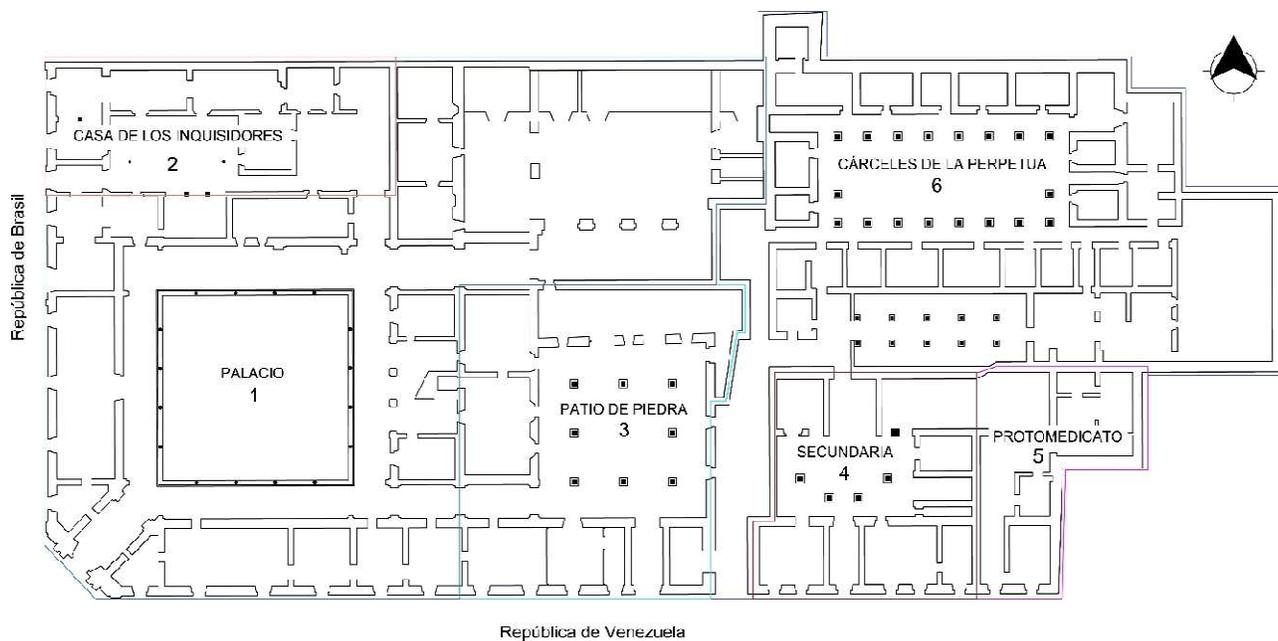
En el año 1813, por decreto de las Cortes de Cádiz, el Tribunal del Santo Oficio terminó en México y fue que, a partir de ese año, el inmueble albergó distintas instituciones, con el paso del tiempo se le dieron diversos usos hasta convertirse en lo que hoy se conoce como Palacio de la Escuela de Medicina, perteneciente a la Facultad de Medicina de la Universidad Nacional Autónoma de México (ver imagen 1).



Imagen 1. *Fachada Principal Palacio de la Escuela de Medicina, UNAM.*

El Palacio de la Escuela de Medicina está conformada por 6 lotes conectados internamente (ver plano 1).

1. Palacio
2. Casa de los inquisidores
3. Patio de piedra
4. Secundaria
5. Protomedicato
6. Cárceles de la Perpetua



Plano 1. Planta. Conjunto Palacio de la Escuela de Medicina.

Una de las construcciones importantes dentro del conjunto del Palacio de la Escuela de Medicina, es el inmueble conocido como “Cárceles de la Perpetua”, ubicada hoy en día sobre República de Venezuela 6. De acuerdo con los archivos, en 1647 se terminaron los trabajos de “las cárceles llamadas de penitenciaría, que constaban de dieciocho celdas, la vivienda del alcaide y el patio con su pila” (Medina, 1952, como se citó en Santos Zertuche, 2000, p. 102). Cabe destacar que las celdas referidas no necesariamente corresponden a las cárceles actuales, sin embargo, son su antecedente directo.

Las cárceles actuales corresponden a la última remodelación realizada por el Santo Oficio, que son las “obras y reparos” realizadas entre 1792 y 1804 (Cortés Rocha, 2019, p. 236), y constaban de una serie de celdas organizadas alrededor de un patio central cuadrangular con sus pasillos perimetrales con arcos y columnas, todo esto en un solo nivel de construcción. Posteriormente se construyó un nivel adicional que a principios del siglo XX se utilizó como vivienda multifamiliar (ver imagen 2), el lote de las cárceles (Venezuela 6) se mantuvo aparte del conjunto del Palacio de Medicina, hasta que en el año de 1977 se unió de nuevo al conjunto. Para ese entonces la estructura presentaba varios deterioros, por lo cual solamente se

adecuaron los espacios para aulas y oficinas de la Facultad de Medicina. Con el paso del tiempo los hundimientos diferenciales, así como, la constante actividad sísmica de la zona del Valle de México, pero sobre todo la falta de mantenimiento y el abandono ocasionaron grandes daños en el inmueble, los cuales provocaron el derrumbe de una de las azoteas de la crujía norte y grietas en distintas zonas del inmueble (ver imagen 3 y 4).



Imagen 2. *Patio de Venezuela 6 en 1939.*

Adaptado de *Foto 5*, expediente de la Casa no. 4 al 10, Archivo Geográfico y Planoteca "Jorge Enciso", INAH.



Imagen 3. *Crujía norte, fotografía tomada en el año 2015.*

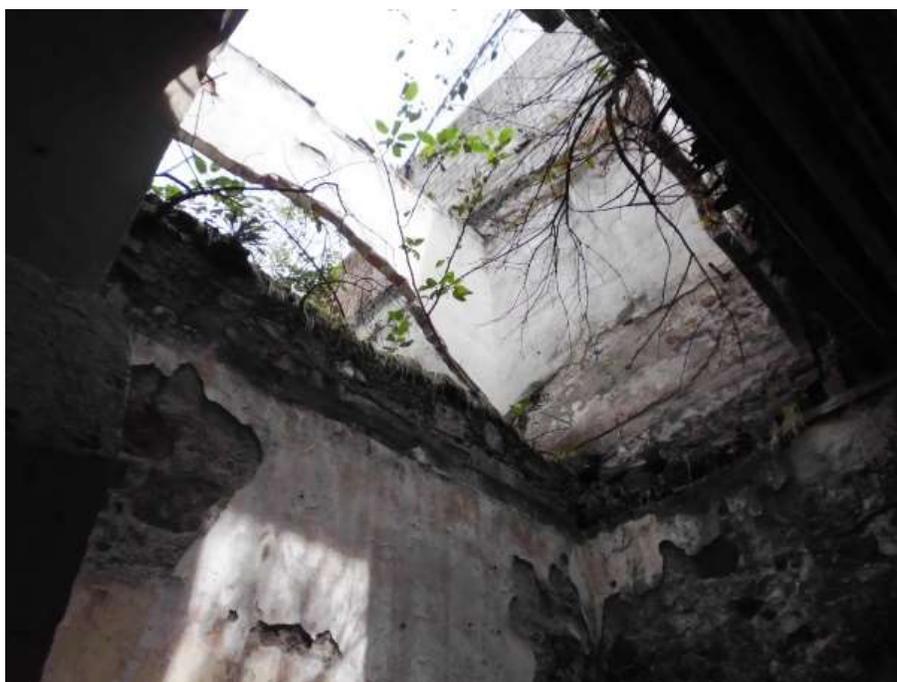


Imagen 4. *Crujía norte, pérdida de entrepiso y azotea con presencia de vegetación. Fotografía tomada en el año 2015.*

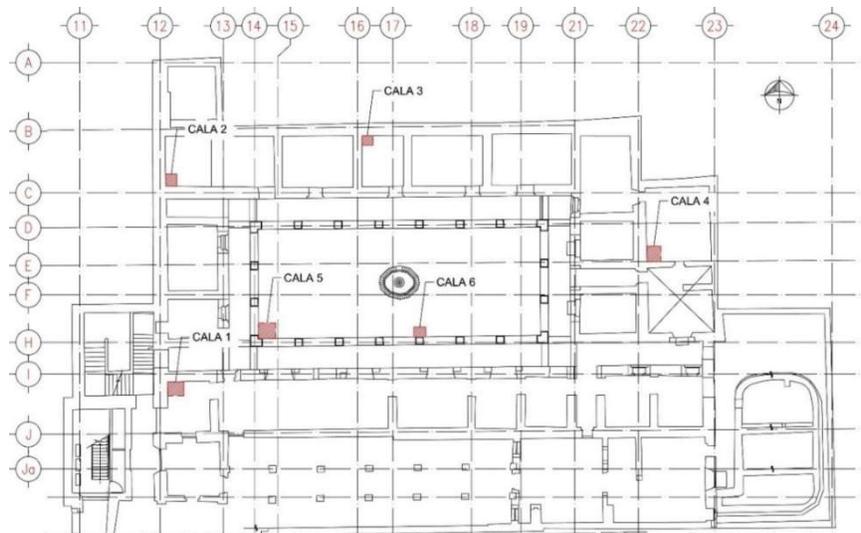
4. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL INMUEBLE

Las Cárceles de la Perpetua tienen una geometría rectangular integrada por locales organizados alrededor de un patio con columnas y arcos, el ancho del inmueble es de 30 metros por 45 metros de largo y se compone de planta baja y planta alta, la altura del edificio está en el orden de los 10 metros.

En el año 2015 la Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional Autónoma de México, comenzó el desarrollo de un proyecto que recuperaría los espacios del inmueble Cárceles de la Perpetua, así mismo, se invitó al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México para desarrollar el proyecto estructural. Durante el desarrollo de este proyecto, el Instituto de Ingeniería realizó estudios de exploración con el fin de conocer los materiales y los componentes del edificio.

4.1. ESTUDIOS DE EXPLORACIÓN (CALAS)

Los estudios de exploración realizados en el año 2015 permitieron conocer las características de los muros, columnas y losas. La ubicación de los estudios realizados se puede observar en el Plano 2. Las calas fueron realizadas en la base de muros y columnas con una profundidad variada, desde 1.50 metros hasta 2.90 metros.



Plano 2. *Planta, ubicación de calas.*



Imagen 5. *Cala 1. Piso de tabique a -2.90 m.*



Imagen 6. *Cala 2. Cimentación a base de piedra de tezontle*



Imagen 7. *Cala 3. Bóveda conformada con tabique.*



Imagen 8. *Cala 4. Cimentación a base de piedra de tezontle.*



Imagen 9. *Cala 4. Cimentación a base de piedra de tezontle.*

En las imágenes anteriores se pueden apreciar las calas 1 a la 4, donde se muestran las características de la base de los muros, las cuales reflejan la continuidad de los materiales presentes en estos elementos (ver apartado 3.3.1). En la cala 3 se puede observar un sistema de piso formado por tabique rojo, lo cual indica el nivel de piso de alguna etapa de construcción como se muestra más adelante. Las calas posteriores 5 y 6 revelan la configuración de la cimentación de las columnas, las cuales se encuentran conformadas por mampostería de piedra de tezontle de 60 cm x 90 cm desplantadas sobre un piso conformado por piedra.



Imagen 10. *Cala 5. Cimentación de columna esquina* **Imagen 11.** *Cala 5. Cimentación de columna*

4.2. CIMENTACIÓN

Los estudios de exploración mostraron una cimentación constituida de mampostería de piedra de tezontle y piedra braza, los materiales utilizados en este edificio corresponden al auge de la técnica y materiales empleados en los siglos XVI, XVII y XVIII.

En la cala 1, se observa un segundo piso de tabique a una profundidad aproximada de 2.90 metros, y en las calas 2 y 4 se aprecia la continuidad de los muros de la superestructura, a partir de esto, se generó la siguiente hipótesis: la cimentación de los muros pertenece a una zapata corrida con una profundidad de 2.00 metros por

debajo del segundo piso¹, teniendo un nivel de desplante aproximado de 4.90 metros con referencia al nivel de piso terminado, correspondiente al nivel actual². (ver imagen 12).

Por otro lado, la bóveda encontrada en la cala 3, refleja un sistema de piso añadido a tres crujías: oriente, norte y poniente.

4.3. MUROS

La configuración de los muros es variada, en la mayoría de las cuatro crujías se tiene mampostería de tezontle aglutinada con una mezcla de cal-arena sin conocer las proporciones, y en los siguientes casos, hay muros de tabique rojo especialmente en los muros del primer nivel (ver imágenes 12 y 13). El ancho de los muros principales está en el orden de 50 a 100 cm, con una altura variada desde 5.50 metros hasta 11 metros.

4.4. SISTEMAS DE ENTREPISO Y AZOTEA

Estos sistemas estaban constituidos de diferentes materiales, por una parte, el sistema de entrepiso conformado por vigas de concreto y losacero, y en otra, de losa maciza. En la zona de azotea las condiciones no eran distintas, ya que se tenían vigas de concreto y losacero para las crujías oriente y poniente. Para el caso de la crujía norte (ver imagen 12) y sur, estos sistemas ya no existían y se cubría con lámina de asbesto o lámina de policarbonato.

4.5. PATIO

La distribución del patio principal está conformada por columnas y arcos de cantera, desplantados a 1.40 metros del nivel de piso terminado como se observa en las calas 5 y 6, ligadas entre sí con una zapata corrida de mampostería de piedra de tezontle y piedra braza de forma irregular (ver imagen 13).

¹ Según Palladio (1570), "Si se hubiese de fabricar distantes de ríos, pero en terreno blando o movedizo, se deberá cavar hasta lo firme, y tanto cuando pida el grueso de las paredes y el tamaño del edificio" (García Gamallo, 1997, pág. 197).

² La zona donde se construyó el tribunal desde sus inicios se consideró como "suelo 'lagunoso', débil, de poca resistencia y propenso a hundimientos". Además, durante sus múltiples intervenciones se reutilizaban paños de muros y los materiales "con la reflexión de lo que de la antigua [edificación] se pudiese aprovechar" (Santos Zertuche, 2000, págs. 74, 170).

Las columnas están formadas por dos sillares de cantera de 27 cm de ancho x 55 cm de largo y 30 cm de alto, con una junta entre ellas de cal-arena menor a 1 cm, el aparejo (acomodo) de estos sillares van cambiando de forma perpendicular conforme va creciendo la altura de la columna. De igual manera los arcos están constituidos con dovelas trapezoidales de 21 a 23 cm de ancho x 40 cm de largo y 40 cm de alto.

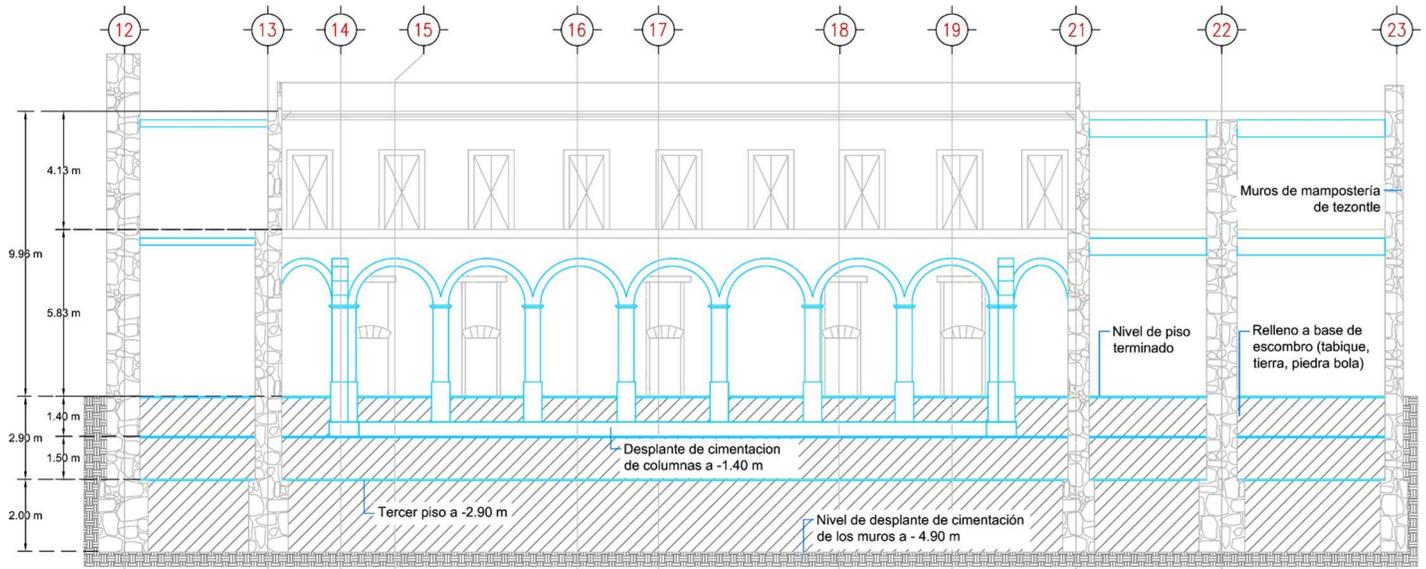


Imagen 12. Locales de crujía norte. Desplante de cimentación de muros.

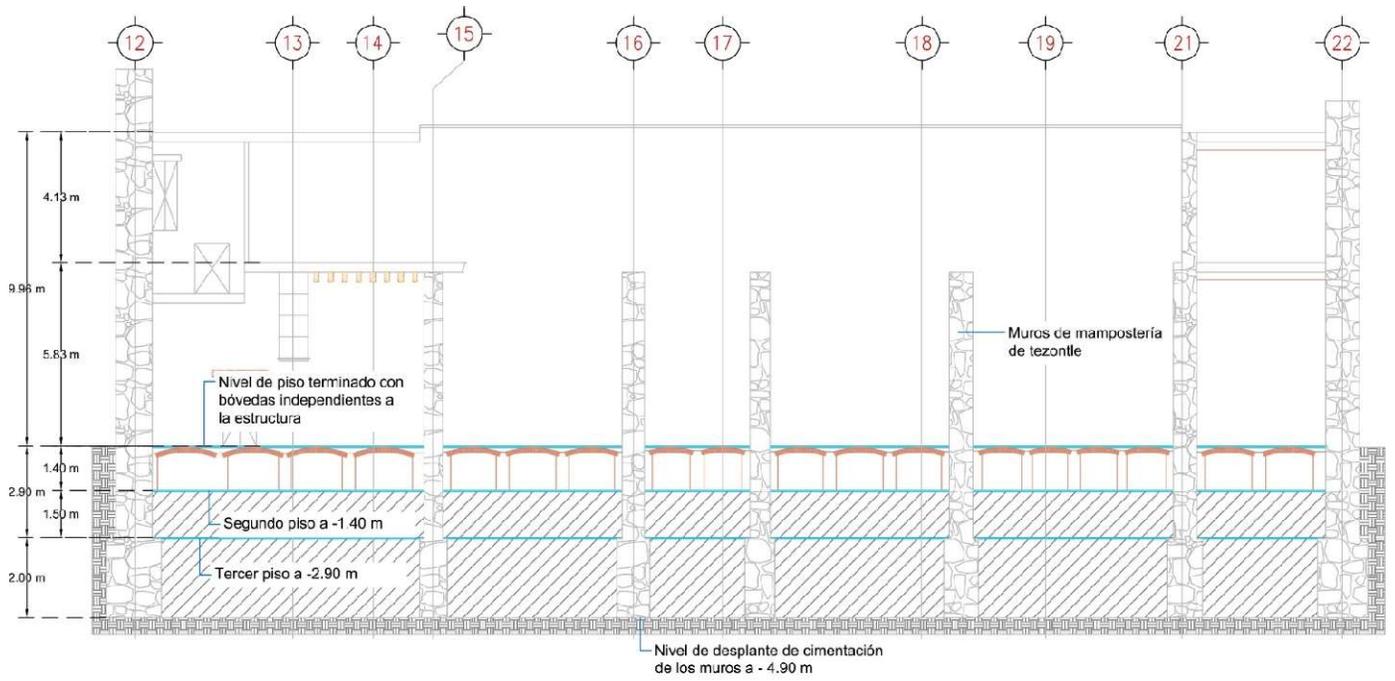
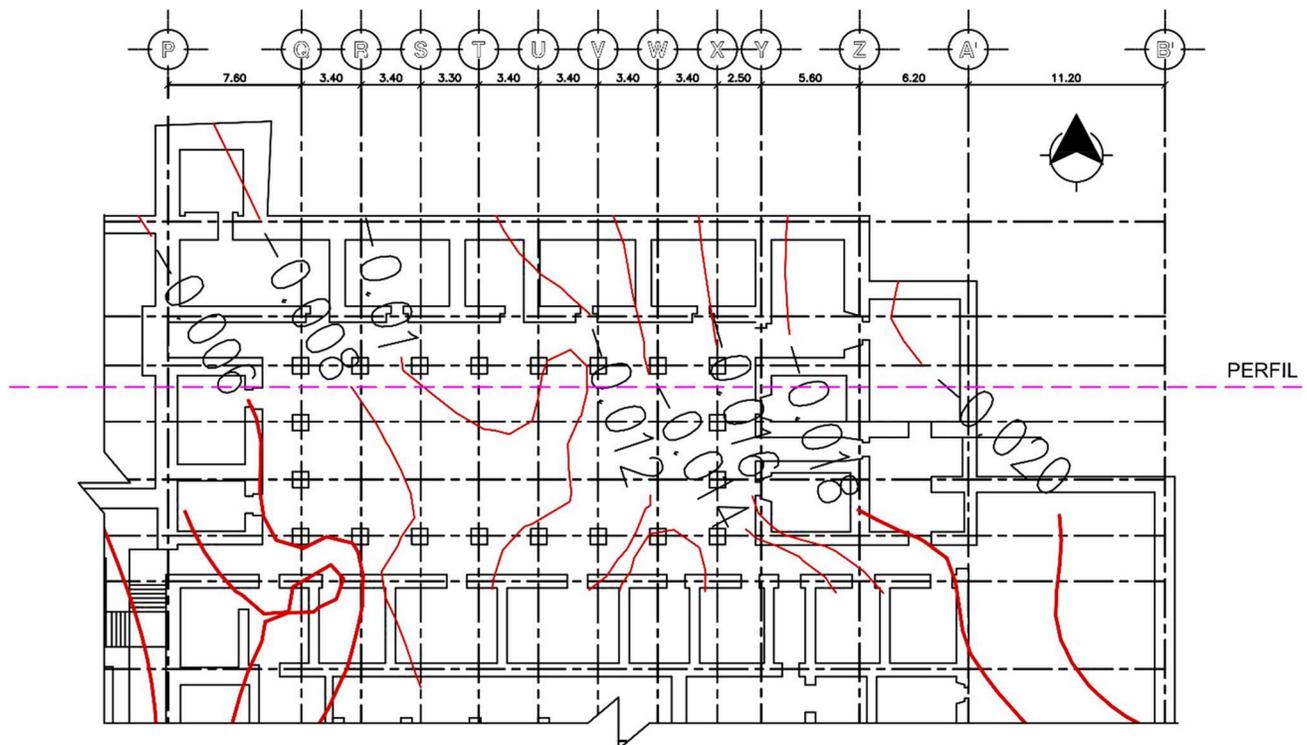


Imagen 13. Alzado longitudinal patio. Desplante de cimentación de muros y columnas.

5. HUNDIMIENTOS

Con el paso del tiempo, diversos edificios ubicados en el valle de México han presentado hundimientos diferenciales debido a la alta compresibilidad del suelo y la explotación de los mantos acuíferos³. El Instituto de Ingeniería ha realizado una constante labor de monitoreo de diversos inmuebles como la Catedral Metropolitana, Palacio Nacional, Palacio de Minería, entre otros, incluyendo el inmueble en estudio, que de acuerdo con las últimas nivelaciones del 2015 la zona nor-oriente presenta mayores hundimientos con respecto a las otras zonas (ver plano 3 e imagen 14).



Plano 3. Planta. Nivelación del periodo 2013 al 2015.

³ En donde las condiciones del subsuelo desde el punto de vista estratigráfico varían muchísimo de un punto a otro de la zona urbanizada. En general aparecen depósitos superficiales arcillosos o limosos, orgánicos, cubriendo arcillas volcánicas muy compresibles que se presentan en espesores muy variables, con intercalación de arenas limosas o limpias, compactas; todo el conjunto yace sobre mantos potentes, predominantemente de arena y grava. Los problemas de capacidad de carga y asentamientos diferenciales pueden ser muy críticos. [...] Hoy el bombeo producido con fines de abastecimientos de aguas para la zona urbana ha producido abatimiento de los niveles piezométricos, en unos casos superior a los 20 m. (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2018, págs. 670, 683).

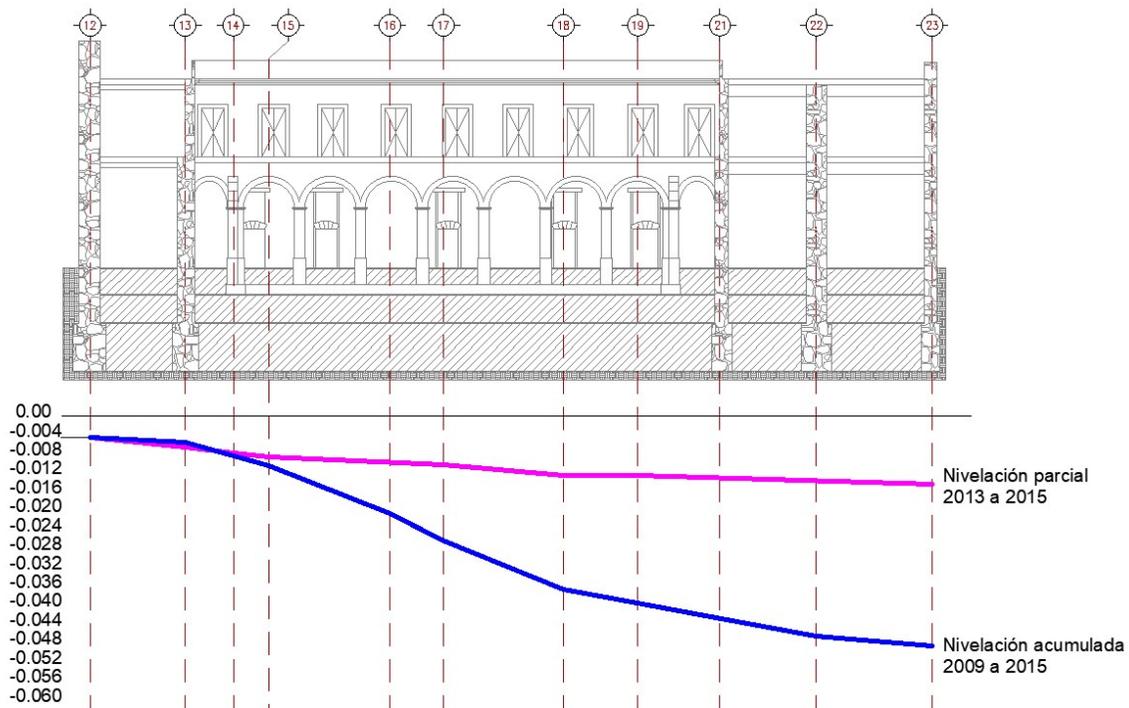


Imagen 14. Perfil realizado con base en las nivelaciones registradas en el periodo del 2009 al 2015. En el edificio de las cárceles se presentan hundimientos diferenciales constantes, como se observa en la imagen 14, la línea superior indica la diferencia de elevaciones en el período 2013 a 2015. Posteriormente, la segunda línea representa la nivelación acumulada desde 2009 a 2015, donde se aprecia una diferencia de hundimiento acumulado en este último periodo. Esta nivelación mostrada no toma en cuenta los hundimientos regionales de la Ciudad de México, ya que la medición toma el valor 0 (cero) arbitrariamente.

6. ESTRUCTURA GENERAL

Con base en la información descrita, se generaron los siguientes esquemas para ilustrar la geometría y el uso de los materiales utilizados en la construcción del inmueble (ver imágenes 15 y 16).

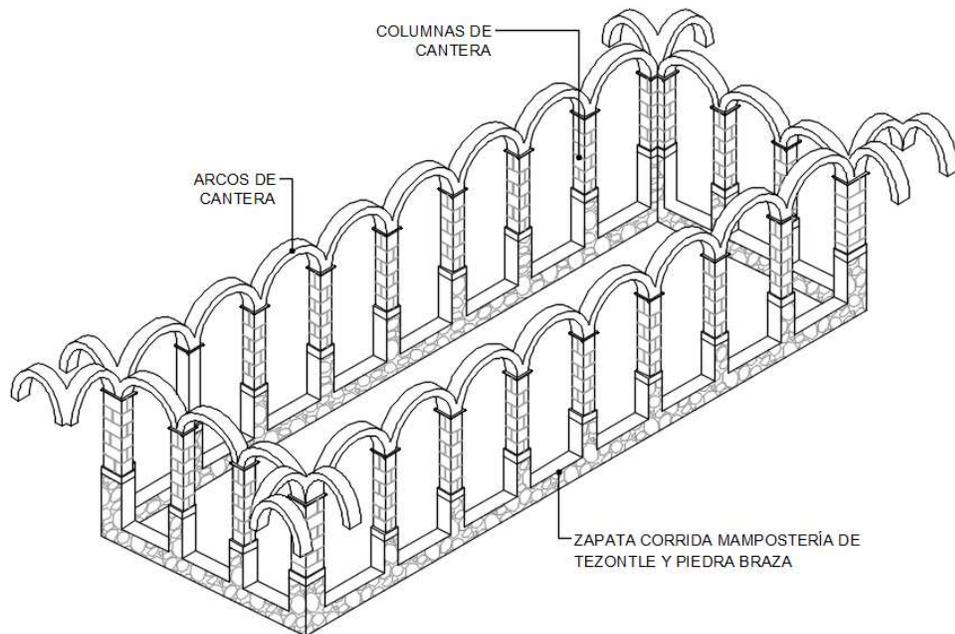


Imagen 15. *Isométrico. Configuración de columnas.*

En la imagen 15 se observa una zapata corrida de mampostería de tezontle y piedra braza de 60 cm de ancho por 45 cm de altura y, encima de ella, secciones de piedra de cantera que forman una base de 60 cm por lado y 100 cm de alto, lo que da origen a la base de las columnas. Sobre ellas están los arcos de tres puntos formados con dovelas de cantera, en las esquinas los arcos son de medio punto empotrados en los muros de tezontle, formando el pasillo superior del inmueble visualizado en la imagen 16. El edificio se compone de cuatro crujías, dos largas (norte y sur) de 44 metros y dos cortas (oriente y poniente) de 33 metros, conformadas en su mayoría con muros de mampostería de tezontle, los sistemas de entrepiso tenían concreto y láminas de distintos materiales.

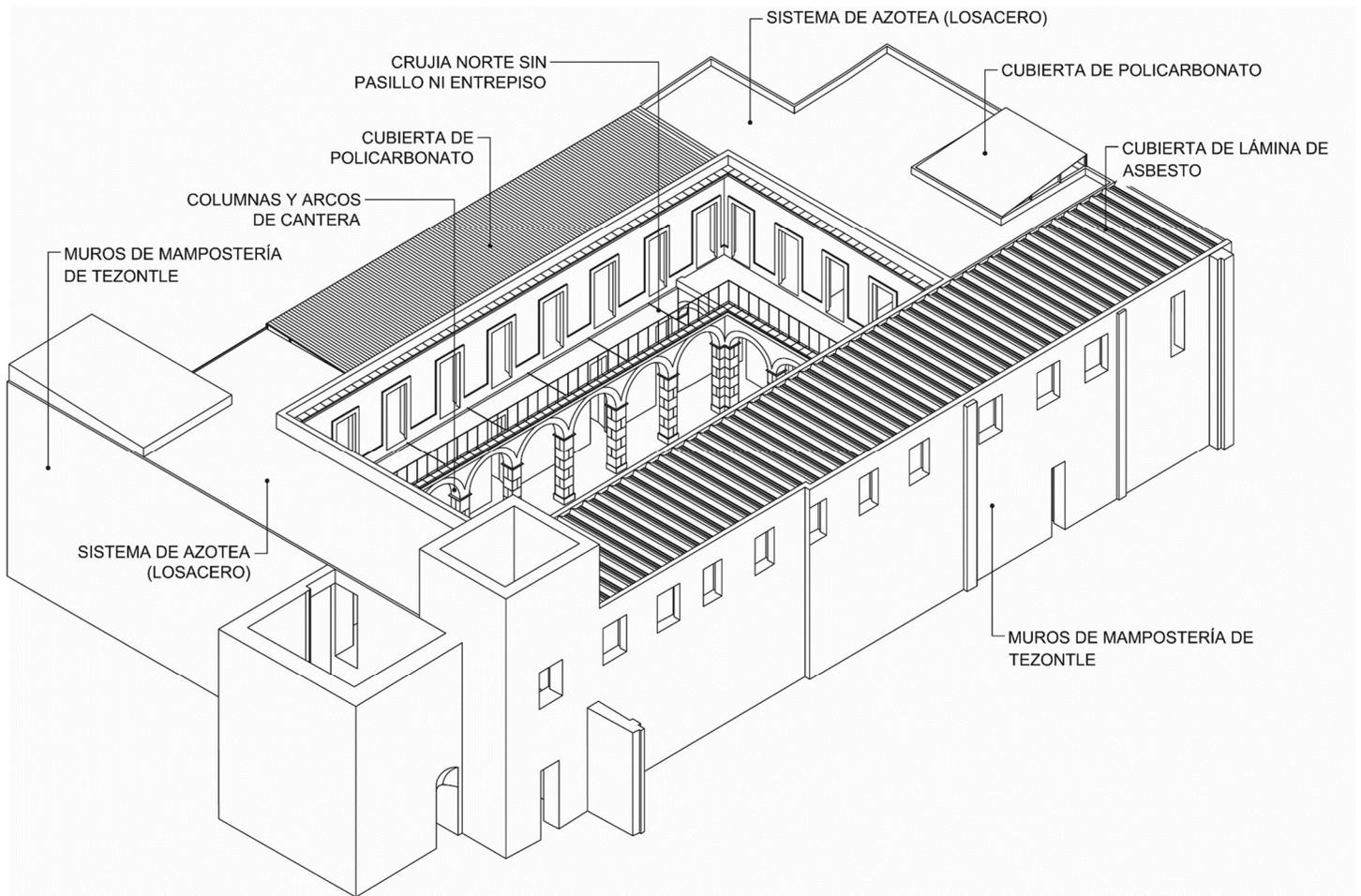


Imagen 16. *Isométrico. Estructura General.*

7. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

7.1. BREVE DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

Para el análisis estructural del edificio de las Cárceles de la Perpetua se empleó el método de elemento finito (FEM por sus siglas en inglés) es un método de aproximación de soluciones utilizando ecuaciones diferenciales parciales. Fue desarrollado en el período de 1950 a 1962, por Turner, Clough, Martin y Topp para el análisis estructural de aeronaves (Turner, Clough, & Martin, 1956).

Este método requiere discretizar (dividir) algún dominio o medio continuo, formando elementos más pequeños unidos entre ellos por sus nodos (vértices). “Es aplicable a estructuras de cualquier tipo a base de marcos, problemas planos, estructura formada por placas o cascarones, sólidos, etc.” (De La Colina Martínez & et.al., 2016). (Ver Imagen 17).

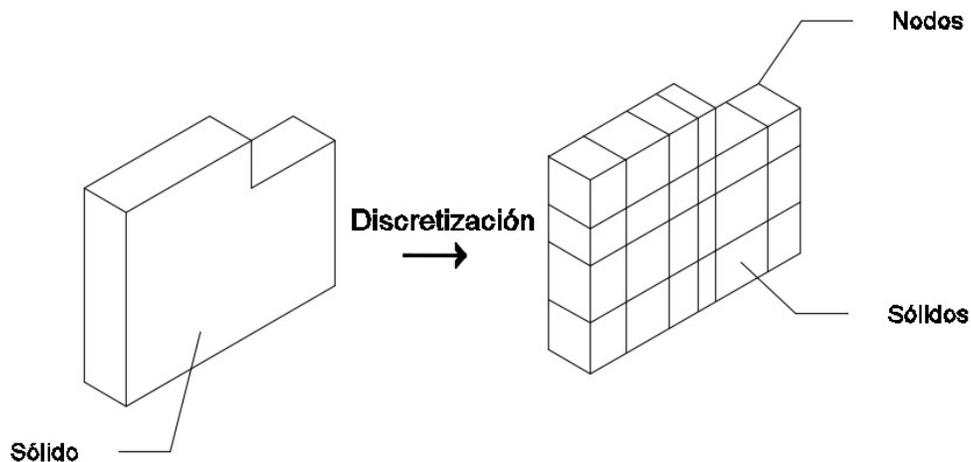


Imagen 17. *Isométrico. Ejemplo de discretización de un modelo analítico.*

El principio del método consiste en analizar cada uno de los elementos discretizados que componen al dominio utilizando ecuaciones lineales finitas en cada nodo como se muestra en la imagen 18, la fuerza y deformación obtenida por cada vértice estará estrechamente relacionada con los grados de libertad del sistema. El comportamiento de cada dominio quedará definido por las soluciones de sus nodos mediante interpolaciones.

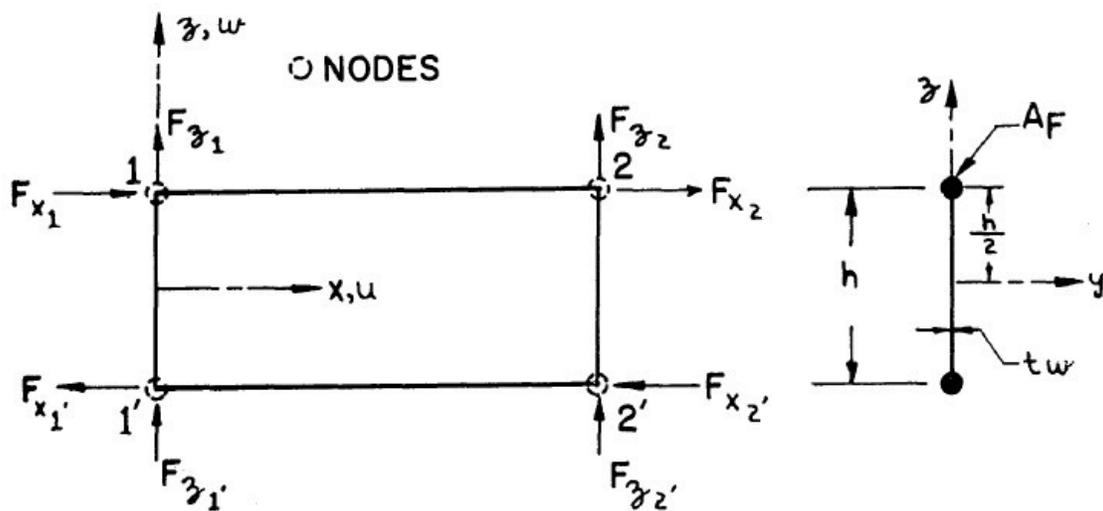


Imagen 18. Segmento de un elemento, interacción de nodos. Adaptado desde Turner & et. al. , 1956.

El número de ecuaciones obtenidas de una discretización de un cuerpo estará estrechamente relacionado con la geometría y el refinamiento de este.

Con la ayuda de las computadoras actuales este método se vuelve eficiente, debido a la solución de gran cantidad de ecuaciones en un tiempo corto comparado con procesos manuales, además, de obtener simulaciones aproximadas de las deformaciones de la estructura para cada caso de carga aplicada, debido a esto, el análisis de elemento finito se vuelve una herramienta adecuada para edificios de grandes dimensiones con geometría irregular siendo el caso del inmueble “Cárceles de la Perpetua”.

El análisis efectuado como parte de este trabajo asume que el material que conforma a los modelos analizados es elásticamente lineal y que los elementos son continuos, estas consideraciones no son totalmente ciertas en estructuras de mampostería ya que el material no es capaz de desarrollar una deformación grande sin agrietarse, lo que genera discontinuidad en el material. No obstante, el método simula el comportamiento global mostrando zonas de tensión o compresión que pudieran sobrepasar la resistencia de las propiedades mecánicas de estos materiales.

7.2. CONSTRUCCIÓN DEL MODELO DE ELEMENTO FINITO

Derivado de los cambios estructurales, hundimientos diferenciales y sismos recurrentes que el inmueble “Cárceles de la Perpetua” ha registrado a lo largo de la historia, se generaron tres modelos de elemento finito con el propósito de conocer el comportamiento estructural de cada una de las etapas constructivas importantes.

Estos modelos se realizaron con la ayuda de dos programas de cómputo, SAP 2000 V18.01 y AutoCAD 2016. El primer paso se realizó en el programa AutoCAD, generando un mallado con la función cara en 3D, ajustando las medidas a los anchos requeridos por los elementos estructurales que componen al edificio como se observa en la imagen 19, posteriormente, las caras en 3D se importaron al programa SAP 2000 y se realizó el extruido de los elementos, generando sólidos rectangulares con 6 caras y 8 nodos (ver imagen 20).

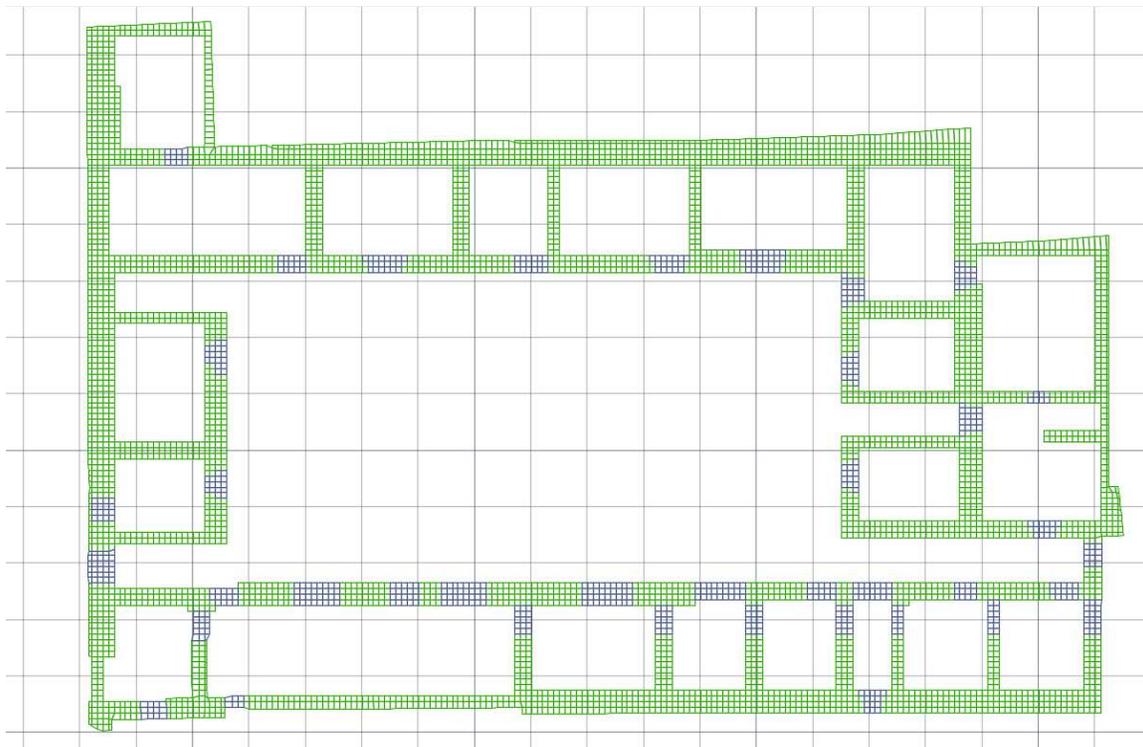


Imagen 19. Mallado de muros en programa AutoCAD 2016.

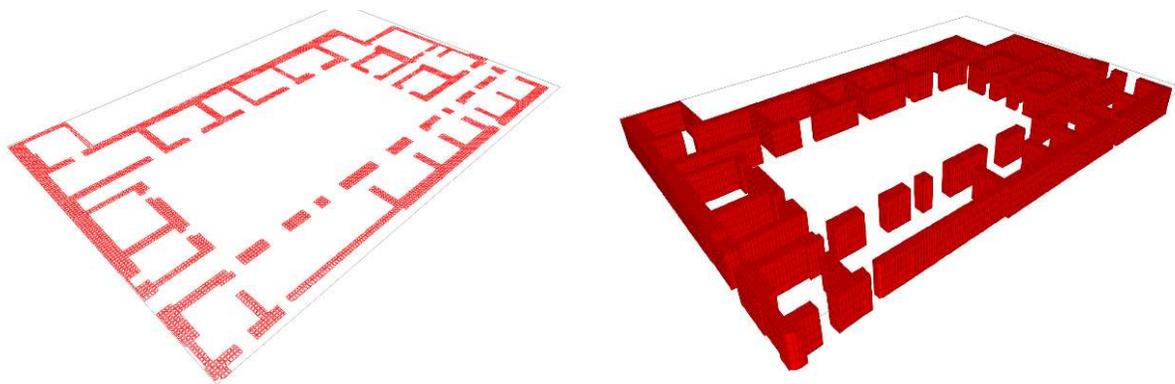


Imagen 20. *Extrusión del mallado en SAP 2000.*

La geometría básica para los elementos muros, columnas y arcos, se configuró de la siguiente manera: son sólidos de 25 cm x 25 cm, para algunos casos se utilizó una relación de aspecto máxima de 1:2; para el caso de los sistemas de azotea o entepiso, los sólidos se consideraron de forma distinta para cada uno de los siguientes modelos.

a) Modelo I

El primer modelo está constituido de un nivel con muros de mampostería de tezontle y un sistema de azotea (terrado⁴) con vigas de madera, tablones, capa de tierra compactada y tabique (ver imagen 21). La estructura básica del modelo correspondió a las cárceles de principios del siglo XVI.

⁴ En los primeros años del siglo XVI las casas se techaban usando tejamanil “*techan las casas con pequeñas tejas de madera, algo más largo de las normales, planas y del grueso de un dedo, se clavan a las vigas con la inclinación adecuada para que corra el agua... Duran de 10 a 12 años y están hechos de una clase de pino que se dan en Michoacán, que se corta fácilmente y muy derecho...*” (Kubler, 1948, como se citó en Rangel G. 2004, pág. 30).

“Sin embargo las cubiertas más frecuentes fueron las de terrado [...] sobre vigas de madera, este sistema de piso tenía las funciones de proporcionar aislamiento térmico y dar las pendientes necesarias al desagüe de los techos” (Rangel González, 2004, págs. 30-31)

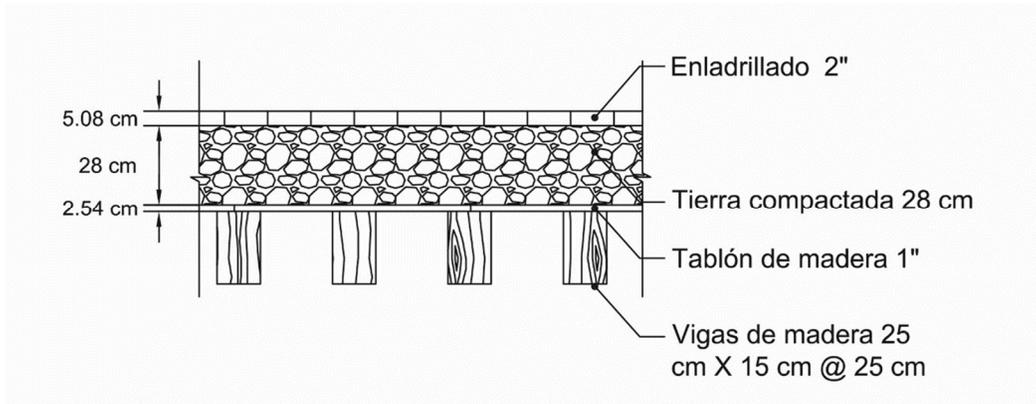


Imagen 21. Sistema de techo, Terrado

Para obtener la idealización de la losa fue necesario respetar las propiedades geométricas de los elementos que la componen. Para el caso de las vigas de madera y el terrado, primero se obtuvo la inercia con la Ec.1, posteriormente se ajustó el peralte de los sólidos con una inercia similar (ver imagen 22) a la geometría existente.

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} \dots\dots\dots Ec.1$$

b: base del elemento (cm)

h: peralte del elemento (cm)

Inercia de las vigas de madera = 19,531.28 cm⁴

Inercia del terrado = 376,617.50 cm⁴

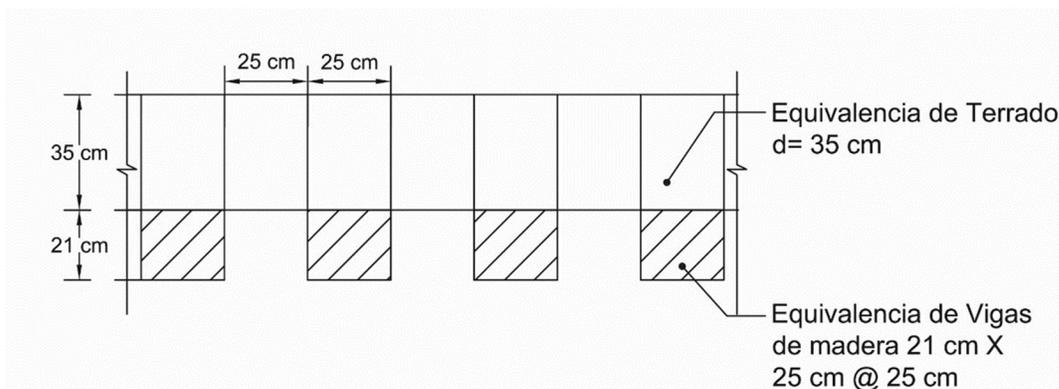


Imagen 22. Idealización de sólidos.

Inercia de sólidos equivalente a las vigas de madera = $19,293.75 \text{ cm}^4$

Inercia de sólidos equivalencia del terrado = $357,291.67 \text{ cm}^4$

Debido a que el terrado tiene distintos materiales, y a manera de simplificar el modelado, se obtuvo el peso unitario por m^2 descrito en la tabla 1. Cabe resaltar que el módulo de elasticidad del terrado no contribuye a la rigidez de entrepiso y esta se encuentra suministrado exclusivamente por las vigas de madera.

Tabla 1. *Peso unitario por m^2 .* pesos volumétricos obtenidos de Meli, 1991.

Materiales	Espesor (m)	Peso volumétrico (t/m^3)	Peso (t/m^2)
Ladrillo rojo	0.05	1.6	0.080
Tierra	0.35	1.6	0.560
Capa de cal	0.015	1.0	0.015
Tablón de madera	0.025	0.9	0.023

$$\Sigma \text{ Peso total del terrado} = 0.680 \text{ t}/\text{m}^2$$

El peso obtenido de la tabla anterior se utilizó para asignarle las propiedades mecánicas a los sólidos idealizados. El primer modelo se realizó con 114,113

sólidos, como se muestra en la imagen 23, misma en la que se logran apreciar las características mencionadas anteriormente.

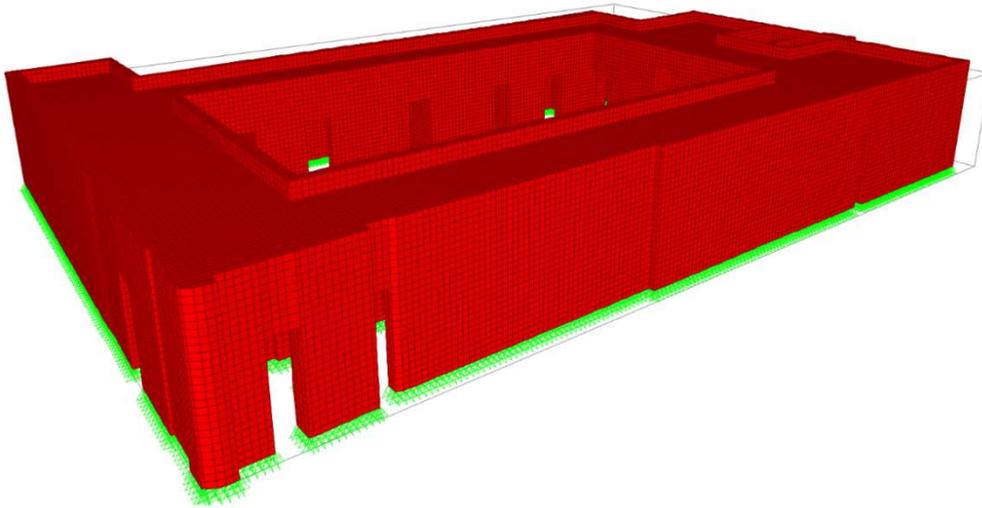


Imagen 23. *Modelo I de elemento finito.*

b) Modelo II

El segundo modelo se realizó con 190,651 sólidos, se siguió el mismo criterio del sistema de entepiso anterior, se añadió otro nivel y se agregaron las columnas con su respectivo pasillo, como se observa en la imagen 24. Este modelo refleja las condiciones de una estructura a principios del siglo XIX, donde su uso principal fue como vivienda multifamiliar.

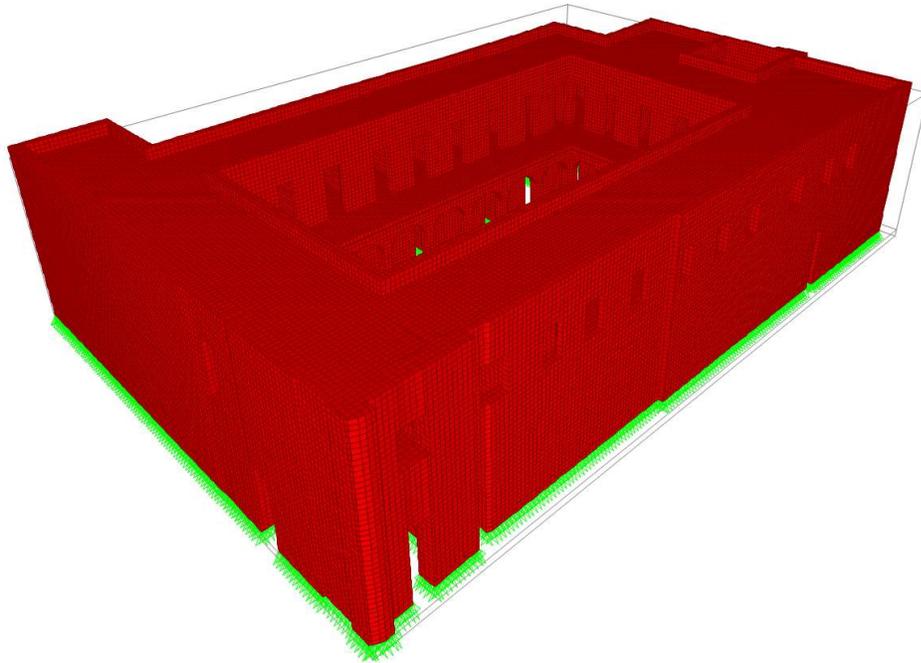


Imagen 24. Modelo II de elemento finito.

c) Modelo III

El último modelo mantiene las mismas características de los sólidos descritos en los modelos anteriores, pero el sistema de entrepiso y azotea se modificó debido a las diferencias de materiales y composición. El sistema de entrepiso y azotea está compuesto por vigas metálicas, losacero y capa de compresión como se muestra en la imagen 25.

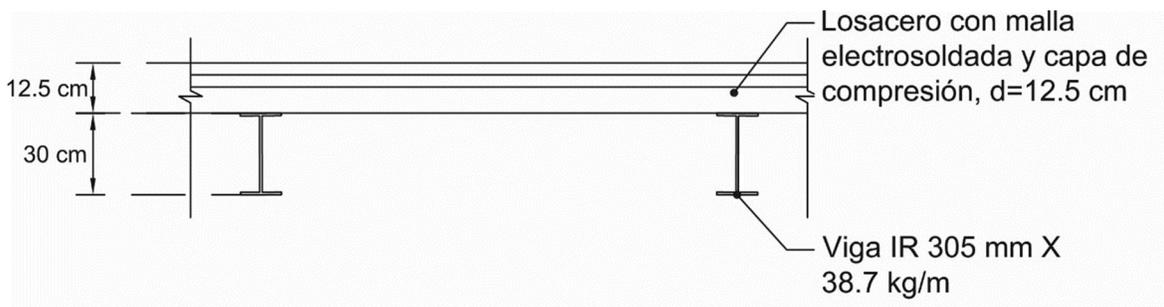


Imagen 25. Sistema de entrepiso a base de vigas metálicas y losa compuesta con losacero y concreto

Para obtener la idealización de los sistemas, se modelaron las vigas metálicas y la losa compuesta a partir de las propiedades geométricas de las vigas IR y de la losa compuesta, las tablas 2 y 3 describen las características de estos elementos.

Tabla 2. *Propiedades Geométricas de viga metálica IR 305 mm x 38.7 kg/m* (Instituto Mexicano de la Construcción, 2014)

Área (cm ²)	49.4
Inercia IX (cm ⁴)	8492
Módulo de Sección SX (cm ³)	548
Módulo de Sección plástica ZX (cm ³)	610
Radio de giro rX (cm)	13.1
Inercia IY (cm ⁴)	720
Módulo de Sección SY (cm ³)	88
Módulo de Sección plástica ZY (cm ³)	134
Radio de giro rY (cm)	3.8

Tabla 3. *Propiedades geométricas losacero, capa de compresión y sección compuesta*

Losacero cal. 18	
Espesor (mm)	1.214
Área (cm ² /m)	13.40
Peso (kg/m ²)	11.96
Inercia X (cm ⁴)	114.63
Capa de compresión	
Espesor (mm)	125
Área (cm ² /m)	876.15
Losa compuesta	
Inercia X (cm ⁴)	13,346.78
Área (cm ²)	889.55

Como se mencionó, los sólidos idealizados deben mantener las mismas características de los elementos reales, por lo que las inercias se mantuvieron similar a los elementos estructurales mostrados anteriormente para este modelo (ver imagen 26).

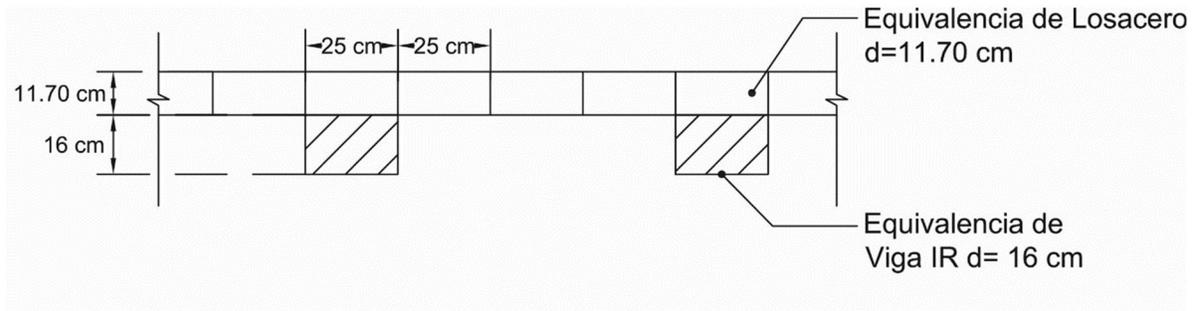


Imagen 26. *Equivalencia del sistema de entepiso a base de vigas metálicas y losa compuesta con losacero y concreto en sólidos.*

Debido a que todos los sólidos deben estar conectados por sus nodos, la geometría de la viga y losa estaba condicionada por la característica de los sólidos de los muros, por lo tanto, la idealización de estos elementos se compone con una base de 25 cm como se observa en la imagen 26. Las características de estos sólidos tratan de mantener las mismas propiedades geométricas reales, sin embargo, no se consiguió debido a una discretización muy compleja, esto se puede observar muy claramente en la idealización de la viga IR: la inercia equivalente en la dirección “X” se obtiene modificando gradualmente la altura con la misma base, pero para el caso de la inercia equivalente en la dirección “Y”, la medida de la base no se puede modificar debido a la geometría ya establecida de los sólidos de los muros.

Para este modelo, se incluyó una viga de arrastre perimetral de 25 cm x 25 cm, compuesta de concreto reforzado, por lo que la idealización de este elemento se mantuvo con las medidas de los sólidos de los muros, pero con las propiedades mecánicas correspondientes. En la imagen 27 se aprecia el modelo III realizado con 191,630 sólidos y que corresponde a la restauración del inmueble del año 2017.

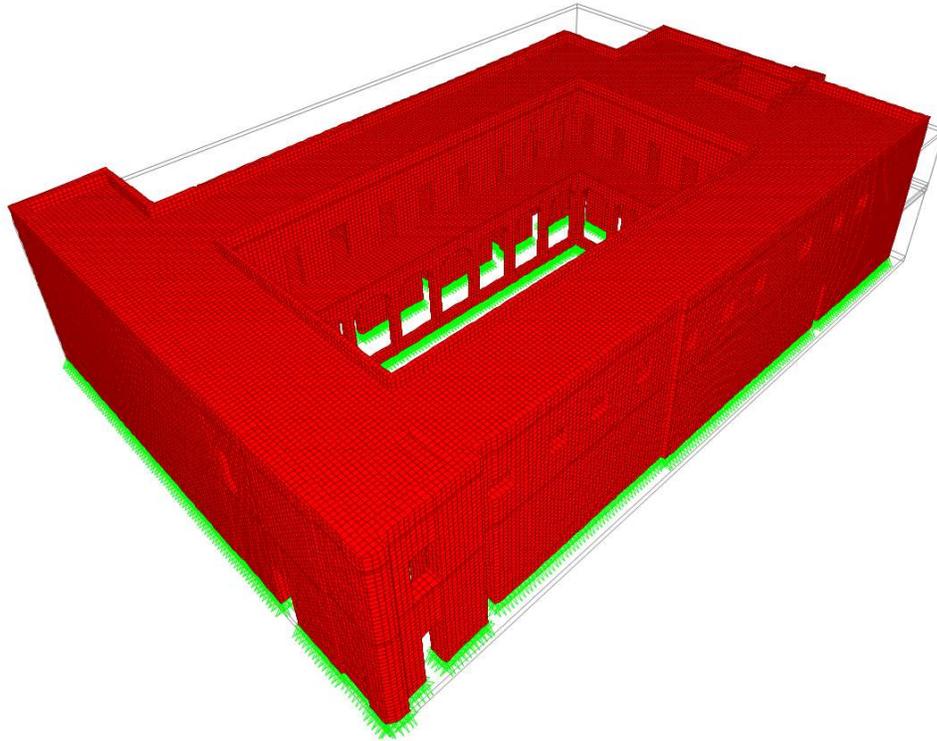


Imagen 27. *Modelo III. Geometría de sólidos.*

7.3. MATERIALES

Los materiales utilizados en la construcción de los edificios en la época colonial fueron “en primer lugar la piedra, proveniente de demoliciones de los edificios prehispánicos y de canteras cercanas, siendo el tezontle. Por su ligereza, adherencia y resistencia al deterioro producido por la humedad, la roca de mayor uso” (González A., Hueytletl T., Pérez M., & et.al., 1988).

En la mayoría de los inmuebles históricos, los materiales considerados no son homogéneos, es decir, los elementos estructurales que los componen pueden contener diversos tipos de piedra en su estructura, por lo cual, es indispensable asociar las características de estos a diversos estudios que permitan tener un acercamiento claro de sus propiedades mecánicas, justo como se muestran en la tabla 4 y 5, donde se observan algunas propiedades de los materiales estudiados. Es importante resaltar que estos valores encontrados son una aproximación a las características mecánicas de los materiales utilizados en este inmueble.

El Instituto de Ingeniería de la UNAM ha realizado diversos ensayos de materiales donde se han podido observar variantes con respecto a otros valores encontrados en la literatura. En la tabla 6 se muestra una prueba realizada por Sánchez y Meli (1991), donde se aprecia la variación de la mampostería de tezontle por compresión diagonal.

Tabla 4. *Propiedades mecánicas de los materiales* (Meli P., Ingeniería Estructural de los edificios Históricos, 1998).

Materiales	Peso volumétrico (t/m ³)	Resistencia a compresión (kg/cm ²)	Resistencia a cortante (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad (kg/cm ²)
Adobe	1.8	2-5	0.5	3000
Bloques de tepetate con mortero de cal	1.8	5-10	0.5	5000
Ladrillo con mortero de lodo	1.6	5-10	1.0	5000
Ladrillo con mortero de cal	1.6	15-20	2.0	10000
Mampostería de piedra irregular con mortero de cal	2.0	10-15	0.5	5000
Mampostería de piedra de buena calidad	2.0	30	2.0	20000

Tabla 5. *Propiedades mecánicas de algunas piedras usadas en mampostería antigua* (García Gomez, 2007).

Piedra	Densidad (kg/m ³)	Módulo de elasticidad (GPa)	Resistencia a tensión (MPa)	Resistencia a compresión (MPa)
Mármol	2600-2900	50-100	10-20	50.180
Caliza	2000-2600	20-70	25-35	20-200
Chiluca	2000-2600	9.60	2.16	46
Cantera gris	1750-2400	2.64	0.69	6.6

Tabla 6. *Pruebas de compresión simple y compresión diagonal en mampostería de tezontle unida con mortero y cal* (Sánchez y Meli, 1991).

Ensaye	Fm (kg/cm ²)	V máx. (kg/cm ²)	Em (kg/cm ²)	v	V máx.	Vk	Gv máx. (kg/cm ²)	Gk (kg/cm ²)
1	----	4.651	---	----	0.00690	0.0016	674.0	1402.0
2	----	8.210	---	----	0.00122	0.00049	6733.0	8163.0
3	38.5	---	19190.0	0.09002	----	---	---	8801.0
4	38.1	---	32352.0	0.1930	---	---	---	13559.0
5	29.6	---	12169.0	0.4095	---	---	---	4317.0
6	24.0	---	----	---	---	---	---	---

La diferencia de la resistencia a compresión y tensión descritos en las tablas anteriores se debe principalmente a la geometría de las piedras, la composición y el lugar de origen que son provenientes, ya que “algunas tobas volcánicas pueden llegar a tener resistencias muy bajas” (Meli P., Ingeniería Estructural de los edificios Históricos, 1998)

Los valores asignados a los sólidos de los modelos corresponden a resistencias conservadoras, debido a la variabilidad de las propiedades mecánicas descritas en las tablas anteriores, los valores adoptados se pueden observar en la tabla 7.

Tabla 7. *Tabla de propiedades mecánicas utilizadas en los modelos de elemento finito.*

Material	Peso volumétrico (t/m ³)	f*m (kg/cm ²)	Vm (kg/cm ²)	Tensión (kg/cm ²)	Em (kg/cm ²)
Cantera Gris	2.0	65	---	7	30,000
Mampostería de tezontle	1.6	30	4.0	3.0	20,000
Tabique de barro	1.6	15	3.5	1.0	5,250
Madera	0.9	40	12	4.0	100,000
Acero A-36	7.85	---	1529.57	2530	2,100,000
Concreto f'c=250 kg/cm ²	2.4	250	---	25	221,359

Las propiedades mecánicas de la madera, acero y concreto se obtuvieron de las “Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México”, a partir del 2017 (NTC-Madera, 2017), (NTC-Acero2017) y (NTC-Concreto, 2017).

De acuerdo con los valores de la tabla 7 los elementos como muros, columnas, vigas de madera y vigas metálicas, se les asignó las propiedades que les corresponden, sin embargo, para el caso de los sistemas de entrepiso y azotea se tuvieron que realizar módulos de elasticidad equivalente (E_{eq}), como se muestra a continuación.

Para obtener el módulo de la elasticidad equivalente del sistema de entrepiso de losa compuesta se utiliza la Ec.2, donde se involucra el área y el módulo de elasticidad de cada elemento.

Ec.2

$$E_{eq} = \frac{\text{Área de concreto (cm}^2\text{)} * E_c \left(\frac{kg}{cm^2}\right) + \text{Área de acero (cm}^2\text{)} * E_m \left(\frac{kg}{cm^2}\right)}{\left(1 + \frac{\text{Área de acero}}{\text{Área de concreto}}\right) * \text{Área total de la losa compuesta (cm}^2\text{)}}$$

E_c : Módulo de elasticidad del concreto

E_m : Módulo de elasticidad del acero

Sustituyendo Ec.2

$$E_{eq} = \frac{876.15 \text{ (cm}^2\text{)} * 221,359.43 \left(\frac{kg}{cm^2}\right) + 13.40 \text{ (cm}^2\text{)} * 2,100,000 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)}{\left(1 + \frac{13.40}{876.15}\right) * 889.55 \text{ (cm}^2\text{)}}$$

$$E_{eq} = 245,898.07 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

El módulo de elasticidad obtenido refleja la contribución de los materiales de acuerdo con las áreas de la sección compuesta.

7.4. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA

Las construcciones grandes o pequeñas siempre se encuentran sometidas a fuerzas externas que modifican su estado de equilibrio, no obstante, estas construcciones deben de ser capaz de soportar las cargas gravitacionales y accidentales que interactúan a lo largo de su vida útil.

Estas cargas se dividen en dos apartados, cargas muertas y cargas vivas.

Cargas muertas: son los pesos de todos los elementos constructivos que componen toda obra. Estos elementos tienen una posición permanente y su peso es relativamente el mismo a lo largo del tiempo.

Cargas vivas: son aquellos pesos que se producen por el uso y ocupación de las construcciones, estos pesos sólo se encuentran por un lapso y su magnitud es variable.

Con base en las “Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones” del 2017 de la Ciudad de México, se incluyeron en los modelos aquellas cargas que se asemejaban al uso del inmueble Cárceles de la Perpetua, mismas que se consideraron de la siguiente manera:

Para el modelo I, las cargas vivas unitarias utilizadas fueron de acuerdo con el rubro “h) Azoteas con pendiente no mayor de 5%”, estos valores están indicados en la tabla 8.

Tabla 8. Cargas vivas unitarias, NTC-Criterio y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del 2017.

Destino de piso o cubierta	W(kg/m ²)	Wa(kg/m ²)	Wm(kg/m ²)
h) Azotea con pendiente no mayor de 5%	15	70	100

Donde:

W: carga media, esta carga está reflejada para calcular los asentamientos y la flecha diferida.

Wa: carga instantánea, esta carga considera las acciones de diseño sísmico, viento y contribuciones de cargas más desfavorables.

Wm: carga viva máxima, esta carga se utiliza para el diseño estructural por fuerza gravitacional y asentamiento inmediato en el suelo.

Debido a la similitud de los modelos II y III, las cargas vivas unitarias utilizadas fueron las mismas, esto para poder comparar los modelos siguiendo un mismo criterio, las cargas asignadas corresponden a los rubros “b) Oficinas, despachos y laboratorios” y “h) Azoteas con pendiente no mayor de 5%”, estos valores están indicados en la tabla 9.

Tabla 9. Cargas vivas unitarias, NTC-Criterio y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del 2017.

Destino de piso o cubierta	W(kg/m ²)	Wa(kg/m ²)	Wm(kg/m ²)
c) Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250
h) Azotea con pendiente no mayor de 5%	15	70	100

Es de resaltar que, el análisis realizado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM para el reforzamiento del inmueble consideró una carga mayor a lo indicado en las tablas anteriores.

Para conocer los esfuerzos principales y los desplazamientos del inmueble, los modelos se sometieron a combinaciones de carga, donde se incluyen las cargas muertas, las cargas vivas y las acciones sísmicas descritas en el capítulo 7.5. En la tabla 10 se indican las combinaciones que evidenciarán los esfuerzos principales, por otra parte, en la tabla 11 se observarán los desplazamientos máximos.

Tabla 10. *Combinaciones de carga para conocer los esfuerzos principales.*

# de combinación	Combinación de cargas
1	1.5 (CM+Wm+PP)
2	1.1(CM+Wa+PP+Sx+0.3Sy)
3	1.1(CM+Wa+PP+Sx-0.3Sy)
4	1.1(CM+Wa+PP-Sx+0.3Sy)
5	1.1(CM+Wa+PP-Sx-0.3Sy)
6	1.1(CM+Wa+PP+0.3Sx+Sy)
7	1.1(CM+Wa+PP+0.3Sx-Sy)
8	1.1(CM+Wa+PP-0.3Sx+Sy)
9	1.1(CM+Wa+PP-0.3Sx-Sy)

Tabla 11. *Combinaciones de carga para conocer las deformaciones.*

# de combinación	Combinación de cargas
10	(CM+Wm+PP)
11	(CM+Wa+PP+Sx+0.3Sy)
12	(CM+Wa+PP+Sx-0.3Sy)
13	(CM+Wa+PP-Sx+0.3Sy)
14	(CM+Wa+PP-Sx-0.3Sy)
15	(CM+Wa+PP+0.3Sx+Sy)
16	(CM+Wa+PP+0.3Sx-Sy)
17	(CM+Wa+PP-0.3Sx+Sy)
18	(CM+Wa+PP-0.3Sx-Sy)

Donde:

CM: carga muerta

PP: peso propio

Sx: sismo en dirección X

Sy: sismo en dirección Y

7.5. CONDICIONES DE APOYO

Para obtener un óptimo comportamiento de los modelos se asignaron 2 condiciones de apoyo. La primera condición se determinó con apoyo simple en los nodos, el cual restringe las translaciones en las tres direcciones (X, Y, Z), pero se permiten los giros. La segunda condición de apoyo está contenida en representar el módulo de reacción del suelo a partir de una mecánica de suelos, la representación en el

modelo se hace asignando resortes en la dirección Z y la translación en los ejes X, Y se restringen. Debido a la falta de una mecánica de suelos de la zona donde está desplantado el edificio “Cárceles de la Perpetua” se obtuvo una mecánica de suelos que se realizó para el inmueble Palacio Nacional por parte de la empresa TGC (ver imagen 28).

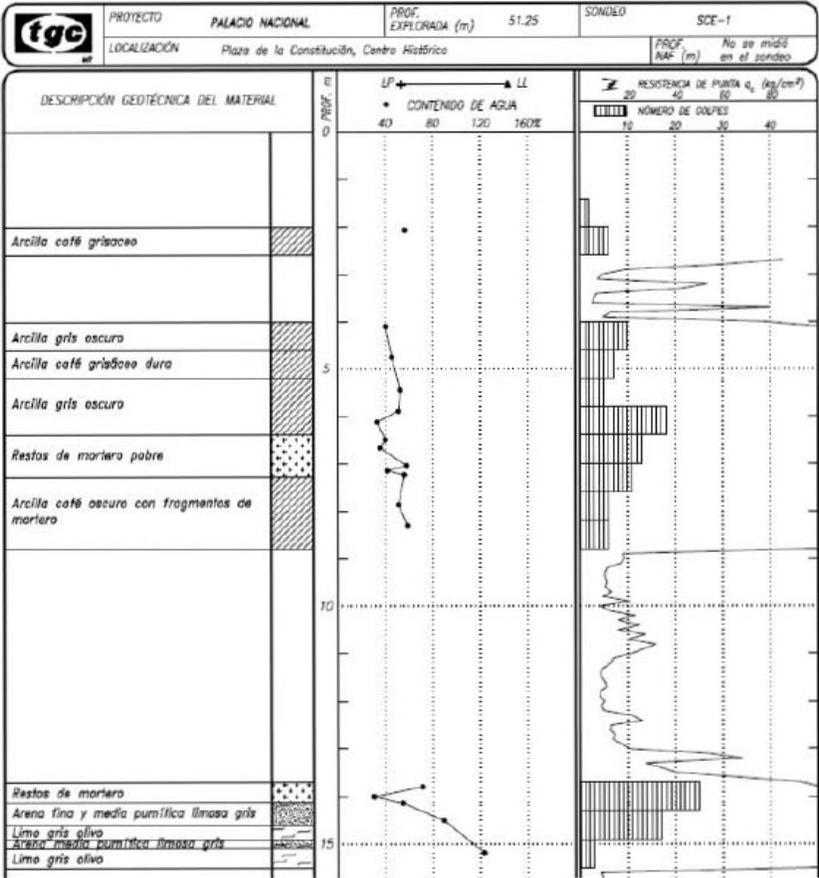


Imagen 28. Evaluación geotécnica de palacio nacional (TGC, 2007), adaptado de (Gómez S., 2016)

En la sección 3.3.1 se menciona que el desplante teórico se encuentra a 4.90 metros y, de acuerdo con esta mecánica de suelos, se observa el número de golpes cuyo valor es de 10. Conforme a la tabla 12 se puede obtener la relación aproximada entre el número de golpes y la resistencia a compresión simple (q_u) de las arcillas, donde aplicando una interpolación lineal se obtiene el valor de 1.28 kg/cm² con consistencia compacta.

Tabla 12. *Tabla de relación de numero de golpes y resistencia a compresión simple.*

# Golpes	Resistencia a compresión simple (kg/cm ²)	Consistencia
0-2	<0.25	Muy Blanda
2-4	0.25-0.50	Blanda
4-8	0.50-1.00	Medianamente
8-15	1.00-2.00	Compacta
15-30	2.00-4.00	Muy Compacta
>30	>4.00	Dura

Con el valor de 1.28 kg/cm² se obtiene el módulo de reacción a partir de los valores indicados en la tabla 13, donde se muestran algunos valores de módulo de elasticidad (Es) y módulo de reacción (Kst) para diferentes tipos de suelo. Acorde al valor obtenido de la resistencia a compresión simple de una arcilla media, e interpolando linealmente los valores de la tabla 13, se obtiene un valor de 2.70 kg/cm³ para Kst.

Tabla 13. *Valores del módulo de elasticidad Es y el módulo de reacción Kst, (Meli P., Diseño Estructural, 2010)*

Tipo de suelo	Es (kg/cm ²)	Kst (kg/cm ³)
Suelo fangoso	11.00 a 33.00	0.50 a 1.50
Arena seca o húmeda, suelta (N, 3 a 9)	0.16H a 0.48H	1.20 a 3.60
Arena seca o húmeda, media (N, 9 a 30)	0.48H a 1.60H	3.60 a 12.00
Arena seca o húmeda, densa (N, 30 a 50)	1.60H a 3.20H	12.00 a 24.00
Grava fina con arena fina	1.07H a 1.33H	8.00 a 10.00
Grava media con arena fina	1.33H a 1.60H	10.00 a 12.00
Grava media con arena gruesa	1.60H a 2.00H	12.00 a 15.00
Grava gruesa con arena gruesa	2.00H a 2.66H	15.00 a 20.00
Grava gruesa firmemente estratigráfica	2.66H a 5.32H	20.00 a 40.00
Arcilla blanda (qu 0.25 a 0.50 kg/cm ²)	15 a 30	0.65 a 1.30
Arcilla media (qu 0.50 a 2.00 kg/cm ²)	30 a 90	1.30 a 4.00
Arcilla compacta (qu 2.00 a 4.00 kg/cm ²)	90 a 180	4.00 a 8.00
Arcilla margosa dura (qu 4.00 a 10.00 kg/cm ²)	180 a 480	8.00 a 21.00
Marga arenosa rígida	480 a 1000	21.00 a 44.00
Arena de miga tosco	500 a 2500	22 a 110
Marga	500 a 50000	22 a 2200
Caliza margosa alterada	3500 a 5000	150 a 220
Caliza sana	20000 a 800000	885 a 36000
Granito meteorizado	700 a 200000	30 a 9000
Granito sano	40000 a 800000	1700 a 3600

El valor obtenido solamente refleja una aproximación del suelo, ya que las propiedades elásticas de suelo, la rigidez y otros factores dependen de las cargas y descargas que sufre a lo largo del tiempo.

En la imagen 29 se aprecia la primera condición de apoyo, seguidamente de la imagen 30 donde se observa la segunda condición de apoyo y por último en la imagen 31 se indican los resortes aplicados.

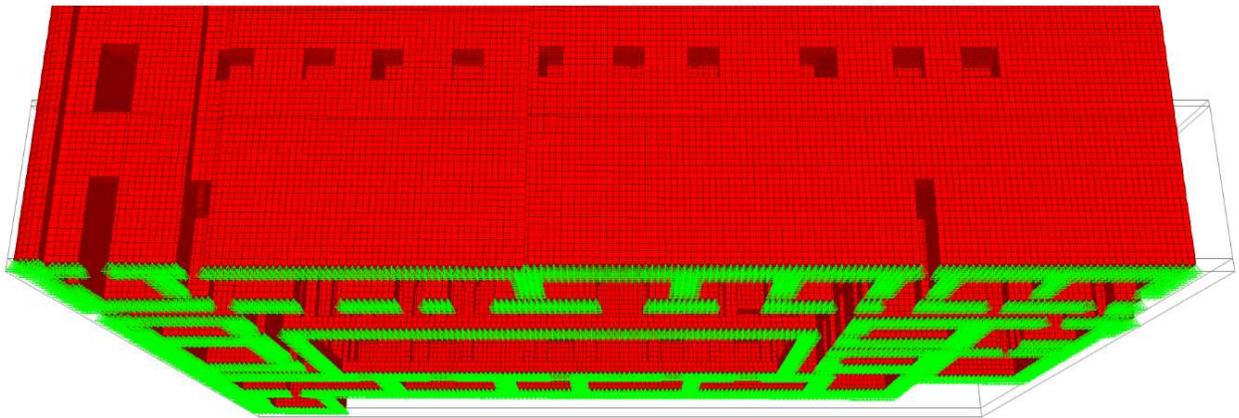


Imagen 29. *Modelo III. Apoyos fijos en cimentación.*

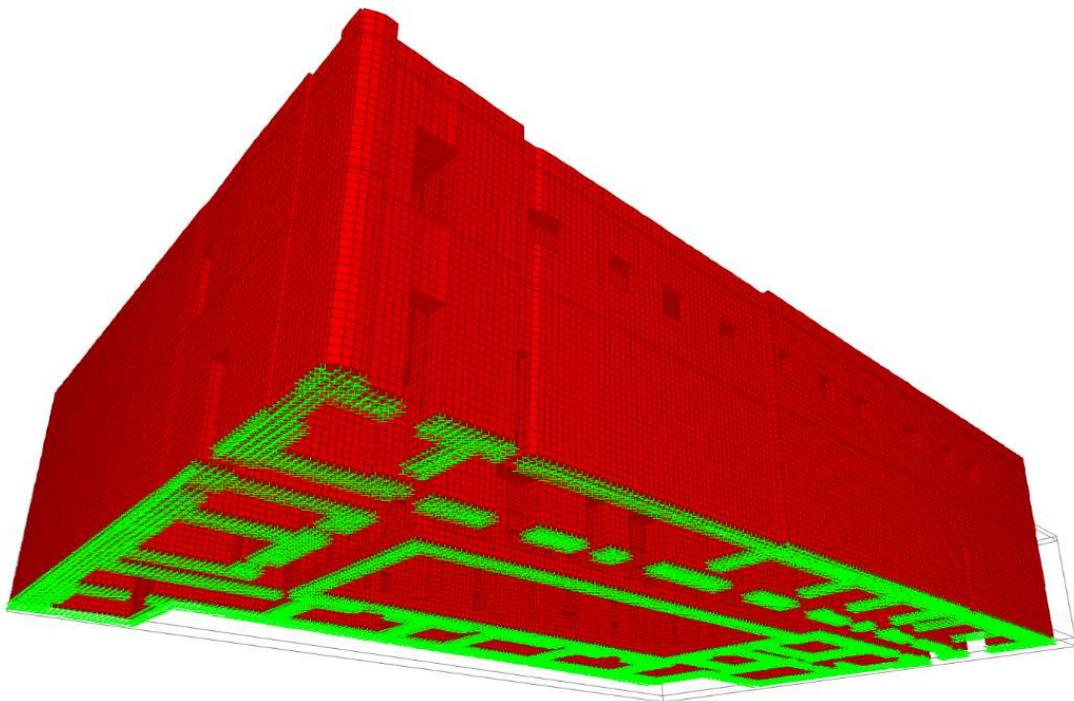


Imagen 30. *Modelo III. Módulo de reacción.*

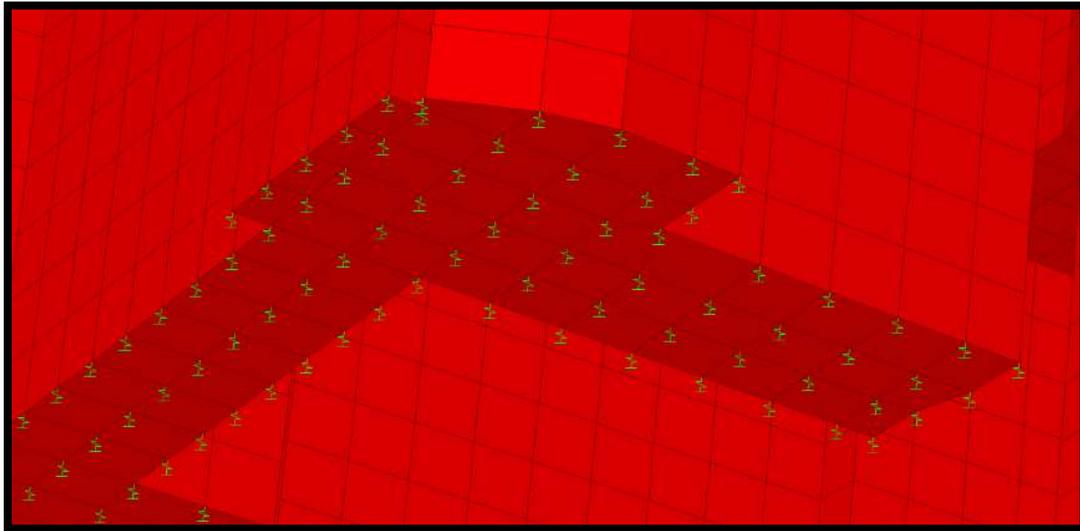


Imagen 31. Modelo III. Módulo de reacción en los nodos de los sólidos.

7.6. CRITERIOS SÍSMICOS

La constante actividad sísmica de la República Mexicana ha generado que los ingenieros estructurales analicen y comprendan el comportamiento de los eventos sísmicos sobre las estructuras, tal es el caso que hoy en día se han elaborado diversas investigaciones que ayudan al interesado a familiarizarse con las interacciones de los embates sísmicos con alguna estructura. El objetivo principal de estudiar y comprender estas interacciones no es otro más que buscar la manera de lograr que todas las estructuras sean capaces de soportar o desarrollar un comportamiento de seguridad adecuado para evitar un colapso, situación que pone en riesgo a la sociedad o a aquellas estructuras de gran valor.

Para tal efecto, se han desarrollado investigaciones que logran obtener las aceleraciones del suelo cuando ocurre un evento sísmico, las fuerzas de aceleración registradas se trazan con respecto a un tiempo determinado del suceso y se desarrolla una gráfica tiempo-aceleración denominada espectro de respuesta.

El desarrollo de un espectro de respuesta sísmico se construye a partir de información recolectada por acelerogramas y osciladores con características de no

amortiguamiento y amortiguamiento sujetos a excitación externa. El oscilador podrá tener un punto fijo o moverse con respecto al suelo con lo cual se logran resultados de aceleración total, relativa, pseudo-aceleración, velocidad y desplazamiento relativos.

Los registros que se obtengan de los acelerogramas y osciladores para diferentes aceleraciones de un grado de libertad se analizan con ayuda de métodos numéricos, completando la relación del valor de respuesta máxima y la frecuencia natural para cada tipo de oscilador. El resultado de este análisis comprende pares de frecuencias naturales con sus respuestas máximas, a lo que, posteriormente, se grafican (ver imagen 32).

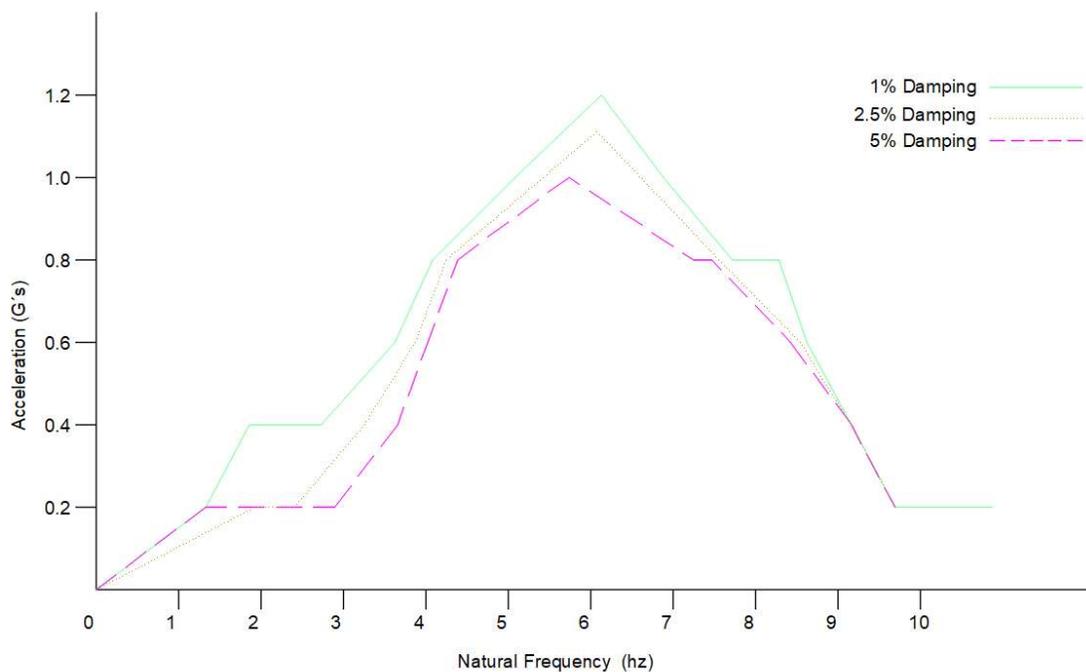


Imagen 32. Gráficas de espectro de respuesta.

Una vez obtenidas los espectros de respuestas del sitio de interés, se realiza la envolvente de los espectros de respuesta para obtener un espectro suavizado, el cual es denominado como espectro de diseño sísmico.

Para la construcción de un espectro de diseño sísmico dentro de la Ciudad de México, la UNAM ha elaborado herramientas dentro de las “Normas Técnicas

Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones” y “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo” de la Ciudad de México del 2017, que permiten la construcción de los espectros de diseño para cada zona de la ciudad y tipo de construcción. Estas herramientas se rigen por diversos factores que modifican el comportamiento del espectro obteniendo un aumento de las aceleraciones en ciertos periodos de tiempo o un decremento de estas, estos factores son comentados en los siguientes párrafos con el fin de comprender con mayor claridad su función dentro del desarrollo del espectro de diseño.

El factor de comportamiento sísmico Q , es un factor de reducción que está determinado a partir de la clasificación de las construcciones. En la tabla 14 se muestran algunos valores de Q incluidos en las NTC-sismo 2017 y la cual se basa en la capacidad del material de deformarse sin que este pierda resistencia.

Tabla 14. Factores de comportamiento sísmico y distorsiones permisibles. Adaptado de Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo, 2017.

Estructuración	Q	$r_{máx}$
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal	2.0	0.010
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas	2.0	0.005
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo horizontal	2.0	0.008
Muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas	1.5	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas hueca reforzadas interiormente	1.5	0.006
Muros diafragma	3	4
Mampostería de piedras natural	1.0	0.002

Como se observa en la tabla 14, la Q más acertada a los modelos realizados es igual a 1, esto por ser mampostería de piedra natural, la cual no es capaz de disipar mucha energía mediante deformaciones, ya que estos materiales presentan daños considerables al deformarse.

El factor de irregularidad está determinado por las condiciones geométricas del edificio, de acuerdo con las NTC-Sismo (2017), la estructura regular tiene un valor de 1, la cual se conforma en todas sus direcciones de una estructura simétrica; la estructura irregular tiene un valor de 0.8 y contempla que, al menos, un lado es simétrico; por último, una estructura muy irregular tiene un valor de 0.7, lo cual su configuración no mantiene simetría. Para obtener el valor que le corresponde a cualquier edificio es importante conocer la geometría de este, así como tomar en

cuenta si cumple con las condiciones establecidas en las normas, para el caso de “Cárceles de la Perpetua” el factor de irregularidad es de 0.7 por no contar con ninguna simetría en sus dos ejes ortogonales.

El factor de importancia se determina de acuerdo con el grupo y subgrupo donde se encuentre la estructura. Para este caso, el factor del edificio es A y el subgrupo es A2, donde su valor está considerado por “una pérdida de materiales de gran valor histórico, legal o cultural: museo monumentos y estructuras que contenga archivos históricos” (Gobierno de la Ciudad de México, 2017), el factor de importancia A2 es igual a 1.3 el cual es multiplicado por las ordenadas espectrales.

Para el factor de corrección por hiperestaticidad se tomará el valor de 1 por ser una estructura de mampostería compuesto por 3 o más crujiás resistentes a fuerzas laterales en ambas direcciones del análisis.

Por último, el factor de sobre resistencia de la estructura, el cual va relacionado con el factor de comportamiento sísmico Q y por el factor de corrección por hiperestaticidad, este valor se determina utilizando la siguiente Ecuación (Ec.3).

$$R = k_1 R_0 + k_2$$

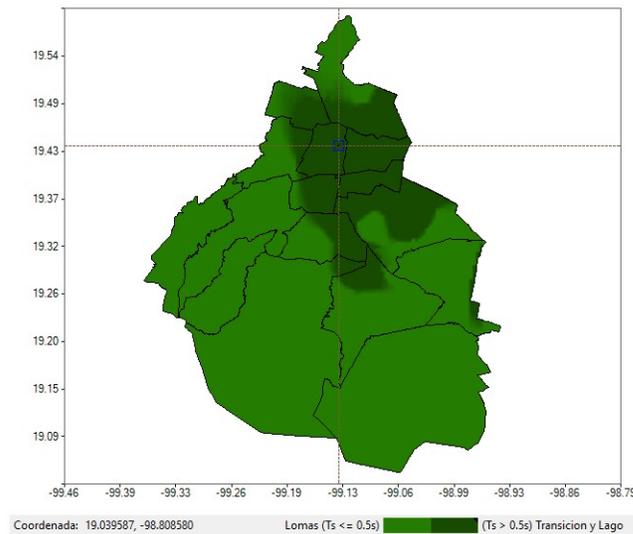
Donde:

$R_0=2$ para estructuras de mampostería con Q menor a 3

$K_1=$ Factor de hiperestaticidad 1

$K_2=$ Es un factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas

DATOS DE SASID	Ts (s)	2.2	F. Importancia	A1	1.3
	a0 (g)	0.311	F. irregularidad	0.7	
	c (g)	1.05	F. sísmico (Q)	1	
	Ta (s)	1.5	F. Hiper	1	
	Tb (s)	2.7			
	k	0.156			
	a máx. (g)	0.917			



Mapa 2. *Parámetros y ubicación de inmueble de acuerdo con las coordenadas. Adaptado de SASID.*

Con base en los factores anteriores, se generó el siguiente espectro de diseño sísmico que se obtuvo a partir de los datos del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID) y el cual es afectado por los factores anteriormente mencionados.

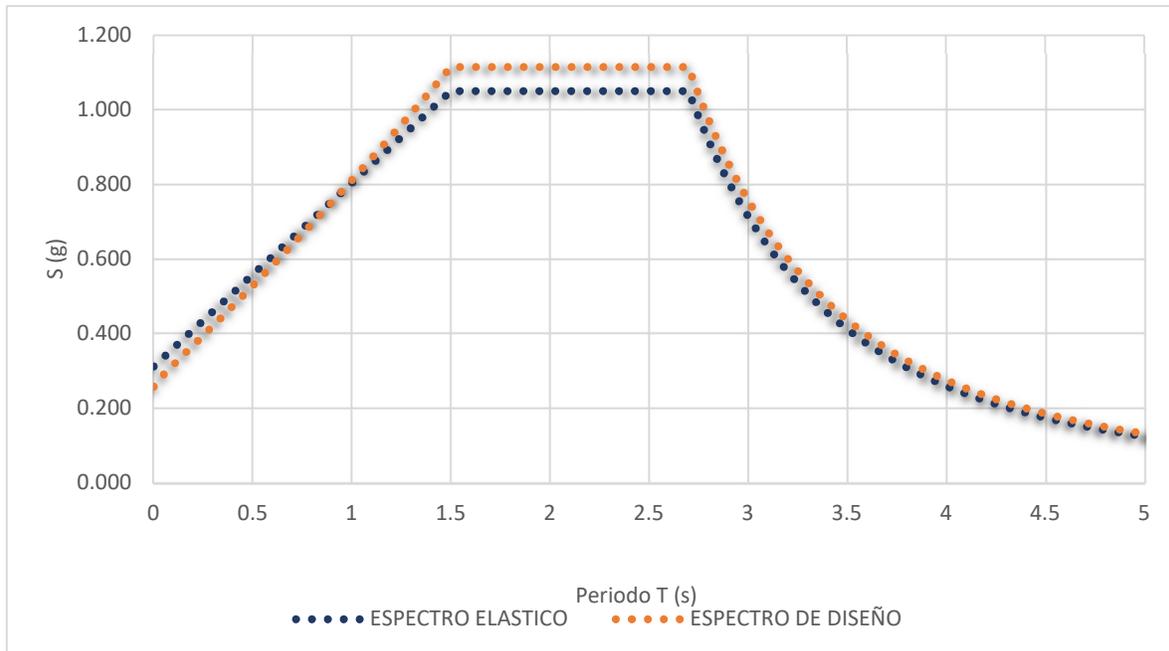


Imagen 33. Espectro de diseños sísmico.

Como se puede observar en la imagen anterior, el espectro de diseño obtenido para este inmueble resultó con un incremento en las ordenadas (S) debido al factor de importancia del inmueble, el cual multiplica 1.3 el espectro elástico.

El espectro de diseño mostrado en la imagen anterior proporciona la máxima aceleración, velocidad y desplazamiento de un sistema de un grado de libertad en un determinado periodo. En la ordenada se observa la aceleración (S) en m/s^2 (g) y en la abscisa se observa el período (t) en segundos.

7.7. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

El análisis modal espectral está determinado por las propiedades de los modos de vibrar de una estructura, la cual se relaciona por los grados de libertad y la rigidez de los materiales que componen a la estructura en estudio.

Para comprender de forma general el análisis se explica brevemente con el siguiente ejemplo.

En un marco de tres niveles sometido a un análisis modal espectral, tendrá como resultado las propiedades dinámicas de la estructura (frecuencia y modos de vibrar).

“La contribución del n -ésimo modo a la respuesta dinámica se obtiene multiplicando

los resultados de dos análisis: (1) el análisis estático de la estructura sujeto a fuerzas externas y (2) análisis dinámico del sistema correspondiente al n -ésimo modo excitado por la función escalar por la aceleración del terreno” (De La Colina Martínez & et.al., 2016). En la imagen 34 se aprecia la descripción del modelo, así como, los 3 primeros modos de vibrar de la estructura.

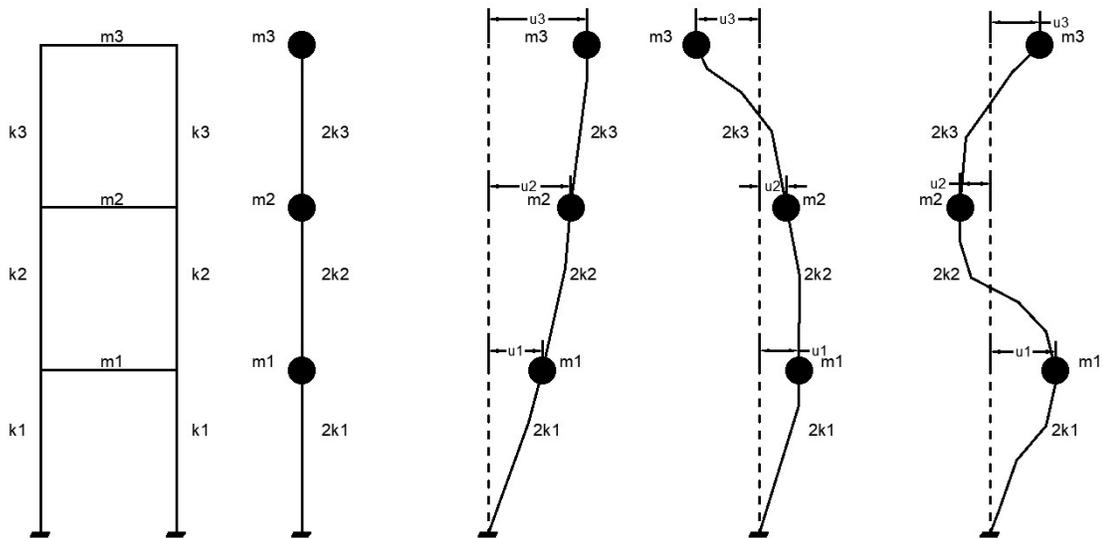


Imagen 34. A) Ejemplo de una estructura de tres niveles con rigidez y masa, b) Primer modo de vibrar de la estructura, c) Segundo modo de vibrar de la estructura, d) Tercer modo de vibrar de la estructura.

Considerando la imagen anterior, se obtiene la matriz de rigidez y de masas.

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}$$

$$K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix}$$

m y K son constantes que se encuentran definidas con la siguiente descripción.

(m) es igual a la masa concentrada del entrepiso que se obtiene a partir de la carga total dividida entre la aceleración de la gravedad.

Ec.4

$$m = \frac{W}{g}$$

(K) es igual a la rigidez que aportan las columnas y esta se puede calcular a partir de la siguiente expresión.

Ec.5

$$K = \sum \frac{12Ec * Ic}{H^3}$$

La ecuación $|K - \omega^2 M| = 0$

Por lo tanto, el ensamble de la matriz es la siguiente

$$\begin{array}{ccc} k1 + k2 - m1\lambda & -k2 & 0 \\ -k2 & k2 + k3 - m2\lambda & -k3 \\ 0 & -k3 & -k3 - m3\lambda \end{array} = 0$$

El desarrollo de la matriz se obtiene una ecuación cúbica, donde λ es igual a la determinante con valor de ω^2 (frecuencia).

La solución de la ecuación cúbica dará los 3 primeros periodos de la estructura, sustituyendo ω en la siguiente ecuación, para este caso se obtendrán 3 valores, ω_1 , ω_2 y ω_3 .

Ec.6

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

Los modos de vibrar se calculan sustituyendo λ por el valor de ω_1 , ω_2 y ω_3 correspondientes en la matriz de ensamble, obteniendo de la solución los desplazamientos por cada nivel, como se muestra a continuación.

Modo 1

$$\begin{array}{ccc} k1 + k2 - m1\omega_1 & -k2 & 0 \\ -k2 & k2 + k3 - m2\omega_1 & -k3 \\ 0 & -k3 & -k3 - m3\omega_1 \end{array} \begin{array}{l} u1 \\ u2 \\ u3 \end{array} = 0$$

Modo 2

$$\begin{matrix} k_1 + k_2 - m_1\omega^2 & -k_2 & 0 & u_1 \\ -k_2 & k_2 + k_3 - m_2\omega^2 & -k_3 & = u_2 \\ 0 & -k_3 & -k_3 - m_3\omega^2 & u_3 \end{matrix}$$

Modo 3

$$\begin{matrix} k_1 + k_2 - m_1\omega^3 & -k_2 & 0 & u_1 \\ -k_2 & k_2 + k_3 - m_2\omega^3 & -k_3 & = u_2 \\ 0 & -k_3 & -k_3 - m_3\omega^3 & u_3 \end{matrix}$$

Al obtener los modos y los desplazamientos del sistema por cada periodo calculado, se deduce, que la suma de los desplazamientos constituye la participación de los modos naturales en un instante, esto está definido por la siguiente operación matricial.

$$U(t) = ZY(t)$$

Donde:

U (t) es igual al vector de desplazamiento relativo a la base de la masa en un instante

Y (t) es igual Vector columna

Z es igual a la matriz modal

Utilizando acelerogramas, se podrá obtener frecuencias ω_j y amortiguamientos que modificarán los desplazamientos por cada modo calculado en función del tiempo.

Con el ejercicio descrito anteriormente, se mostraron gráficamente algunos modos de vibrar de una estructura. Es importante mencionar que estos modos son diferentes para cada estructura, ya que dependen estrechamente de la rigidez y la masa, que a su vez está relacionada con la inercia de la sección y el módulo de elasticidad del material.

De acuerdo con las NTC-Sismo (2017), para obtener un resultado del comportamiento modal espectral fiable, el análisis deberá cumplir con la suma de los pesos efectivos en cada dirección, ya sea mayor o igual al 90 por ciento del peso total de la estructura. Este porcentaje de masa estará condicionado por el número

de interacciones que se realicen en el programa y estará sujeto a la capacidad del procesamiento de información de una computadora.

7.8. DESCRIPCIÓN GENERAL DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES

En un cuerpo cualesquiera que esté sometido a fuerzas externas, sufriría esfuerzo y deformaciones a lo largo de sus ejes tridimensionales (X, Y, Z), los cuales están constituidos por los esfuerzos normales (σ_x , σ_y , σ_z) y los esfuerzos cortantes (T_{xy} , T_{zy} , T_{zx}). Estos seis componentes conforman el estado de esfuerzo de cualquier punto de un cuerpo (ver imagen 35).

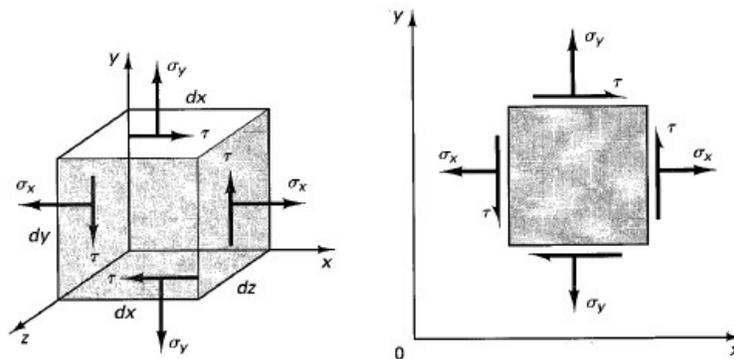


Imagen 35. Esfuerzos de un sólido. Adaptado de Popov, 2000.

Las deformaciones que se presentan durante las acciones de los esfuerzos están definidas por las deformaciones lineales (ϵ_x , ϵ_y , ϵ_z) y las deformaciones angulares (γ_{xy} , γ_{yz} , γ_{zx}), estos componentes constituyen el estado de deformaciones en cualquier punto de un cuerpo (ver imagen 36).

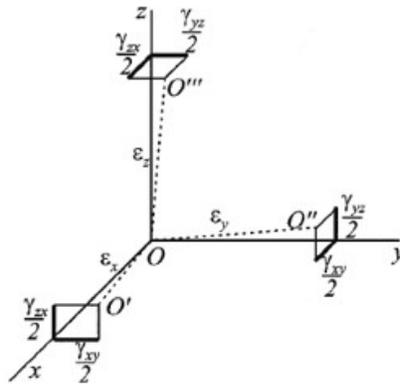


Imagen 36. Esfuerzos de un sólido. Adaptado de Vázquez & López, 2001.

Como se establece en Vázquez & López (2001), cuando el cuerpo es de un material isótropo y linealmente elástico satisface con la *ley de Hooke generalizada*, y es así cuando las deformaciones estarán en función de los esfuerzos a los que se encuentre sometidos.

En un ejemplo básico, si se aplica una fuerza (F) perpendicular a la cara de un sólido apoyado en su base, este tendrá esfuerzos internos y deformaciones en las tres direcciones (X, Y, Z) como se observa en la imagen 37.

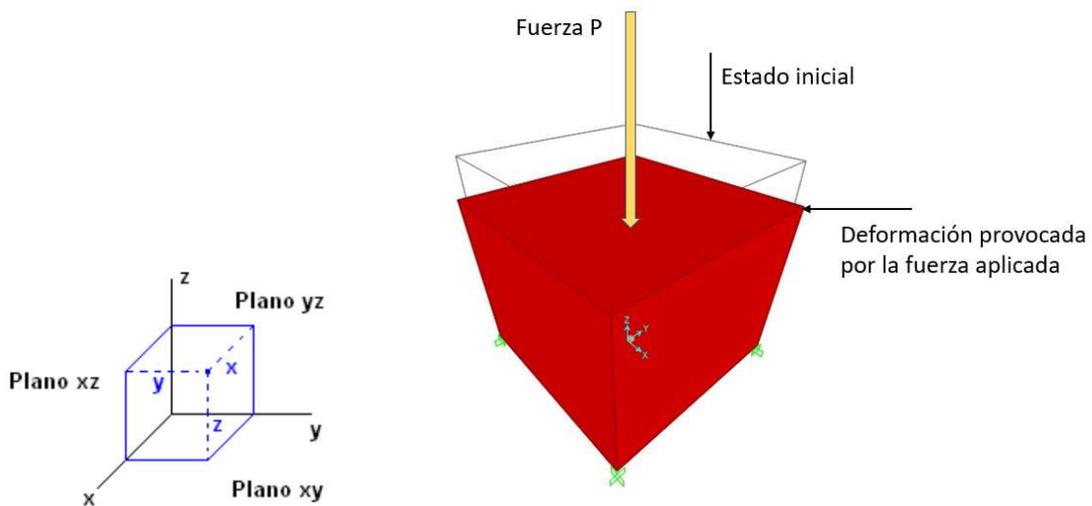


Imagen 37. Sólido sometido a una fuerza.

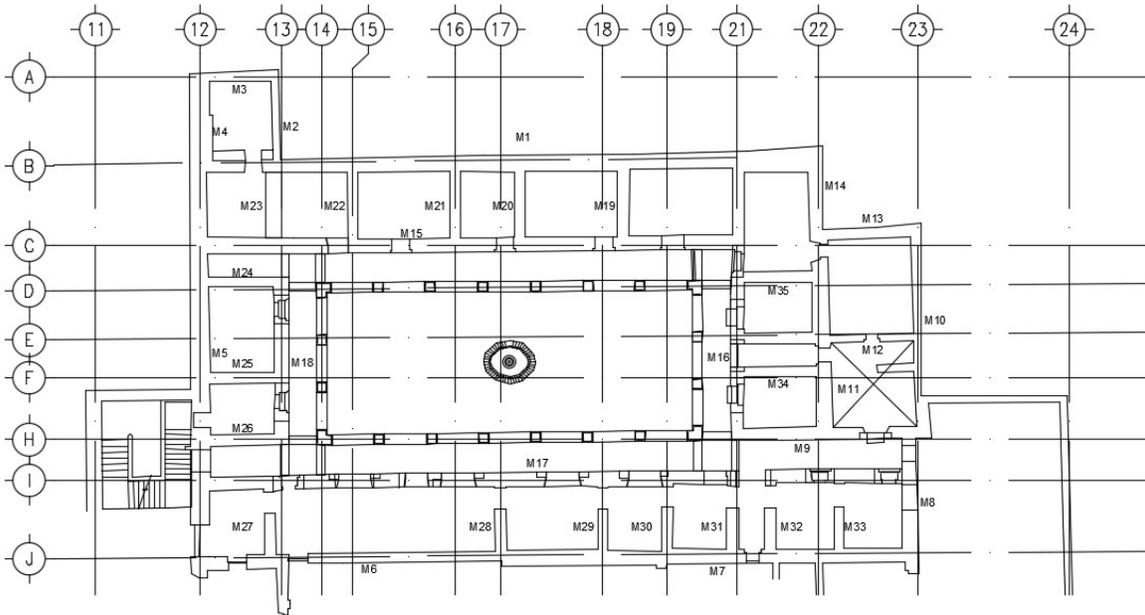
Al aplicar la fuerza (F) en la cara del sólido genera que el estado de equilibrio se modifique y aparezcan esfuerzos en las 6 caras del sólido, es decir, para la cara perpendicular donde se aplica la fuerza (F) en el plano XY el sólido se tensiona y para los planos YZ y XZ el sólido se comprime, esto genera que los planos XY incrementen su geometría mientras que los planos restantes reduzcan las dimensiones originales.

Tales casos se verán reflejados en el capítulo siguiente, encontrando esfuerzos y deformaciones que actúan en todo el inmueble bajo las combinaciones de carga considerados en la sección 7.4

7.9. BAJADAS DE CARGAS

En esta sección se realizó una bajada de cargas de todos los elementos estructurales y no estructurales de los tres modelos descritos con anterioridad, más la carga viva máxima y carga viva instantánea consideradas en la sección 7.4 anteriormente descrita.

Para obtener los pesos de cada elemento estructural se realizó una operación simple, multiplicando la volumetría de cada elemento por su peso volumétrico. El peso obtenido para cada modelo se refleja a continuación conforme se muestra en las tablas 14 y 15 correspondiente al modelo I, para las tablas 16, 17, 18 y 19 el modelo II y, por último, las tablas 20, 21, 22 y 23 para el modelo III.



Plano 4. Identificación de muros.

Tabla 15. Análisis de cargas modelo I.

NIVEL	ELEMENTO	L (m)	A (m)	ÁREA (m ²)	H (m)	Vol. (m ³)	Peso Vol. (t/m ³)	W (t)
P.B.	M1	37.26	0.95	35.40	5.82	206.01	1.60	329.62
P.B.	VANO	1.05	0.95	1.00	3.99	-3.98	1.60	-6.37
P.B.	M2	4.82	0.47	2.27	5.82	13.18	1.60	21.10
P.B.	M3	3.78	0.62	2.34	5.82	13.64	1.60	21.82
P.B.	M4	6.14	1.30	7.98	5.82	46.46	1.60	74.33

P.B.	M5	28.79	1.10	31.67	5.82	184.31	1.60	294.90
P.B.	VANO	0.99	0.91	0.90	3.99	-3.59	1.60	-5.75
P.B.	VANO	1.42	1.16	1.65	3.99	-6.57	1.60	-10.52
P.B.	VANO	1.98	1.18	2.34	3.99	-9.32	1.60	-14.92
P.B.	M6	19.24	0.65	12.51	5.82	72.78	1.60	116.46
P.B.	VANO	1.12	0.91	1.02	3.99	-4.07	1.60	-6.51
P.B.	M7	25.83	0.92	23.76	5.82	138.30	1.60	221.29
P.B.	VANO	0.80	0.86	0.69	3.99	-2.75	1.60	-4.39
P.B.	M8	7.70	0.97	7.47	5.82	43.47	1.60	69.55
P.B.	VANO	1.51	0.97	1.46	3.99	-5.84	1.60	-9.35
P.B.	VANO	1.00	0.97	0.97	3.99	-3.87	1.60	-6.19
P.B.	M9	12.42	0.70	8.69	5.82	50.60	1.60	80.96
P.B.	VANO	1.29	0.70	0.90	3.99	-3.60	1.60	-5.76
P.B.	M10	11.71	0.46	5.39	5.82	31.35	1.60	50.16
P.B.	M11	5.23	0.95	4.97	5.82	28.92	1.60	46.27
P.B.	VANO	0.84	0.95	0.80	3.99	-3.18	1.60	-5.09
P.B.	M12	11.31	0.69	7.80	5.82	45.42	1.60	72.67
P.B.	VANO	0.69	0.69	0.48	3.99	-1.90	1.60	-3.04
P.B.	M13	6.87	0.67	4.60	5.82	26.79	1.60	42.86
P.B.	M14	3.55	0.85	3.02	5.82	17.56	1.60	28.10
P.B.	M15	32.48	0.83	26.96	5.82	156.90	1.60	251.04
P.B.	VANOS	5.91	0.83	4.91	3.99	-19.57	1.60	-31.32
P.B.	M16	18.67	0.73	13.63	5.82	79.32	1.60	126.91
P.B.	VANOS	8.29	0.73	6.05	3.99	-24.15	1.60	-38.63
P.B.	M17	42.80	0.88	37.66	5.82	219.20	1.60	350.73
P.B.	VANOS	13.94	0.88	12.27	3.99	-48.95	1.60	-78.31
P.B.	M18	11.83	0.87	10.29	5.82	59.90	1.60	95.84
P.B.	VANOS	2.19	0.87	1.91	3.99	-7.60	1.60	-12.16
P.B.	M19	4.10	0.75	3.08	5.82	17.90	1.60	28.63
P.B.	M20	4.02	0.64	2.57	5.82	14.97	1.60	23.96
P.B.	M21	4.08	0.70	2.86	5.82	16.62	1.60	26.60

P.B.	M22	4.13	0.61	2.52	5.82	14.66	1.60	23.46
P.B.	M23	4.03	0.95	3.83	5.82	22.28	1.60	35.65
P.B.	M24	4.00	0.60	2.40	5.82	13.97	1.60	22.35
P.B.	M25	3.98	0.69	2.75	5.82	15.98	1.60	25.57
P.B.	M26	3.96	0.70	2.77	5.82	16.13	1.60	25.81
P.B.	M27	3.88	0.67	2.60	5.82	15.13	1.60	24.21
P.B.	VANO	1.33	0.67	0.89	3.99	-3.56	1.60	-5.69
P.B.	M28	3.90	0.70	2.73	5.82	15.89	1.60	25.42
P.B.	VANO	1.35	0.70	0.95	3.99	-3.77	1.60	-6.03
P.B.	M29	3.92	0.61	2.39	5.82	13.92	1.60	22.27
P.B.	VANO	1.35	0.61	0.82	3.99	-3.29	1.60	-5.26
P.B.	M30	3.90	0.70	2.73	5.82	15.89	1.60	25.42
P.B.	VANO	1.26	0.70	0.88	3.99	-3.52	1.60	-5.63
P.B.	M31	3.91	0.76	2.97	5.82	17.29	1.60	27.67
P.B.	VANO	1.34	0.76	1.02	3.99	-4.06	1.60	-6.50
P.B.	M32	3.92	0.68	2.67	5.82	15.51	1.60	24.82
P.B.	VANO	1.38	0.68	0.94	3.99	-3.74	1.60	-5.99
P.B.	M33	4.10	0.64	2.62	5.82	15.27	1.60	24.43
P.B.	VANO	1.40	0.64	0.90	3.99	-3.58	1.60	-5.72
P.B.	M35	4.46	0.58	2.59	5.82	15.06	1.60	24.09
P.B.	M36	4.26	0.67	2.85	5.82	16.61	1.60	26.58

Tabla 16. *Cargas vivas modelo I.*

NIVEL	ELEMENTO	ÁREA (m ²)	Carga unitaria (t/m ²)	W (t)
P.B.	TERRADO	751.11	0.680	510.75
P.B.	CV MÁX	751.11	0.100	75.11
P.B.	CV INS	751.11	0.070	52.57

De acuerdo con las tablas anteriores, el peso total por cargas gravitacionales de la estructura I es igual a 3,038 toneladas.

Tabla 17. Análisis de cargas PB modelo II.

NIVEL	ELEMENTO	L (m)	A (m)	ÁREA (m ²)	H (m)	Vol. (m ³)	Peso Vol. (t/m ³)	W (t)
P.B.	M1	37.26	0.95	35.40	5.82	206.01	1.60	329.62
P.B.	VANO	1.05	0.95	1.00	3.99	-3.98	1.60	-6.37
P.B.	M2	4.82	0.47	2.27	5.82	13.18	1.60	21.10
P.B.	M3	3.78	0.62	2.34	5.82	13.64	1.60	21.82
P.B.	M4	6.14	1.30	7.98	5.82	46.46	1.60	74.33
P.B.	M5	28.79	1.10	31.67	5.82	184.31	1.60	294.90
P.B.	VANO	0.99	0.91	0.90	3.99	-3.59	1.60	-5.75
P.B.	VANO	1.42	1.16	1.65	3.99	-6.57	1.60	-10.52
P.B.	VANO	1.98	1.18	2.34	3.99	-9.32	1.60	-14.92
P.B.	M6	19.24	0.65	12.51	5.82	72.78	1.60	116.46
P.B.	VANO	1.12	0.91	1.02	3.99	-4.07	1.60	-6.51
P.B.	M7	25.83	0.92	23.76	5.82	138.30	1.60	221.29
P.B.	VANO	0.80	0.86	0.69	3.99	-2.75	1.60	-4.39
P.B.	M8	7.70	0.97	7.47	5.82	43.47	1.60	69.55
P.B.	VANO	1.51	0.97	1.46	3.99	-5.84	1.60	-9.35
P.B.	VANO	1.00	0.97	0.97	3.99	-3.87	1.60	-6.19
P.B.	M9	12.42	0.70	8.69	5.82	50.60	1.60	80.96
P.B.	VANO	1.29	0.70	0.90	3.99	-3.60	1.60	-5.76
P.B.	M10	11.71	0.46	5.39	5.82	31.35	1.60	50.16
P.B.	M11	5.23	0.95	4.97	5.82	28.92	1.60	46.27
P.B.	VANO	0.84	0.95	0.80	3.99	-3.18	1.60	-5.09
P.B.	M12	11.31	0.69	7.80	5.82	45.42	1.60	72.67
P.B.	VANO	0.69	0.69	0.48	3.99	-1.90	1.60	-3.04
P.B.	M13	6.87	0.67	4.60	5.82	26.79	1.60	42.86
P.B.	M14	3.55	0.85	3.02	5.82	17.56	1.60	28.10
P.B.	M15	32.48	0.83	26.96	5.82	156.90	1.60	251.04
P.B.	VANOS	5.91	0.83	4.91	3.99	-19.57	1.60	-31.32
P.B.	M16	18.67	0.73	13.63	5.82	79.32	1.60	126.91
P.B.	VANOS	8.29	0.73	6.05	3.99	-24.15	1.60	-38.63

P.B.	M17	42.80	0.88	37.66	5.82	219.20	1.60	350.73
P.B.	VANOS	13.94	0.88	12.27	3.99	-48.95	1.60	-78.31
P.B.	M18	11.83	0.87	10.29	5.82	59.90	1.60	95.84
P.B.	VANOS	2.19	0.87	1.91	3.99	-7.60	1.60	-12.16
P.B.	M19	4.10	0.75	3.08	5.82	17.90	1.60	28.63
P.B.	M20	4.02	0.64	2.57	5.82	14.97	1.60	23.96
P.B.	M21	4.08	0.70	2.86	5.82	16.62	1.60	26.60
P.B.	M22	4.13	0.61	2.52	5.82	14.66	1.60	23.46
P.B.	M23	4.03	0.95	3.83	5.82	22.28	1.60	35.65
P.B.	M24	4.00	0.60	2.40	5.82	13.97	1.60	22.35
P.B.	M25	3.98	0.69	2.75	5.82	15.98	1.60	25.57
P.B.	M26	3.96	0.70	2.77	5.82	16.13	1.60	25.81
P.B.	M27	3.88	0.67	2.60	5.82	15.13	1.60	24.21
P.B.	VANO	1.33	0.67	0.89	3.99	-3.56	1.60	-5.69
P.B.	M28	3.90	0.70	2.73	5.82	15.89	1.60	25.42
P.B.	VANO	1.35	0.70	0.95	3.99	-3.77	1.60	-6.03
P.B.	M29	3.92	0.61	2.39	5.82	13.92	1.60	22.27
P.B.	VANO	1.35	0.61	0.82	3.99	-3.29	1.60	-5.26
P.B.	M30	3.90	0.70	2.73	5.82	15.89	1.60	25.42
P.B.	VANO	1.26	0.70	0.88	3.99	-3.52	1.60	-5.63
P.B.	M31	3.91	0.76	2.97	5.82	17.29	1.60	27.67
P.B.	VANO	1.34	0.76	1.02	3.99	-4.06	1.60	-6.50
P.B.	M32	3.92	0.68	2.67	5.82	15.51	1.60	24.82
P.B.	VANO	1.38	0.68	0.94	3.99	-3.74	1.60	-5.99
P.B.	M33	4.10	0.64	2.62	5.82	15.27	1.60	24.43
P.B.	VANO	1.40	0.64	0.90	3.99	-3.58	1.60	-5.72
P.B.	M35	4.46	0.58	2.59	5.82	15.06	1.60	24.09
P.B.	M36	4.26	0.67	2.85	5.82	16.61	1.60	26.58

Tabla 18. Análisis de cargas PA modelo II.

NIVEL	ELEMENTO	L (m)	A (m)	ÁREA (m ²)	H (m)	Vol. (m ³)	Peso Vol. (t/m ³)	W (t)
P.A.	M1	9.09	1.11	10.09	5.6	56.50	1.60	90.41
P.A.	M2	20.23	1.1	22.25	5.6	124.62	1.60	199.39
P.A.	M3	3.8	0.62	2.36	5.6	13.19	1.30	17.15
P.A.	M4	4.77	0.47	2.24	5.6	12.55	1.30	16.32
P.A.	M5	4.61	0.84	3.87	5.6	21.69	1.60	34.70
P.A.	M6	28.47	0.41	11.67	5.6	65.37	1.30	84.98
P.A.	M7	5.06	0.58	2.93	5.6	16.43	1.60	26.30
P.A.	M8	4.86	0.77	3.74	5.6	20.96	1.60	33.53
P.A.	M9	6.81	0.53	3.61	5.6	20.21	1.60	32.34
P.A.	M10	6.65	0.41	2.73	5.6	15.27	1.60	24.43
P.A.	M11	5.37	0.5	2.69	5.6	15.04	1.60	24.06
P.A.	M12	5.48	0.53	2.90	5.6	16.26	1.60	26.02
P.A.	M13	5.15	0.32	1.65	5.6	9.23	1.60	14.77
P.A.	M14	8.09	0.62	5.02	5.6	28.09	1.60	44.94
P.A.	M15	43.19	0.6	25.91	5.6	145.12	1.60	232.19
P.A.	M16	4.02	0.85	3.42	5.6	19.14	1.60	30.62
P.A.	M17	5.19	0.48	2.49	5.6	13.95	1.60	22.32
P.A.	M18	27.42	0.64	17.55	5.6	98.27	1.60	157.24
P.A.	M19	10.58	0.62	6.56	5.6	36.73	1.60	58.77
P.A.	M20	19.15	0.46	8.81	5.6	49.33	1.60	78.93
P.A.	M21	27.58	0.55	15.17	5.6	84.95	1.60	135.91
P.A.	M22	14	0.622	8.71	5.6	48.76	1.60	78.02
P.A.	VANOS	-34.72	0.63	-21.87	3	-65.62	1.60	-104.99
P.A.	M23	4.57	0.48	2.19	5.6	12.28	1.30	15.97
P.A.	M24	4.54	0.18	0.82	5.6	4.58	1.30	5.95
P.A.	M25	4.52	0.187	0.85	5.6	4.73	1.30	6.15
P.A.	M26	4.41	0.173	0.76	5.6	4.27	1.30	5.55
P.A.	M27	4.36	0.61	2.66	5.6	14.89	1.30	19.36

P.A.	M28	4.7	0.84	3.95	5.6	22.11	1.30	28.74
P.A.	M29	4.72	0.158	0.75	5.6	4.18	1.30	5.43
P.A.	M30	4.74	0.15	0.71	5.6	3.98	1.30	5.18
P.A.	M31	4.72	0.16	0.76	5.6	4.23	1.30	5.50
P.A.	M32	4.72	0.16	0.76	5.6	4.23	1.30	5.50
P.A.	M33	4.71	0.16	0.75	5.6	4.22	1.30	5.49
P.A.	M34	4.71	0.16	0.75	5.6	4.22	1.30	5.49
P.A.	M35	4.68	0.34	1.59	5.6	8.91	1.30	11.58
P.A.	M36	4.78	0.366	1.75	5.6	9.80	1.30	12.74
P.A.	M37	5.97	0.49	2.93	5.6	16.38	1.30	21.30
P.A.	M38	4.91	0.26	1.28	5.6	7.15	1.30	9.29
P.A.	M39	4.99	0.14	0.70	5.6	3.91	1.30	5.09
P.A.	M40	2.19	0.45	0.99	5.6	5.52	1.30	7.17
P.A.	VANOS	-0.94	0.15	-0.14	3	-0.42	1.30	-0.55
P.A.	VANOS	-0.96	0.84	-0.81	3	-2.42	1.30	-3.14
P.A.	VANOS	-1.04	0.48	-0.50	3	-1.50	1.30	-1.95
P.A.	VANOS	-0.8	0.45	-0.36	3	-1.08	1.30	-1.40
P.A.	VANOS	-0.82	0.63	-0.52	3	-1.55	1.30	-2.01
P.A.	VANOS	-0.98	0.66	-0.65	3	-1.94	1.30	-2.52

Tabla 19. *Cargas vivas modelo II.*

NIVEL	ELEMENTO	ÁREA (m ²)	Carga unitaria t/m ²	W (t)
P.B.	TERRADO	751.11	0.68	510.75
P.B.	CV MÁX	751.11	0.19	142.71
P.B.	CV INS	751.11	0.1	75.11
P.A.	TERRADO	751.11	0.680	510.75
P.A.	CV MÁX	751.11	0.100	75.11
P.A.	CV INS	751.11	0.070	52.58
PASILLO	TERRADO	148.42	0.68	100.93
PASILLO	CV MÁX	148.42	0.35	51.95

Tabla 20. *Cargas en arcada modelo II.*

NIVEL	ELEMENTO	e (m)	L (m)	ÁREA (m ²)	H (m)	Vol. (m ³)	Peso Vol. (t/m ³)	W (t)
PASILLO	ARCADA	0.94	0.00	68.80		64.67	1.80	116.41
PASILLO	ARCOS	0.94	0	26	0	24.44	1.80	43.99
PASILLO	COLUMNAS C	0.65	0.65	0.62	4.1	1.73	1.80	3.12
PASILLO	COLUMNAS L			0.81	4.1	3.32	1.80	5.98

Para esta estructura II, el peso total por cargas gravitacionales es igual a 5,695.20 toneladas.

Por último, se obtuvo en las tablas siguientes el peso total de la estructura III.

Tabla 21. *Análisis de carga PB modelo III.*

NIVEL	ELEMENTO	L (m)	A (m)	ÁREA (m ²)	H (m)	Vol. (m ³)	Peso Vol. (t/m ³)	W (t)
P.B.	M1	37.26	0.95	35.40	5.82	206.01	1.60	329.62
P.B.	VANO	1.05	0.95	1.00	3.99	-3.98	1.60	-6.37
P.B.	M2	4.82	0.47	2.27	5.82	13.18	1.60	21.10
P.B.	M3	3.78	0.62	2.34	5.82	13.64	1.60	21.82
P.B.	M4	6.14	1.30	7.98	5.82	46.46	1.60	74.33
P.B.	M5	28.79	1.10	31.67	5.82	184.31	1.60	294.90
P.B.	VANO	0.99	0.91	0.90	3.99	-3.59	1.60	-5.75
P.B.	VANO	1.42	1.16	1.65	3.99	-6.57	1.60	-10.52
P.B.	VANO	1.98	1.18	2.34	3.99	-9.32	1.60	-14.92
P.B.	M6	19.24	0.65	12.51	5.82	72.78	1.60	116.46
P.B.	VANO	1.12	0.91	1.02	3.99	-4.07	1.60	-6.51
P.B.	M7	25.83	0.92	23.76	5.82	138.30	1.60	221.29
P.B.	VANO	0.80	0.86	0.69	3.99	-2.75	1.60	-4.39
P.B.	M8	7.70	0.97	7.47	5.82	43.47	1.60	69.55
P.B.	VANO	1.51	0.97	1.46	3.99	-5.84	1.60	-9.35
P.B.	VANO	1.00	0.97	0.97	3.99	-3.87	1.60	-6.19
P.B.	M9	12.42	0.70	8.69	5.82	50.60	1.60	80.96
P.B.	VANO	1.29	0.70	0.90	3.99	-3.60	1.60	-5.76
P.B.	M10	11.71	0.46	5.39	5.82	31.35	1.60	50.16

P.B.	M11	5.23	0.95	4.97	5.82	28.92	1.60	46.27
P.B.	VANO	0.84	0.95	0.80	3.99	-3.18	1.60	-5.09
P.B.	M12	11.31	0.69	7.80	5.82	45.42	1.60	72.67
P.B.	VANO	0.69	0.69	0.48	3.99	-1.90	1.60	-3.04
P.B.	M13	6.87	0.67	4.60	5.82	26.79	1.60	42.86
P.B.	M14	3.55	0.85	3.02	5.82	17.56	1.60	28.10
P.B.	M15	32.48	0.83	26.96	5.82	156.90	1.60	251.04
P.B.	VANOS	5.91	0.83	4.91	3.99	-19.57	1.60	-31.32
P.B.	M16	18.67	0.73	13.63	5.82	79.32	1.60	126.91
P.B.	VANOS	8.29	0.73	6.05	3.99	-24.15	1.60	-38.63
P.B.	M17	42.80	0.88	37.66	5.82	219.20	1.60	350.73
P.B.	VANOS	13.94	0.88	12.27	3.99	-48.95	1.60	-78.31
P.B.	M18	11.83	0.87	10.29	5.82	59.90	1.60	95.84
P.B.	VANOS	2.19	0.87	1.91	3.99	-7.60	1.60	-12.16
P.B.	M19	4.10	0.75	3.08	5.82	17.90	1.60	28.63
P.B.	M20	4.02	0.64	2.57	5.82	14.97	1.60	23.96
P.B.	M21	4.08	0.70	2.86	5.82	16.62	1.60	26.60
P.B.	M22	4.13	0.61	2.52	5.82	14.66	1.60	23.46
P.B.	M23	4.03	0.95	3.83	5.82	22.28	1.60	35.65
P.B.	M24	4.00	0.60	2.40	5.82	13.97	1.60	22.35
P.B.	M25	3.98	0.69	2.75	5.82	15.98	1.60	25.57
P.B.	M26	3.96	0.70	2.77	5.82	16.13	1.60	25.81
P.B.	M27	3.88	0.67	2.60	5.82	15.13	1.60	24.21
P.B.	VANO	1.33	0.67	0.89	3.99	-3.56	1.60	-5.69
P.B.	M28	3.90	0.70	2.73	5.82	15.89	1.60	25.42
P.B.	VANO	1.35	0.70	0.95	3.99	-3.77	1.60	-6.03
P.B.	M29	3.92	0.61	2.39	5.82	13.92	1.60	22.27
P.B.	VANO	1.35	0.61	0.82	3.99	-3.29	1.60	-5.26
P.B.	M30	3.90	0.70	2.73	5.82	15.89	1.60	25.42
P.B.	M31	3.91	0.76	2.97	5.82	17.29	1.60	27.67
P.B.	M32	3.92	0.68	2.67	5.82	15.51	1.60	24.82

P.B.	VANO	1.38	0.68	0.94	3.99	-3.74	1.60	-5.99
P.B.	M33	4.10	0.64	2.62	5.82	15.27	1.60	24.43
P.B.	VANO	1.40	0.64	0.90	3.99	-3.58	1.60	-5.72
P.B.	M35	4.46	0.58	2.59	5.82	15.06	1.60	24.09
P.B.	M36	4.26	0.67	2.85	5.82	16.61	1.60	26.58
P.B.	M37	3.00	0.50	1.50	5.82	8.73	1.60	13.97

Tabla 22. Análisis de carga PA modelo III.

NIVEL	ELEMENTO	L (m)	A (m)	ÁREA (m ²)	H (m)	Vol. (m ³)	Peso Vol. (t/m ³)	W (t)
P.A.	M1	9.09	1.11	10.09	5.6	56.50	1.60	90.41
P.A.	M2	20.23	1.1	22.25	5.6	124.62	1.60	199.39
P.A.	M3	3.8	0.62	2.36	5.6	13.19	1.30	17.15
P.A.	M4	4.77	0.47	2.24	5.6	12.55	1.30	16.32
P.A.	M5	4.61	0.84	3.87	5.6	21.69	1.60	34.70
P.A.	M6	28.47	0.41	11.67	5.6	65.37	1.30	84.98
P.A.	M7	5.06	0.58	2.93	5.6	16.43	1.60	26.30
P.A.	M8	4.86	0.77	3.74	5.6	20.96	1.60	33.53
P.A.	M9	6.81	0.53	3.61	5.6	20.21	1.60	32.34
P.A.	M10	6.65	0.41	2.73	5.6	15.27	1.60	24.43
P.A.	M11	5.37	0.5	2.69	5.6	15.04	1.60	24.06
P.A.	M12	5.48	0.53	2.90	5.6	16.26	1.60	26.02
P.A.	M13	5.15	0.32	1.65	5.6	9.23	1.60	14.77
P.A.	M14	8.09	0.62	5.02	5.6	28.09	1.60	44.94
P.A.	M15	43.19	0.6	25.91	5.6	145.12	1.60	232.19
P.A.	M16	4.02	0.85	3.42	5.6	19.14	1.60	30.62
P.A.	M17	5.19	0.48	2.49	5.6	13.95	1.60	22.32
P.A.	M18	27.42	0.64	17.55	5.6	98.27	1.60	157.24
P.A.	M19	10.58	0.62	6.56	5.6	36.73	1.60	58.77
P.A.	M20	19.15	0.46	8.81	5.6	49.33	1.60	78.93
P.A.	M21	27.58	0.55	15.17	5.6	84.95	1.60	135.91

P.A.	M22	14	0.622	8.71	5.6	48.76	1.60	78.02
P.A.	VANOS	-34.72	0.63	-21.87	3	-65.62	1.60	-104.99
P.A.	M23	4.57	0.48	2.19	5.6	12.28	1.30	15.97
P.A.	M24	4.54	0.18	0.82	5.6	4.58	1.30	5.95
P.A.	M25	4.52	0.187	0.85	5.6	4.73	1.30	6.15
P.A.	M26	4.41	0.173	0.76	5.6	4.27	1.30	5.55
P.A.	M27	4.36	0.61	2.66	5.6	14.89	1.30	19.36
P.A.	M28	4.7	0.84	3.95	5.6	22.11	1.30	28.74
P.A.	M29	4.72	0.158	0.75	5.6	4.18	1.30	5.43
P.A.	M30	4.74	0.15	0.71	5.6	3.98	1.30	5.18
P.A.	M31	4.72	0.16	0.76	5.6	4.23	1.30	5.50
P.A.	M32	4.72	0.16	0.76	5.6	4.23	1.30	5.50
P.A.	M33	4.71	0.16	0.75	5.6	4.22	1.30	5.49
P.A.	M34	4.71	0.16	0.75	5.6	4.22	1.30	5.49
P.A.	M35	4.68	0.34	1.59	5.6	8.91	1.30	11.58
P.A.	M36	4.78	0.366	1.75	5.6	9.80	1.30	12.74
P.A.	M37	5.97	0.49	2.93	5.6	16.38	1.30	21.30
P.A.	M38	4.91	0.26	1.28	5.6	7.15	1.30	9.29
P.A.	M39	4.99	0.14	0.70	5.6	3.91	1.30	5.09
P.A.	M40	2.19	0.45	0.99	5.6	5.52	1.30	7.17
P.A.	VANOS	-0.94	0.15	-0.14	3	-0.42	1.30	-0.55
P.A.	VANOS	-0.96	0.84	-0.81	3	-2.42	1.30	-3.14
P.A.	VANOS	-1.04	0.48	-0.50	3	-1.50	1.30	-1.95
P.A.	VANOS	-0.8	0.45	-0.36	3	-1.08	1.30	-1.40
P.A.	VANOS	-0.82	0.63	-0.52	3	-1.55	1.30	-2.01
P.A.	VANOS	-0.98	0.66	-0.65	3	-1.94	1.30	-2.52

Tabla 23. Cargas vivas modelo III.

NIVEL	ELEMENTO	ÁREA (m ²)	Carga unitaria (t/m ²)	W (t)
P.B.	LOSACERO	751.11	0.32	240.36
P.B.	CV MÁX	751.11	0.19	142.71
P.B.	CV INS	751.11	0.1	75.11
P.A.	losacero	751.11	0.320	240.36
P.A.	CV MÁX	751.11	0.190	142.71
P.A.	CV INS	751.11	0.100	75.11
PASILLO	losacero	148.42	0.32	47.49
PASILLO	CV MÁX	148.42	0.35	51.95

Tabla 24. Cargas en pasillo modelo III.

NIVEL	ELEMENTO	e (m)	L (m)	ÁREA (m ²)	H (m)	Vol. (m ³)	Peso Vol. (t/m ³)	W (t)
PASILLO	ARCADA	0.94	0.00	68.80		64.67	1.80	116.41
PASILLO	ARCOS	0.94	0	26	0	24.44	1.80	43.99
PASILLO	COLUMNAS C	0.65	0.65	0.62	4.1	1.73	1.80	3.12
PASILLO	COLUMNAS L			0.81	4.1	3.32	1.80	5.98

El total del peso de la tercera estructura es igual a 5,041 toneladas.

De acuerdo con la información anterior, se realizó la siguiente tabla con el fin de obtener un concentrado de los pesos por cargas gravitacionales para cada una de las estructuras calculadas.

Tabla 25. Concentrado de pesos de los 3 modelos.

Estructura	W (t)
I	3038.00
II	5695.20
III	5041.00

Se observa que el modelo II y III tienen una diferencia de 655 toneladas, lo cual representa una disminución del peso del 12% derivado de los diferentes sistemas

de entrepiso y azotea contemplados en el reforzamiento estructural elaborado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

7.10. FUERZA HORIZONTAL POR MÉTODO ESTÁTICO

Se utilizó el método estático con el fin de conocer la fuerza horizontal que se produce por cada nivel del inmueble, dicha fuerza se puede calcular utilizando la siguiente expresión y la suma de las fuerzas por cada nivel, darán de resultado el cortante basal para cada modelo realizado.

$$F_i = \frac{c}{Q'R} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

Donde:

W_i : el peso de la masa del nivel i

h_i : es la altura del nivel i sobre el desplante

c : coeficiente sísmico

Q' : factor reducido por ductilidad

Al sustituir los valores para cada tipo de modelo realizado, se obtiene en las tablas 26, 27 y 28 los cortantes basales.

C 1.05

Q 1

R 1.75

C/QR 0.60

Tabla 26. Cortante basal modelo I.

h (m)	Wi (t)	Wihi (t-m)	Fi (t)	V (t)
5.82	3015.73	16375.41	1809.44	1809.44
	3015.73	16375.41		

Tabla 27. Cortante basal modelo II.

h (m)	Wi (t)	Wihi (t-m)	Fi (t)	V (t)
11.42	2091.56	8638.14	1282.08	1282.08
5.82	3325.53	18057.63	2680.13	3250.25
	5417.09	26695.77		

Tabla 28. Cortante basal modelo III.

h (m)	Wi (t)	Wihi (t-m)	Fi (t)	V (t)
11.42	1843.69	7614.44	1127.61	1132.87
5.82	3039.16	16502.64	2443.85	2929.71
	4882.85	24117.08		

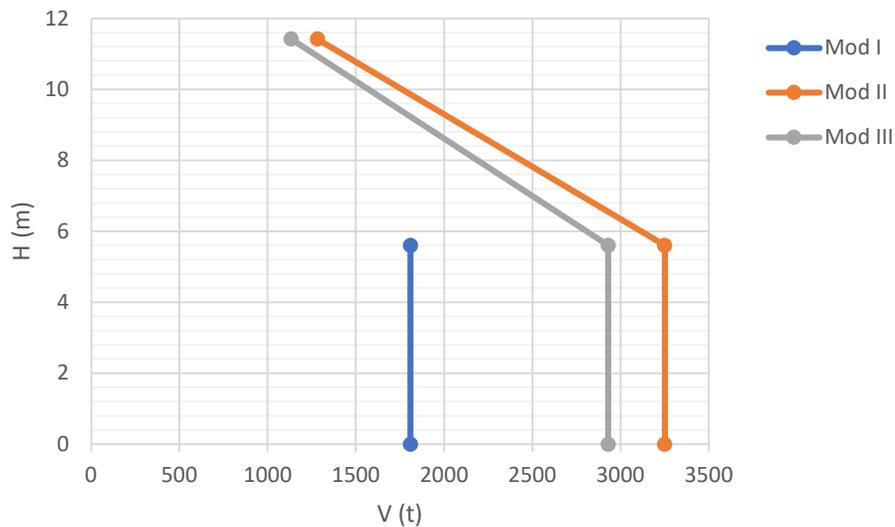


Imagen 38. $V_u(t)$ vs altura (m).

De las tablas y de la gráfica anterior, se pueden observar las fuerzas cortantes por nivel de los 3 tipos de construcciones. Es de resaltar que el modelo II representa un 11% más de fuerza lateral debido a una mayor masa comparado con el modelo III, producto de un sistema de entrepiso y azotea más robustos y pesados.

7.11. COMPORTAMIENTOS MODALES

En el capítulo 7.7 se mencionó que, para obtener datos aceptables de un modelo tridimensional computacional, este debía cumplir al menos con el 90% de la participación de sus masas en ambas direcciones de análisis. En el caso del modelo I se pudo obtener al introducir 400 modos, con lo cual se muestra el 98% de la participación de su masa en ambas direcciones. En cuanto a la participación de las masas que corresponden al modelo II, el 95% se cumplió a los 550 modos, sin embargo, al extraer los resultados de esfuerzos y deformaciones el archivo saturaba la memoria, lo cual resultaba complicado de procesar y obtener la información, no obstante, al realizar una corrida con 400 modos los resultados se extraían con mayor facilidad, teniendo un porcentaje de masa del 86% en la dirección más desfavorable (norte-sur), esto resultó con una variación de los esfuerzos alrededor del 5%. A continuación, se muestra las imágenes comparando dicho comportamiento de esfuerzos del modelo II considerando en ambos casos el mismo caso de carga.

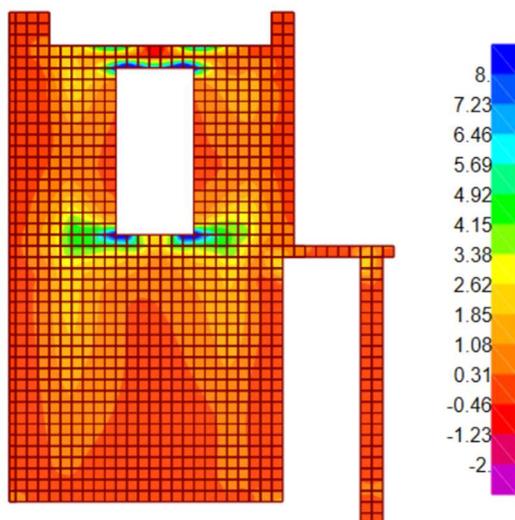


Imagen 39. Esfuerzos S33 300 modos 86% participación de la masa

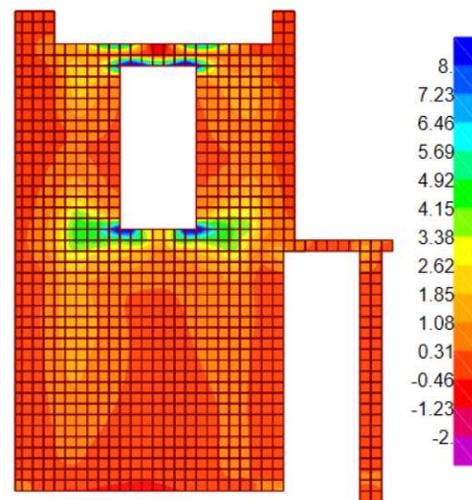


Imagen 40. Esfuerzos S33 550 modos 95% participación de la masa

Por último, para el caso del modelo III el 99% de la participación de su masa se obtuvo con 400 modos.

Modelo I

En las imágenes 41, 42 y 43 se observan los tres primeros modos de vibrar de la estructura del primer modelo, en donde el primer modo de vibrar refleja un movimiento de norte a sur y se observa que las crujiás norte y sur tienden a desplazarse más, por ser la zona con menor rigidez.

Para el modo 2 el movimiento que se concentra está representado de oriente a poniente, donde en la figura 40 se observan ligeras deformaciones en las esquinas del edificio.

En el modo 3 se refleja un comportamiento torsional, donde el inmueble trata de girar con respecto a sus apoyos.

Todas las figuras que muestran los comportamientos modales de las estructuras se encuentran escalados 1:50 para percibir las deformaciones que se producen.

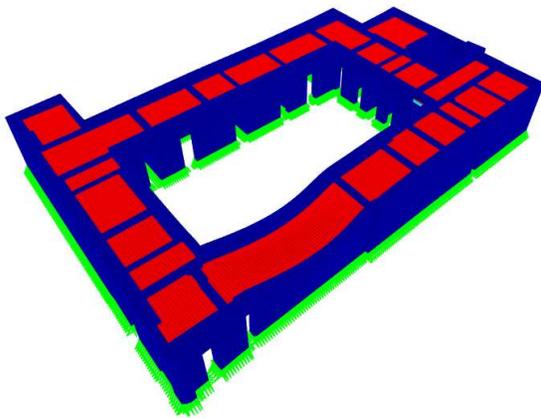


Imagen 41. *Modo de vibrar 1 T= 0.154 sec.*

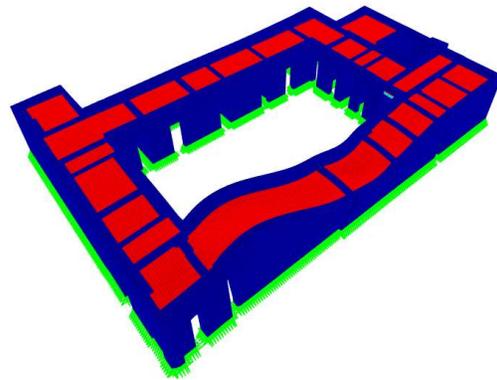


Imagen 42. *Modo de vibrar 2 T= 0.099 sec.*

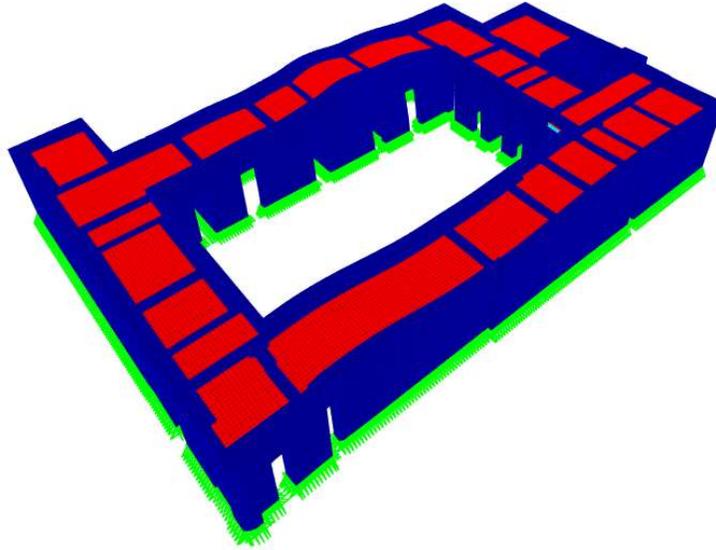


Imagen 43. Modo de vibrar 3 $T= 0.092$ sec.

Modelo II

Con lo explicado anteriormente, se pueden replicar los modos de vibrar para los dos modelos restantes. Para el modelo II, el primero, segundo y tercer modo, se reflejan en las imágenes 44, 45 y 46 respectivamente, donde se observa el mismo patrón de movimientos con respecto al modelo I, sin embargo, los periodos aumentan por tener un nivel adicional.

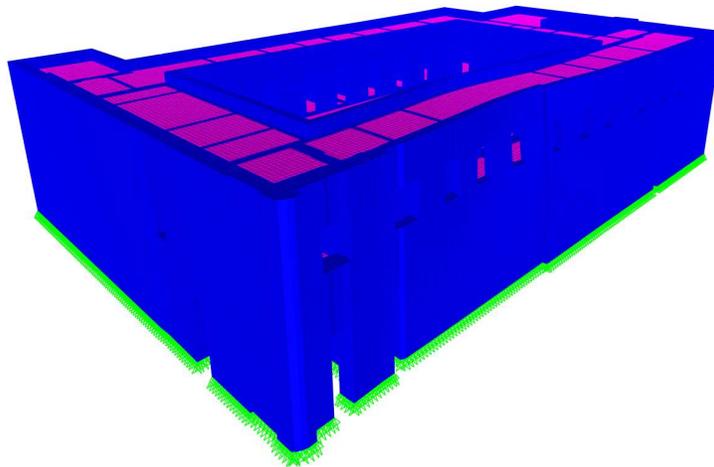


Imagen 44. Modo de vibrar 1 $T= 0.263$ sec.

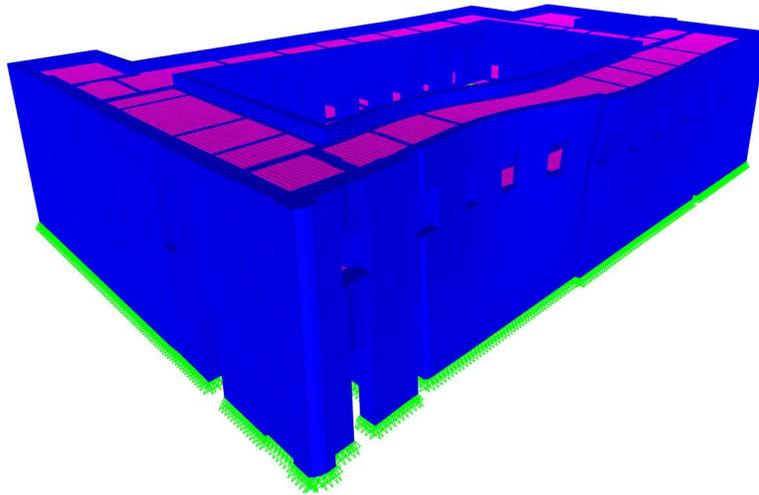


Imagen 45. Modo de vibrar 2 $T= 0.158$ sec.

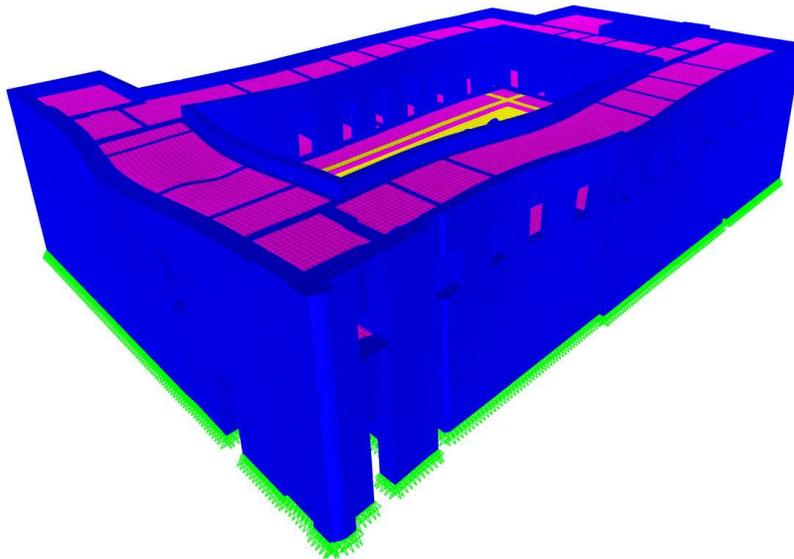


Imagen 46. Modo de vibrar 3 $T= 0.132$ sec.

Modelo III

Para el último modelo se aprecian movimientos similares a los anteriores modos de vibrar, no obstante, los periodos están más cerca de los periodos fundamentales del primer modelo. En las imágenes 47, 48 y 49 se observan los modos de vibrar del modelo III.

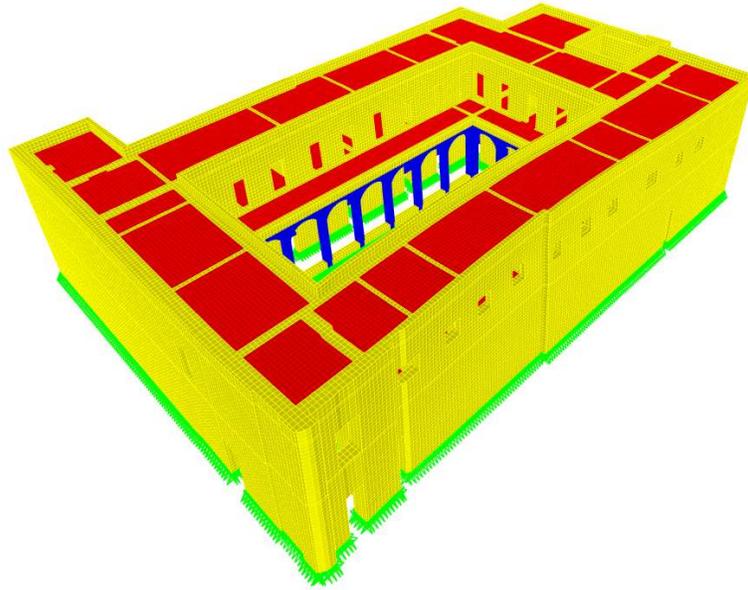


Imagen 47. Modo de vibrar 1 $T= 0.1315$ sec.

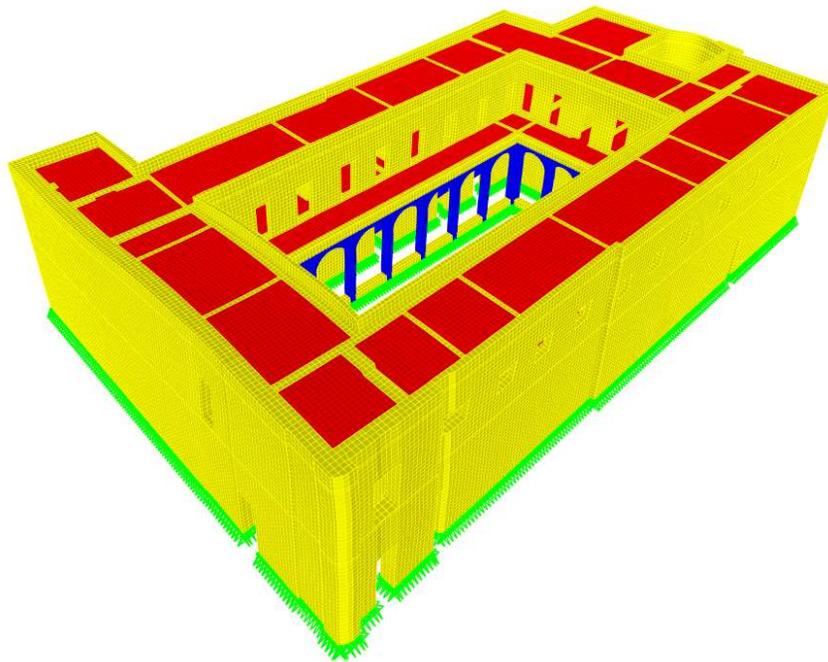


Imagen 48. Modo de vibrar 2 $T= 0.101$ sec.

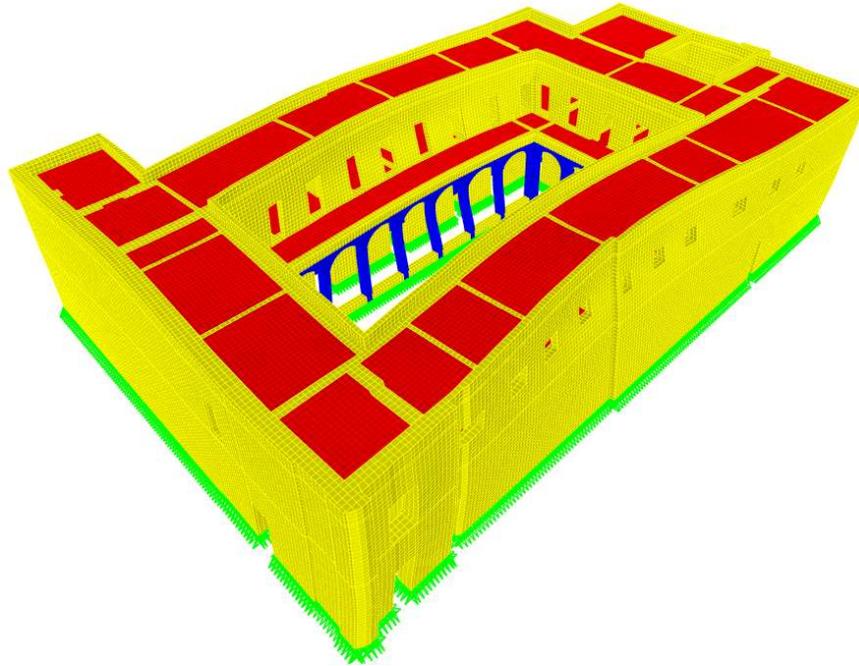


Imagen 49. Modo de vibrar 3 $T= 0.108$ sec.

En la tabla siguiente se puede observar con mayor claridad la comparativa de los comportamientos modales de los modelos antes visualizados. Los resultados obtenidos de los primeros modos proporcionan la mayor participación de masa en las direcciones de análisis.

Tabla 29. *Primer periodo fundamental de los 3 modelos.*

Modelos	Periodo T (s)	Frecuencia (Hz)
Modelo 1	0.154	6.47
Modelo 2	0.262	3.81
Modelo 3	0.131	7.60

Se puede observar que el modelo III disminuye el periodo fundamental comparado con los otros dos casos, la relación de la rigidez horizontal (sistema de entepiso y azoteas) ayudan a transmitir de manera uniforme los desplazamientos en comparación con los otros 2 modelos en estudio, los cuales cuentan con un sistema con mayor flexibilidad.

7.12. CORTANTE BASAL

Una vez concluido el análisis dinámico modal, se obtuvieron los cortantes basales dinámicos de cada uno de los modelos y se realizó una comparativa con los cortantes obtenidos por el método estático de la sección 11.2.

En la sección 1.7 de las NTC-Sismo (2017), se menciona que el cortante basal mínimo obtenido mediante un análisis dinámico modal se tomará $\alpha \cdot W_0$ donde α será igual a 0.03 cuando $T_s < 0.05$ s o 0.05 si $T_s \geq 1.0$ s donde T_s es el periodo dominante del terreno.

En la descripción de la sección 8.4 correspondiente al espectro sísmico se muestra un periodo dominante del suelo de $T_s = 2.2$ s por lo cual, el valor α será igual a 0.05, este valor será multiplicado por el peso correspondiente de cada modelo.

Tabla 30. Cortante basal de modelo I, II y III comparativa de cortante estático vs dinámico.

Modelos	Vxy min (NTC-Sismo 2017) (t)	Vx Din (t)	Vy Din (t)	Vx Est (t)	Vy Est (t)
I	150.78	680.25	520.66	1809.44	1809.44
II	270.85	1464.28	1941.37	3250.25	3250.25
III	244.14	1843.56	1360.91	2929.71	2929.71

Se aprecia una mayor fuerza cortante en un análisis estático comparado con un análisis dinámico. Esta diferencia está determinada por el periodo dominante de la estructura, es decir, en el análisis estático de los 3 modelos asume que el periodo de la estructura se presenta con $T = 0.45$ segundos correlacionando una aceleración del terreno constante de 0.60 g. para ambas direcciones; al multiplicarlo por el peso de cualquier modelo se obtiene un cortante mayor al calculado en el análisis dinámico, ya que para cualquier modelo, los periodos obtenidos son inferiores en ambas direcciones, y por lo tanto, también sus aceleraciones.

7.13. REVISIÓN POR DESPLAZAMIENTO

En esta sección se pueden comentar los desplazamientos laterales calculados por el programa de los tres modelos, adicionalmente se realizó la revisión de distorsiones permisible de la sección 1.8 y 4.2 de las NTC-Sismo (2017), en donde

se contempla para este tipo de estructuras una distorsión de entrepiso por servicio de 0.002 y 0.002 para distorsiones contra colapso.

La importancia de esta revisión se basa en la capacidad de deformación de los materiales y que estos no desarrollen agrietamientos o pérdidas de continuidad.

En una estructura de mampostería de piedra las deformaciones no se presentan a gran escala por ser estructuras robustas, no obstante, las deformaciones que lleguen a presentarse aumentan el riesgo de fallas locales, como lo son, agrietamientos, apertura de juntas o en el caso más crítico colapso.

En la siguiente tabla se muestran los desplazamientos laterales de los modelos por nivel, considerando los valores máximos obtenidos por el análisis, y posteriormente, se presentan las gráficas de la distorsión calculadas para cada modelo y se comparan con los valores permisibles.

Tabla 31. *Deformaciones laterales.*

Modelos	Nivel	Envolvente Dinámico		Envolvente Estático	
		X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)
I	PB	0.10	0.45	0.30	1.09
II	PB	0.90	1.17	1.65	2.09
	AZ	2.15	2.67	3.10	3.98
III	PB	0.55	0.60	1.14	1.69
	AZ	0.90	1.75	2.36	3.25

Para obtener las distorsiones de entrepiso de cada caso, se extrae las deformaciones que arroja el programa, visualizando las zonas críticas, posteriormente el valor encontrado se multiplica por el factor de ductilidad y sobre resistencia asociado al periodo de la estructura para cada caso de análisis, por último, se divide por la altura del entrepiso, como se muestra en las siguientes tablas.

Tabla 32. Revisión de distorsiones permisibles modelo I respecto a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo, 2017.

						Limitación de daños	
Niveles (m)	H (m)	Δx (m)	Δy_i (m)	Δx_{iR} (m)	Δy_{iR} (m)	$\frac{\Delta x_i K_s}{H}$	$\frac{\Delta y_i K_s}{H}$
0	0	0	0	0	0	0	0
5.83	5.83	0.001	0.0045	0.001	0.0045	0.000	0.000

						Colapso	
Niveles (m)	H (m)	Δx (m)	Δy_i (m)	Δx_{iR} (m)	Δy_{iR} (m)	$\frac{\Delta x_i Q_R}{H}$	$\frac{\Delta y_i Q_R}{H}$
0	0	0	0	0	0	0	0
5.83	5.83	0.001	0.0045	0.001	0.0045	0.000	0.001

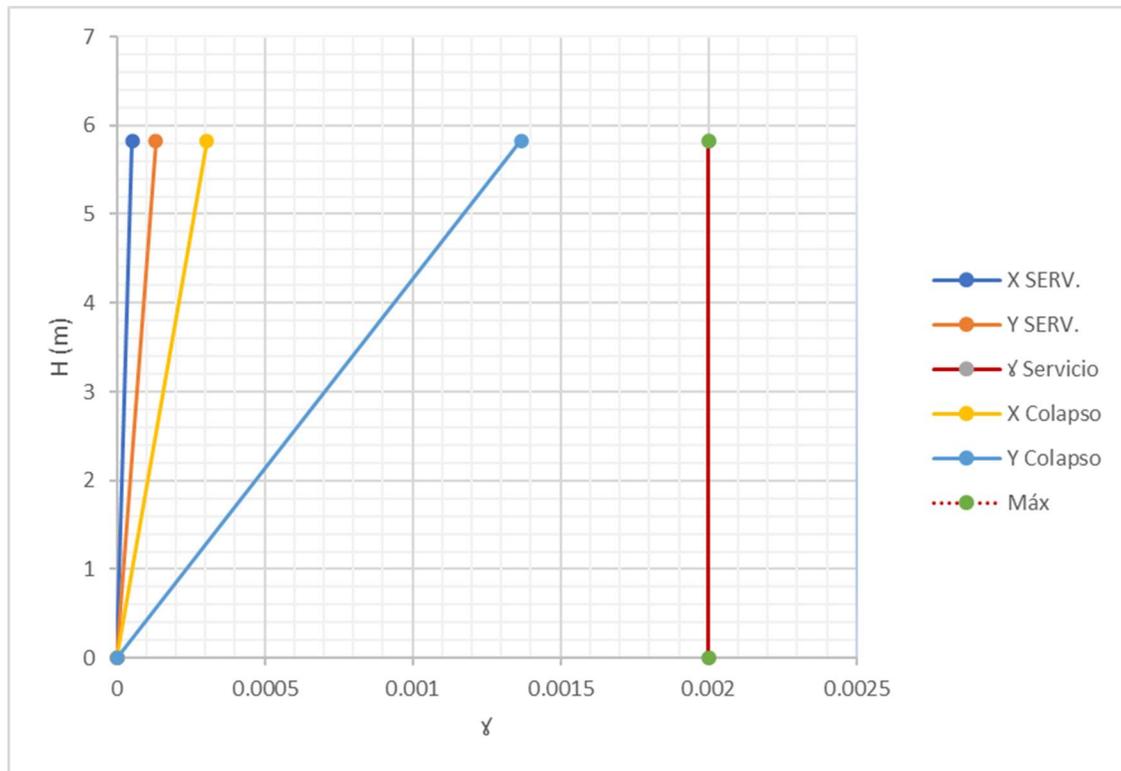


Tabla 34. Revisión de distorsiones permisibles modelo II respecto a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo, 2017.

Niveles (m)	H (m)	Δx (m)	Δy_i (m)	Δx_{iR} (m)	Δy_{iR} (m)	Limitación de daños	
						$\frac{\Delta x_i K_s}{H}$	$\frac{\Delta y_i K_s}{H}$
0	0	0	0	0	0	0	0
5.83	5.83	0.009	0.017	0.009	0.017	0.000	0.000
9.98	4.15	0.0215	0.0267	0.0215	0.0267	0.002	0.001

Niveles (m)	H (m)	Δx (m)	Δy_i (m)	Δx_{iR} (m)	Δy_{iR} (m)	Colapso	
						$\frac{\Delta x_i Q_R}{H}$	$\frac{\Delta y_i Q_R}{H}$
0	0	0	0	0	0	0	0
5.83	5.83	0.009	0.015	0.009	0.015	0.003	0.005
9.98	4.15	0.026	0.0267	0.026	0.0267	0.011	0.011

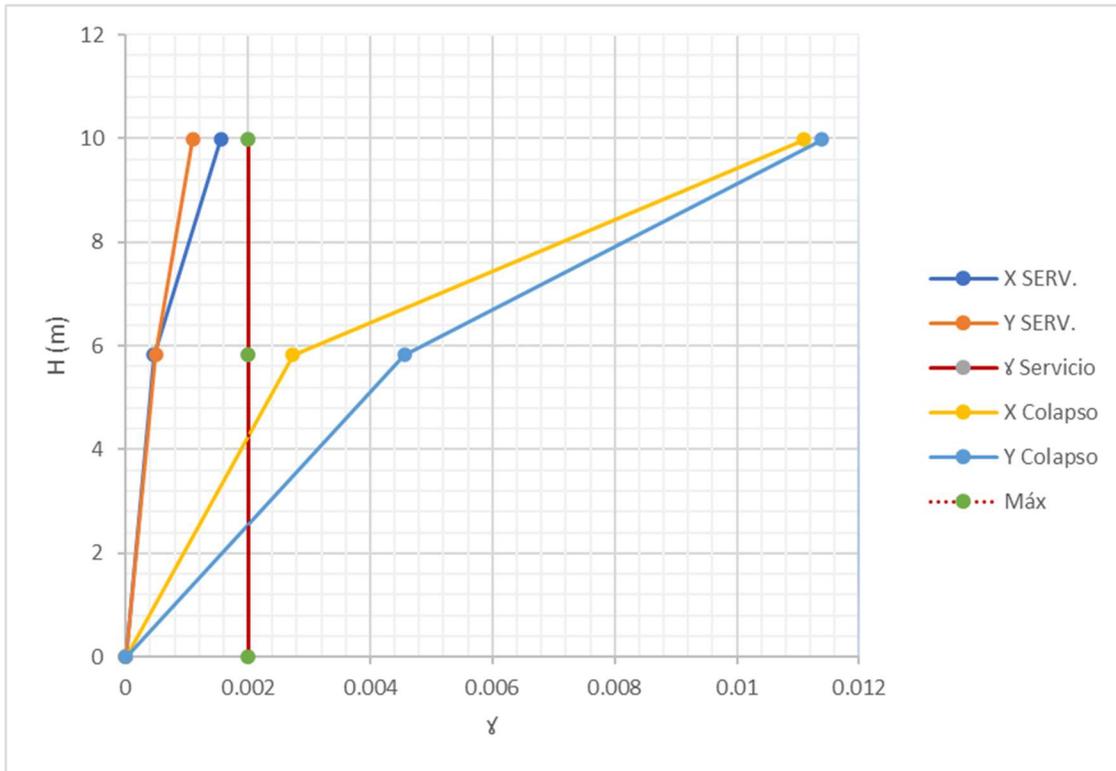
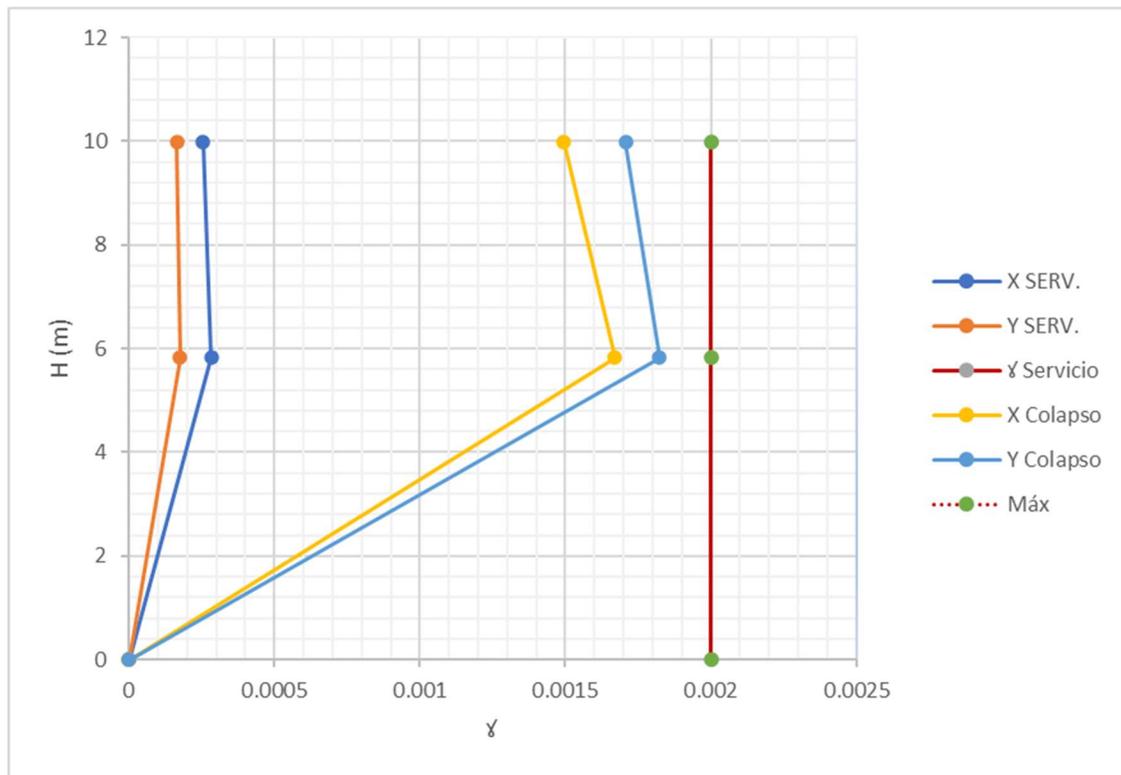


Tabla 36. Revisión de distorsiones permisibles modelo III respecto a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo, 2017.

Niveles (m)	H (m)	Δx (m)	Δy_i (m)	Δx_{iR} (m)	Δy_{iR} (m)	Limitación de daños	
						$\frac{\Delta x_{iKs}}{H}$	$\frac{\Delta y_{iKs}}{H}$
0	0	0	0	0	0	0	0
5.83	5.83	0.0055	0.006	0.0055	0.006	0.000	0.000
9.98	4.15	0.009	0.01	0.0035	0.004	0.000	0.000

Niveles (m)	H (m)	Δx (m)	Δy_i (m)	Δx_{iR} (m)	Δy_{iR} (m)	Colapso	
						$\frac{\Delta x_{iQR}}{H}$	$\frac{\Delta y_{iQR}}{H}$
0	0	0	0	0	0	0	0
5.83	5.83	0.0055	0.006	0.0055	0.006	0.002	0.002
9.98	4.15	0.009	0.01	0.0035	0.004	0.001	0.002



Las distorsiones calculadas anteriormente reflejan el comportamiento de cada modelo estudiado, los modelos I y III cumplen con los criterios establecidos en las NTC-Sismo (2017), mientras que el modelo II supera los límites permisibles. Para este caso en particular la zona con mayor deformación se presenta en la dirección

Y (norte y sur) y se produce por no tener muros transversales en uno de los locales más largos.

7.14. REVISIÓN DE ESFUERZOS

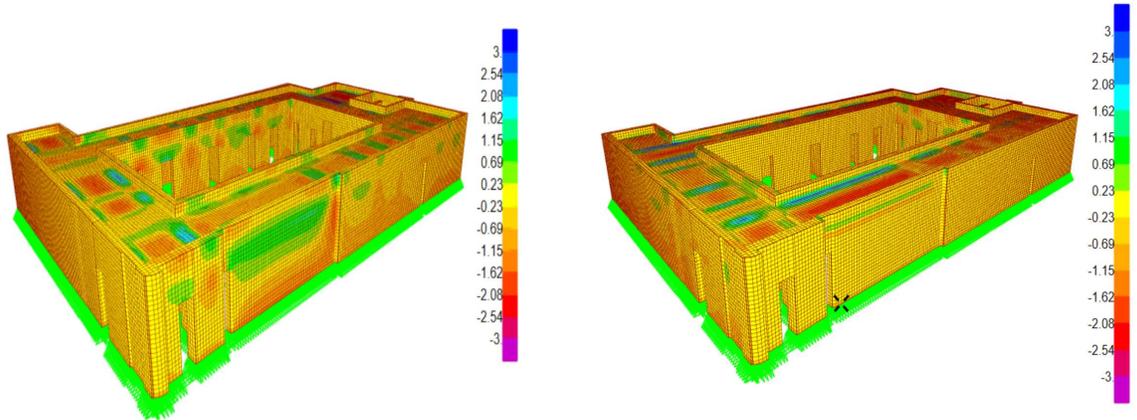
Con el fin de observar las zonas más críticas de las estructuras, se obtuvieron los esfuerzos de los tres modelos para los diferentes casos de carga. En este apartado se muestran los esfuerzos a tensión o compresión y los esfuerzos cortantes, actuantes en todo el inmueble.

Los esfuerzos S11 representan los esfuerzos generados en la dirección de X (oriente-poniente), los esfuerzos S22 indican los esfuerzos en la dirección Y (norte-sur), los esfuerzos S33 muestran los esfuerzos en la dirección Z (gravitacionales), y los esfuerzos S12, S13 y S23 los esfuerzos cortantes, lo cual abarca una combinación de las direcciones descritas con anterioridad.

Los resultados mostrados en las imágenes siguientes están concentrados en tres grupos de cada uno de los modelos, los esfuerzos para la combinación 1 por cargas gravitacionales, los esfuerzos por la combinación 2-5 por cargas accidentales en la dirección X (oriente-poniente) y los esfuerzos por la combinación 6-9 por cargas accidentales en la dirección Y (norte-sur).

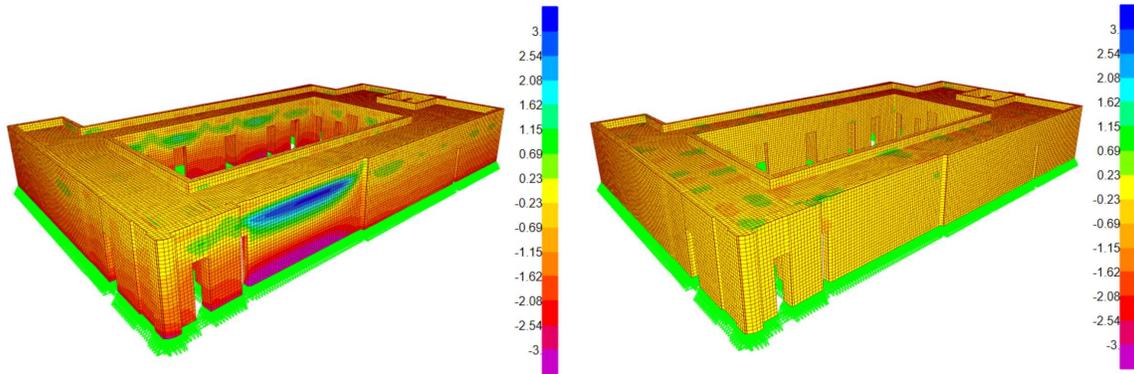
Modelo I

Cargas gravitacionales



S11 máx.= 0.80 kg/cm² mín.= -1.10 kg/cm²

S22 máx.= 1.15 kg/cm² mín.= -2.17 kg/cm²



S33 máx.= 2 kg/cm² mín.= -4.23 kg/cm²

S13 máx.= 0.15 kg/cm² mín.= -0.21 kg/cm²

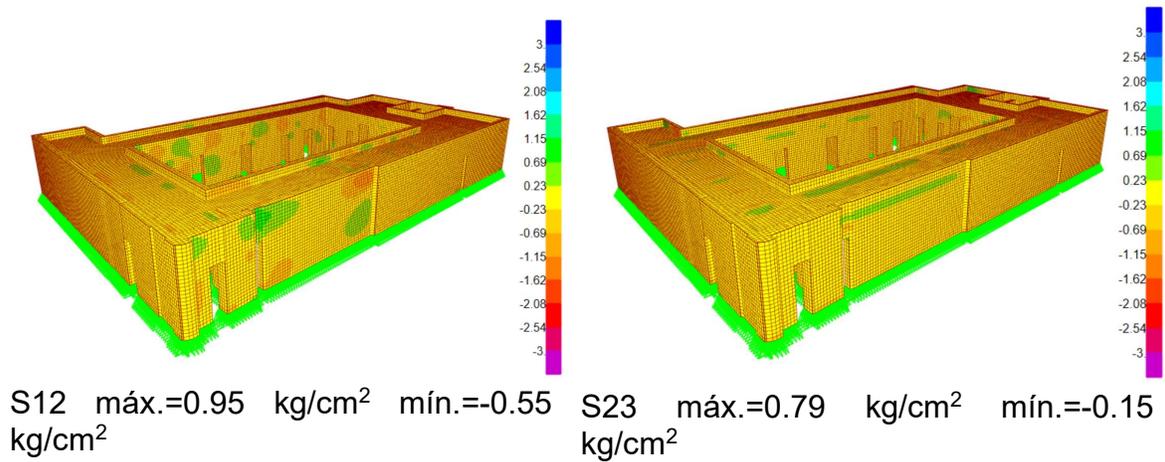
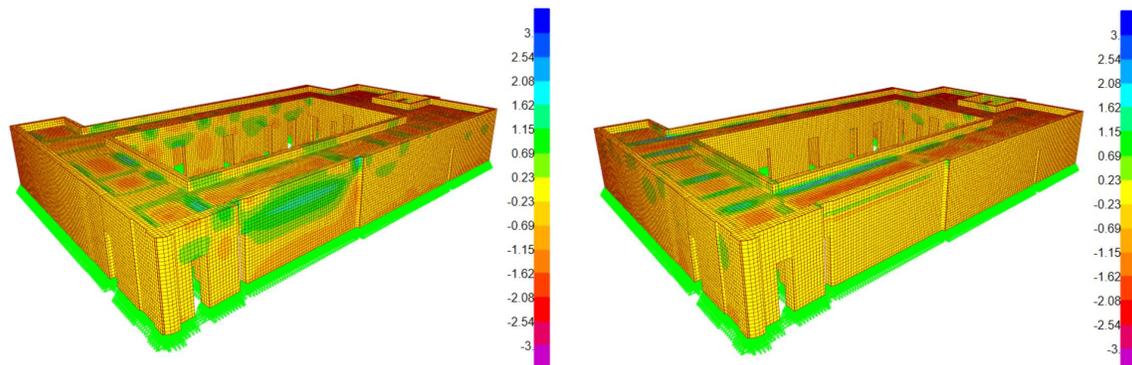


Imagen 50. Esfuerzos por cargas gravitacionales.

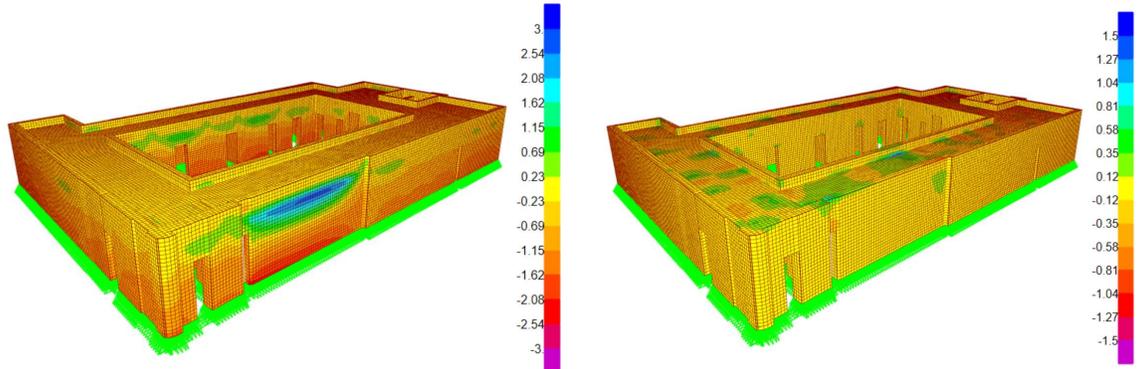
Los esfuerzos obtenidos por compresión se encuentran en el orden de 1 a 5 kg/cm² y los esfuerzos máximos a tensión calculados es de 2 kg/cm². Los esfuerzos de compresión máximo se observan en la zona baja del inmueble y para los casos en tensión, estos se producen en los cerramientos de los vanos o en los bordes de losa con muro.

Los esfuerzos cortantes son de menor intensidad y aparecen en zonas donde existe una menor solidez de muro, tal como resulta ser el muro sur de la crujía sur.

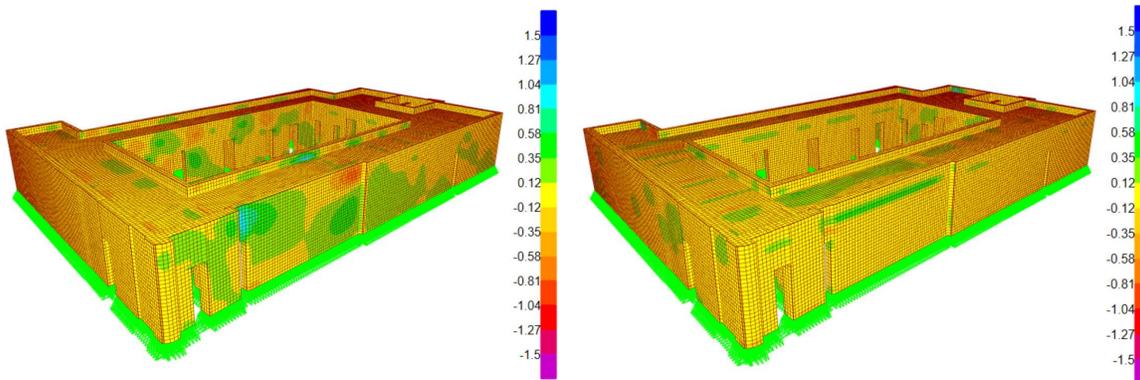
Donde se aplican las cargas accidentales para las combinaciones 2 a 5 se muestran las siguientes imágenes, en las que se aplica una mayor fuerza horizontal en la dirección oriente-poniente.



S11 máx.=1.50 kg/cm² min=-2.20 kg/cm² S22 máx.=1.46 kg/cm² min=-1.92 kg/cm²



S33 máx=2.00 kg/cm² min=-5.63 kg/cm² S13 máx=0.37 kg/cm² min=-0.95 kg/cm²

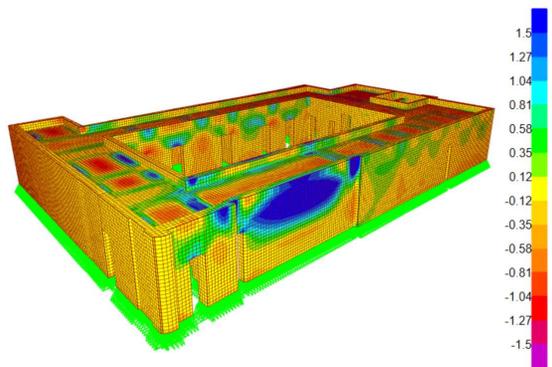


S12 máx=1.72 kg/cm² min=-1.34kg/cm² S23 máx=0.68 kg/cm² min=-0.25 kg/cm²

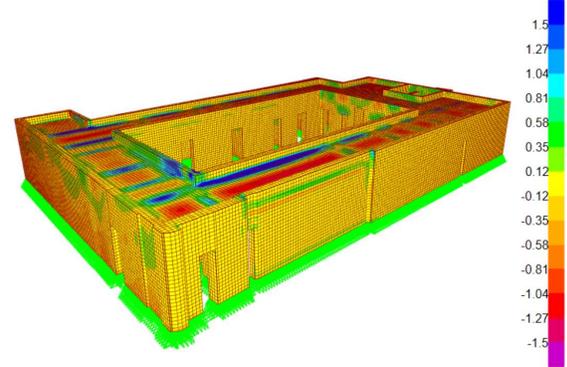
Imagen 51. Esfuerzos por combinaciones de carga 2 a 5.

Los esfuerzos mostrados a causa de las combinaciones 2 a 5 indican una zona de concentración de tensiones en el muro sur de la crujía sur, causado por la esbeltez del muro en comparación con el resto.

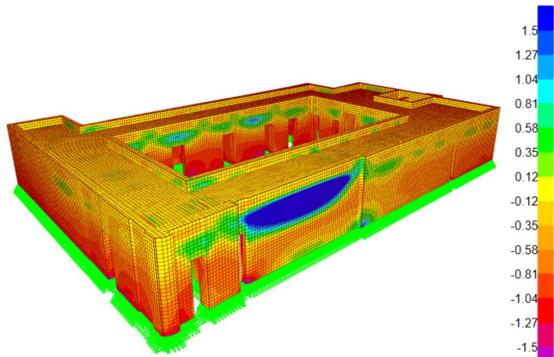
Para los esfuerzos donde la carga accidental actúa en mayor magnitud en la dirección norte-sur se muestran las siguientes imágenes.



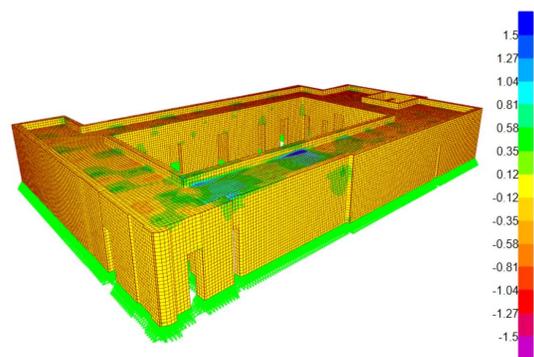
S11 máx.= 2.00 kg/cm² mín.= -1.69 kg/cm²



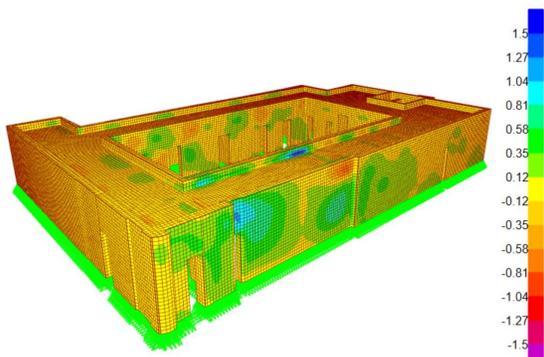
S22 máx.= 1.72 kg/cm² mín.= -1.53 kg/cm²



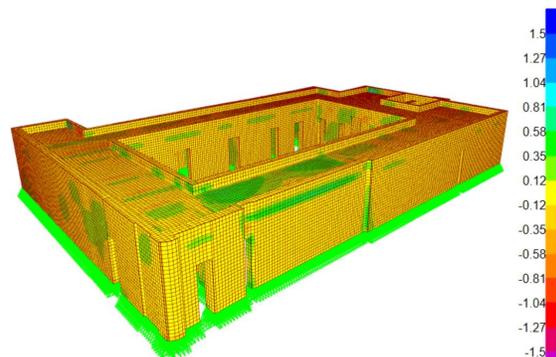
S33 máx.= 2.50 kg/cm² mín.= -5.63 kg/cm²



S13 máx.= 1.68 kg/cm² mín.= -0.18kg/cm²



S12 máx.= 1.95 kg/cm² mín.= -1.29 kg/cm²



S23 máx.= 0.82 kg/cm² mín.= -0.24 kg/cm²

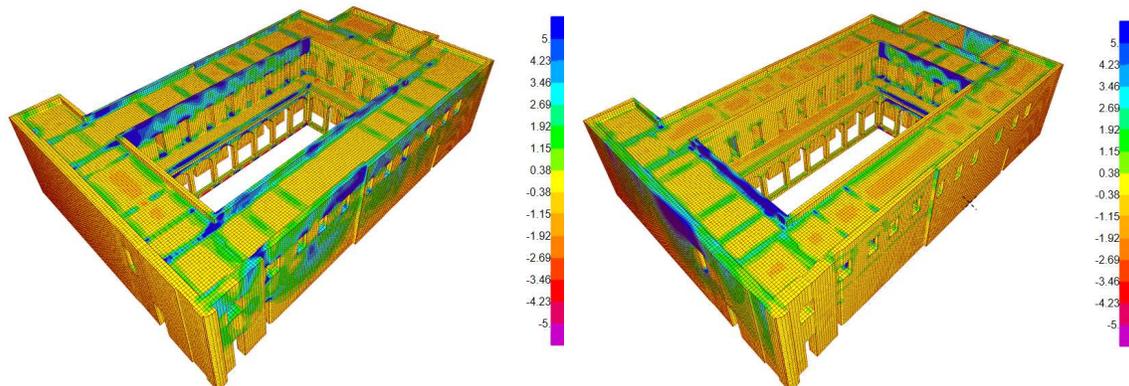
Imagen 52. Esfuerzos por combinaciones de carga 6-9

Para la combinación 6 a 9, los esfuerzos de compresión y tensión aumentan en magnitud en los muros perpendiculares a la fuerza aplicada, el muro sur de la crujía sur genera una zona de tensión importante, donde interactúan las vigas de madera y el muro, sin embargo, los esfuerzos de tensión calculados son inferiores a la resistencia del material de 3 kg/cm^2 .

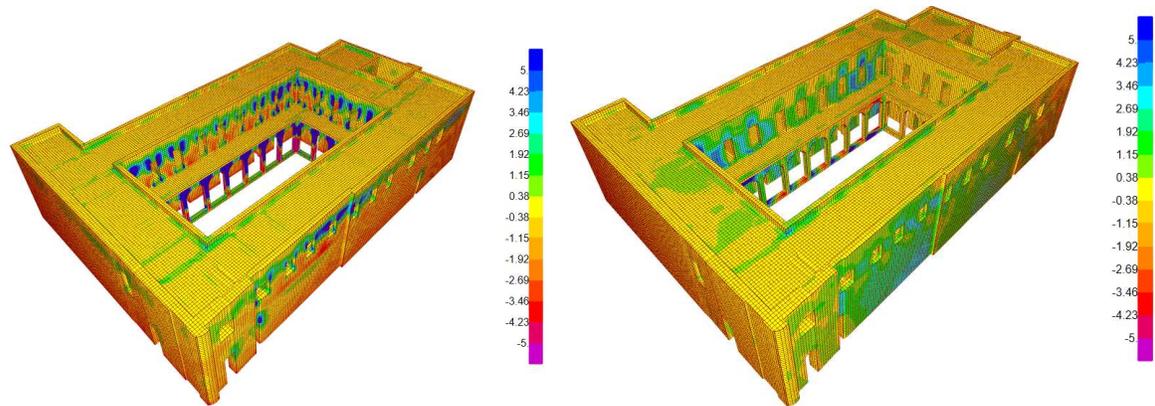
Debido a la nula información de los daños en esta etapa constructiva, es imposible realizar una comparación de daños con lo obtenido por este análisis, no obstante, en las zonas con mayores tensiones es de esperarse presencia de agrietamientos o aperturas de juntas.

MODELO II

En la siguiente sección se aprecian los esfuerzos calculados por cargas gravitacionales. Es de mayor interés que en este apartado se preste atención a los esfuerzos que ocurren en el sentido vertical.

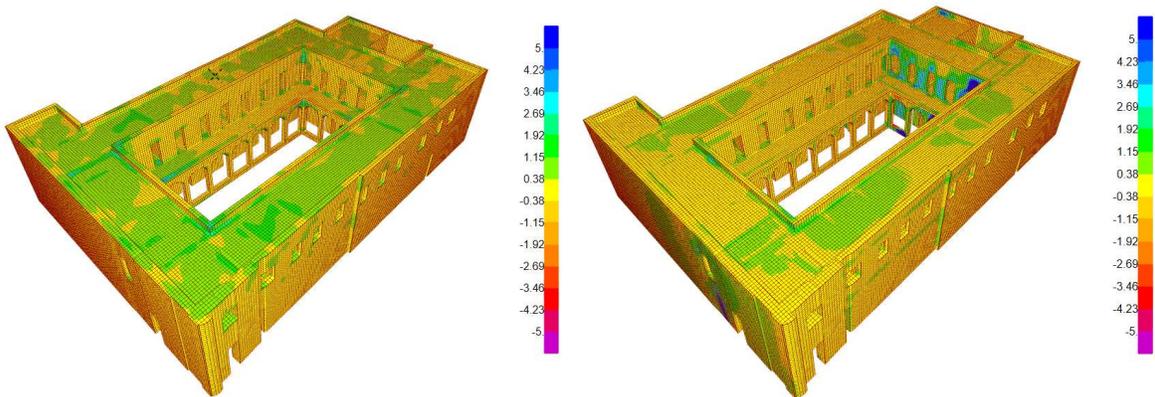


S11 máx.=4.95 kg/cm^2 mín.=-5.68 kg/cm^2 S22 máx.= 0.46 kg/cm^2 mín.= -2.35 kg/cm^2



S33 máx.= 2.35 kg/cm² mín.= -12.6 kg/cm²

S13 máx.= 0.38 kg/cm² mín.= -0.25 kg/cm²



S12 máx.= 1.23 kg/cm² mín.= -0.29 kg/cm²

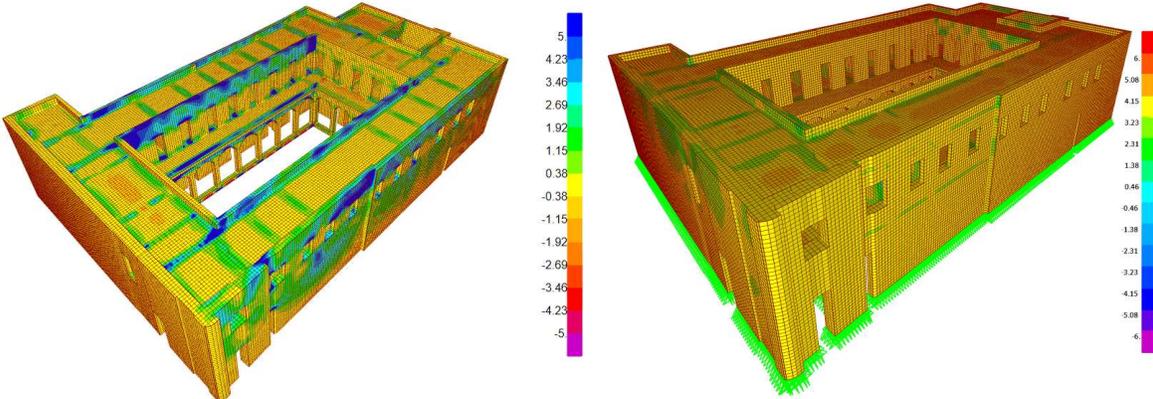
S23 máx.= 0.78 kg/cm² mín.= -0.15 kg/cm²

Imagen 53. Esfuerzos por cargas gravitacionales.

De las imágenes anteriores, se pueden evaluar esfuerzos en compresión menores a 13 kg/cm² y esfuerzos de tensión de 3 kg/cm² visibles en la zona de los vanos, en los apoyos de las vigas de madera hacia los muros y en la arcada.

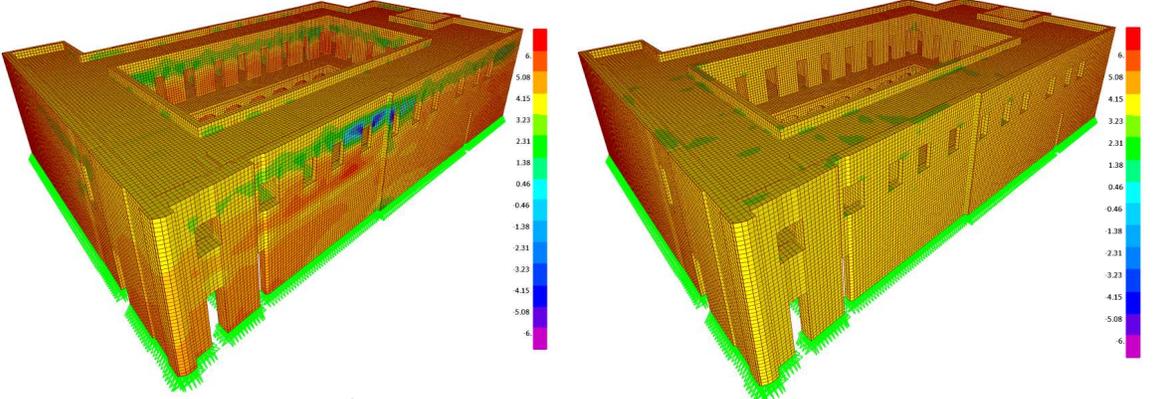
Los esfuerzos cortantes mostrados con valores de 1.23 kg/cm² no representan ningún problema significativo por tener valores inferiores a la resistencia de la mampostería.

Para los casos donde se aplican la fuerza accidental con mayor magnitud en la dirección (oriente-poniente) debido a las combinaciones de carga 2 a 5, se muestran los resultados en las siguientes imágenes.



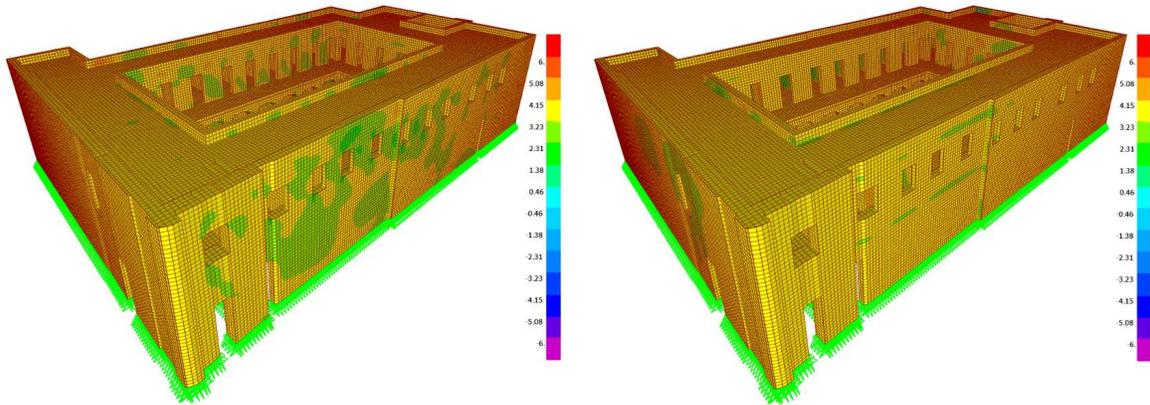
S11 máx.= 4.50 kg/cm² mín.= -6.50 kg/cm²

S22 máx.= 1.35 kg/cm² mín.= -2.34 kg/cm²



S33 máx.= 3.25 kg/cm² mín.= -8.65 kg/cm²

S13 máx.= 0.51 kg/cm² mín.= -0.46kg/cm²



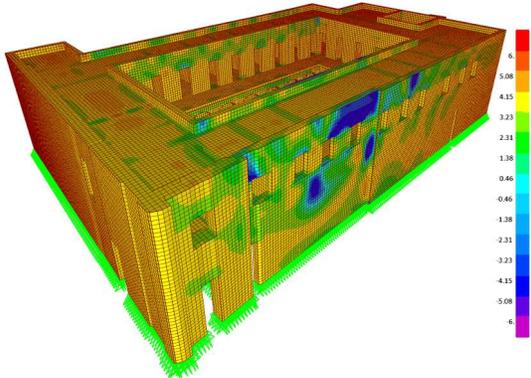
S12 máx.= 1.35 kg/cm² mín.= -0.65 kg/cm² S23 máx.= 0.45 kg/cm² mín.= -0.36 kg/cm²

Imagen 54. Esfuerzos por combinación de carga 2-5

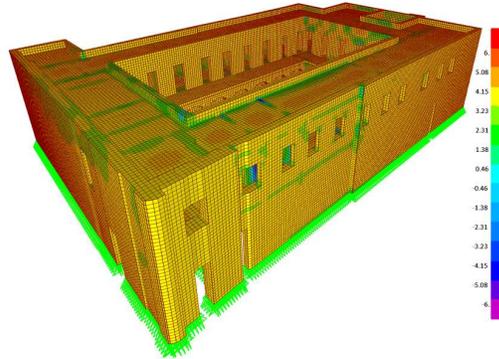
Los esfuerzos de la combinación 2 a 5 muestran concentraciones de tensiones importantes en la zona de los pretilos en el sentido largo, en la zona de los cerramientos de vanos y en las intersecciones entre muros, con valores máximos de 4.50 kg/cm².

Para el caso de los esfuerzos cortantes S12 llegan a presentarse esfuerzos con valor constante de 0.65 kg/cm² en los muros longitudinales (oriente-poniente).

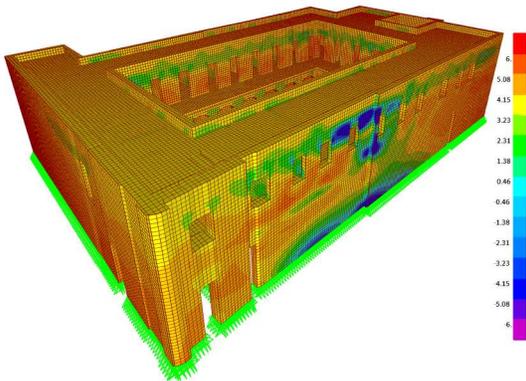
De la misma manera, en la imagen 55 se muestran los esfuerzos obtenidos mediante las combinaciones 6-9, los resultados indican una mayor concentración de fuerza cortante en la crujía sur, debido a la fuerza horizontal aplicada en la dirección norte-sur. Los esfuerzos S11 y los esfuerzos S33 coinciden con concentraciones de tensiones en la crujía con menor número de muros perpendiculares al plano (oriente-poniente), calculando esfuerzos de tensión en estos de 4.65 kg/cm².



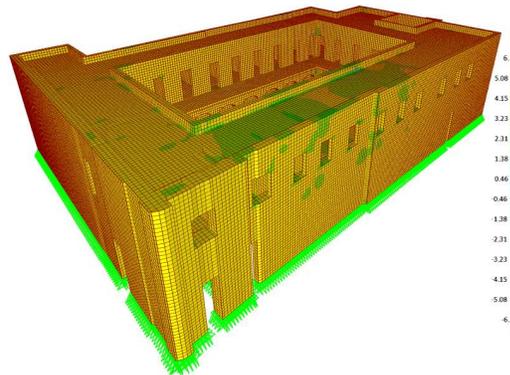
S11 máx.= 2.56 kg/cm² mín.= -5.25 kg/cm²



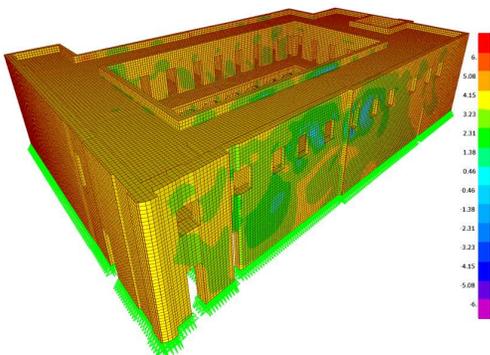
S22 máx.= 1.45 kg/cm² mín.= -2.95 kg/cm²



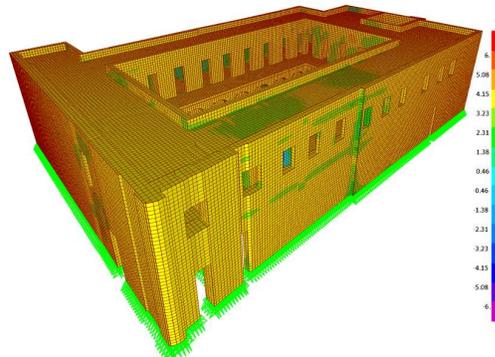
S33 máx.= 4.65 kg/cm² mín.= -8.95 kg/cm²



S13 máx.= 0.55 kg/cm² mín.= -0.38 kg/cm²



S12 máx.= 3.65 kg/cm² mín.= -0.89 kg/cm²

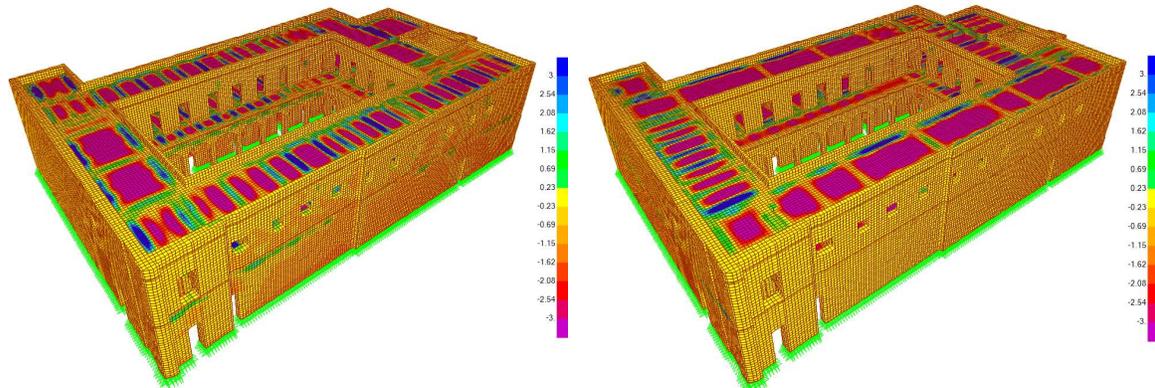


S23 máx.= 0.65 kg/cm² mín.= -0.89 kg/cm²

Imagen 55. Esfuerzo por combinación de carga 6-9

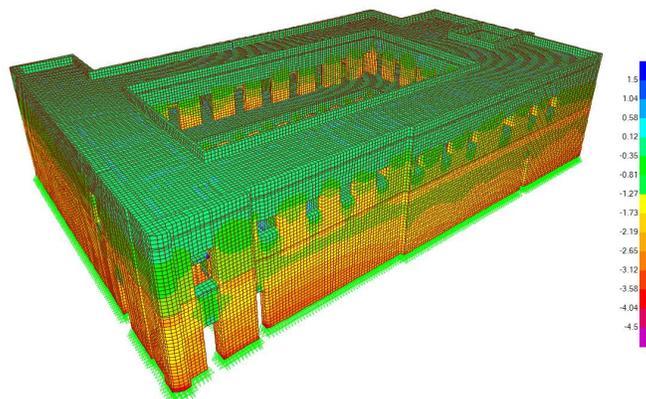
MODELO III

En la siguiente imagen se aprecian los esfuerzos por cargas gravitacionales del modelo III.



S11 máx.= 0.58 kg/cm² mín.= -3.58 kg/cm²

S22 máx.= 1.68 kg/cm² mín.= -2.65 kg/cm²



S33 máx.= 1.23 kg/cm² mín.= -7.96 kg/cm²

Imagen 56. Esfuerzos por cargas gravitacionales.

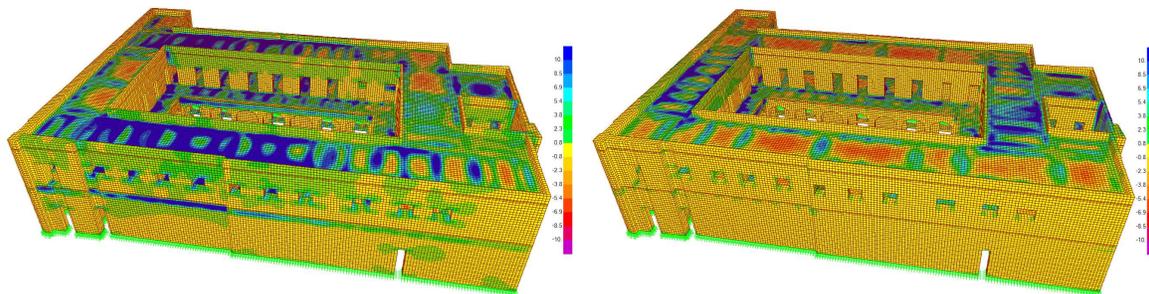
Para esta combinación, se observan tensiones en la parte superior de la losa donde llega a existir una conexión con viga metálica o muro de mampostería, los valores calculados se encuentran en el orden de 1.68 kg/cm² como el caso más crítico, por

otro lado, los esfuerzos de compresión del material en los muros en dirección vertical tienen un valor constante en la parte inferior de 7.96 kg/cm^2 .

Para los casos donde se aplican las cargas accidentales se muestran las siguientes imágenes.

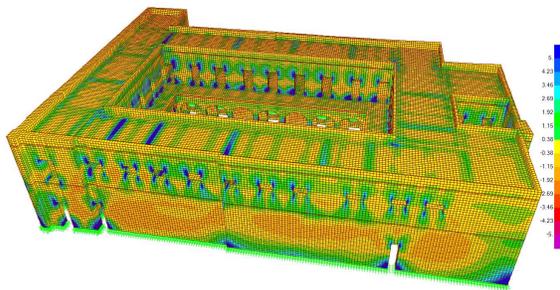
Los esfuerzos de la combinación 2 a 5, generaron mayores tensiones en el sistema de losa y la dala perimetral de planta baja y planta alta, con valores de 6.50 kg/cm^2 , así mismo, se observan esfuerzos de tensión en el sentido vertical en las esquinas de las puertas y ventanas, sin embargo, estos valores se encuentran por debajo de la capacidad de resistencia del material.

Para el caso de la fuerza cortante, los valores obtenidos no muestran ningún problema por ser valores inferiores a la capacidad del material.

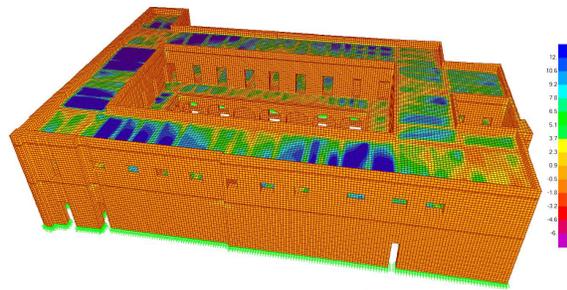


S11 máx.= 6.5 kg/cm^2 mín.= -2.68 kg/cm^2

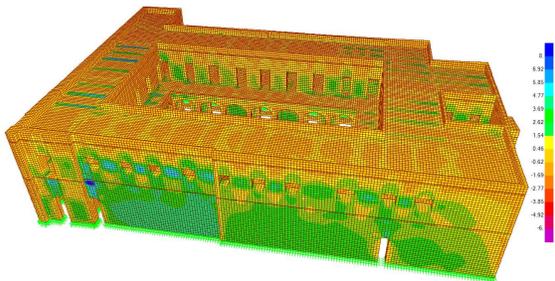
S22 máx.= 4.68 kg/cm^2 mín.= -2.79 kg/cm^2



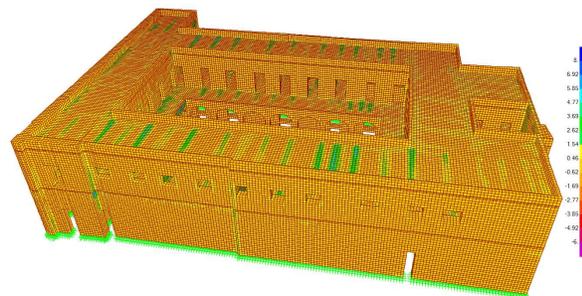
S33 máx.= 2.95 kg/cm² mín.= -8.95 kg/cm²



S13 máx.= 0.55 kg/cm² mín.= -0.38 kg/cm²



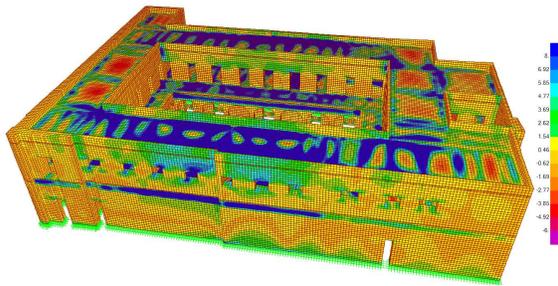
S12 máx.= 1.51 kg/cm² mín.= -0.86 kg/cm²



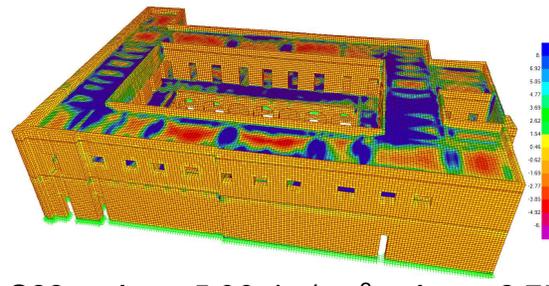
S23 máx.= 1.24 kg/cm² mín.= -0.62 kg/cm²

Imagen 57. Esfuerzos por combinación de carga 2-5.

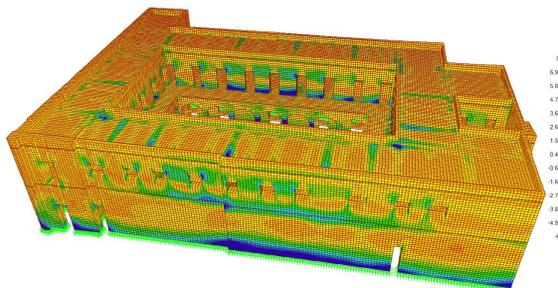
Asimismo, los esfuerzos donde la fuerza accidental con mayor magnitud actúa en la dirección norte-sur se muestra en la imagen siguiente.



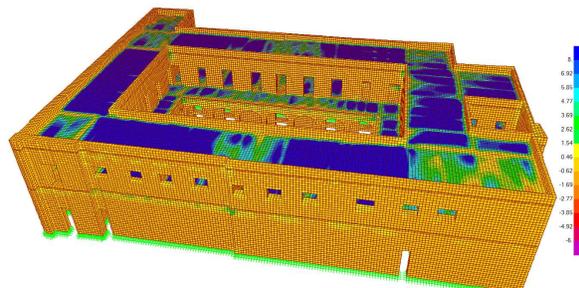
S11 máx.= 8.52 kg/cm² mín.= -3.85 kg/cm²



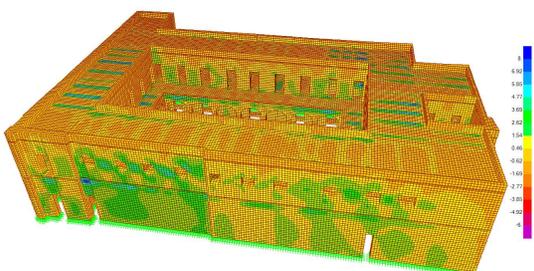
S22 máx.= 5.36 kg/cm² mín.= -2.75 kg/cm²



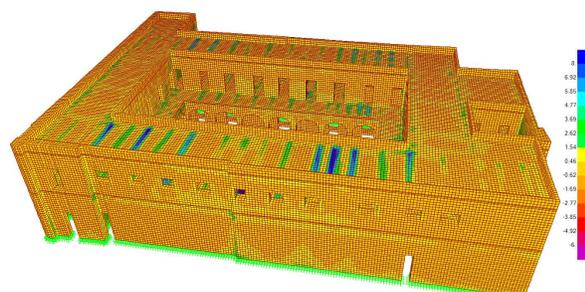
S33 máx.= 2.80 kg/cm² mín.= -7.59 kg/cm²



S13 máx.= 2.58 kg/cm² mín.= -0.96 kg/cm²



S12 máx.= 1.60 kg/cm² mín.= -0.96 kg/cm²



S23 máx.= 2.58 kg/cm² mín.= -0.99 kg/cm²

Imagen 58. Esfuerzos por combinaciones de carga 6-9

De la misma manera que ocurre en las combinaciones de 2 a 5, los esfuerzos de tensión se incrementan en la zona de cubiertas o entrepiso y los muros de mampostería reflejan un comportamiento similar ante el esfuerzo cortante.

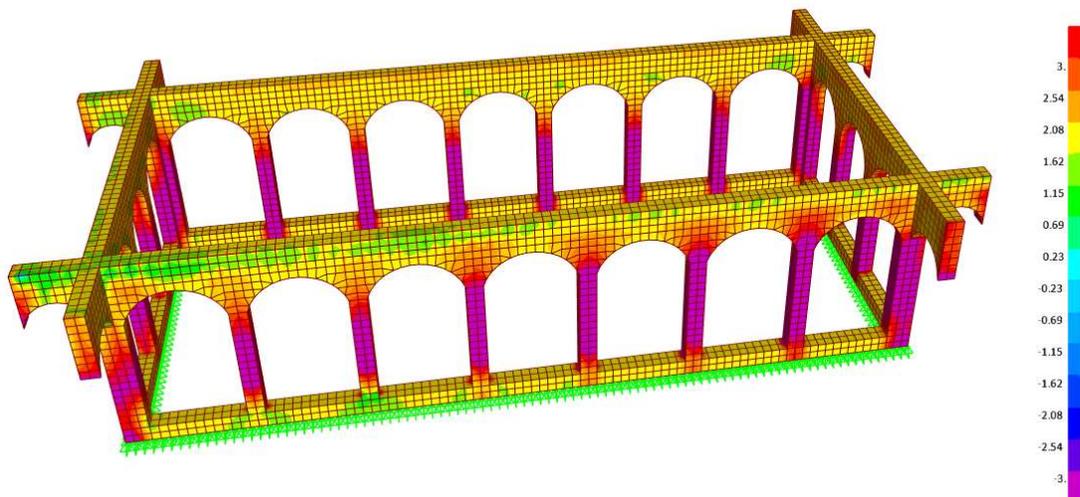
Los esfuerzos de mayor intensidad en las cubiertas son resistidos por la capacidad del material del sistema de techo propuesta, en este caso el acero y el concreto, por lo tanto, dichos esfuerzos no generarían problemas por ser más bajos a la resistencia de cada material.

7.15. REVISIÓN DE ESFUERZOS EN ARCADAS

Para mostrar los esfuerzos en las arcadas, fue necesario ocultar los muros del resto del inmueble y debido a una nula fabricación de arcos en el modelo I, solo se mostrarán del modelo II y III.

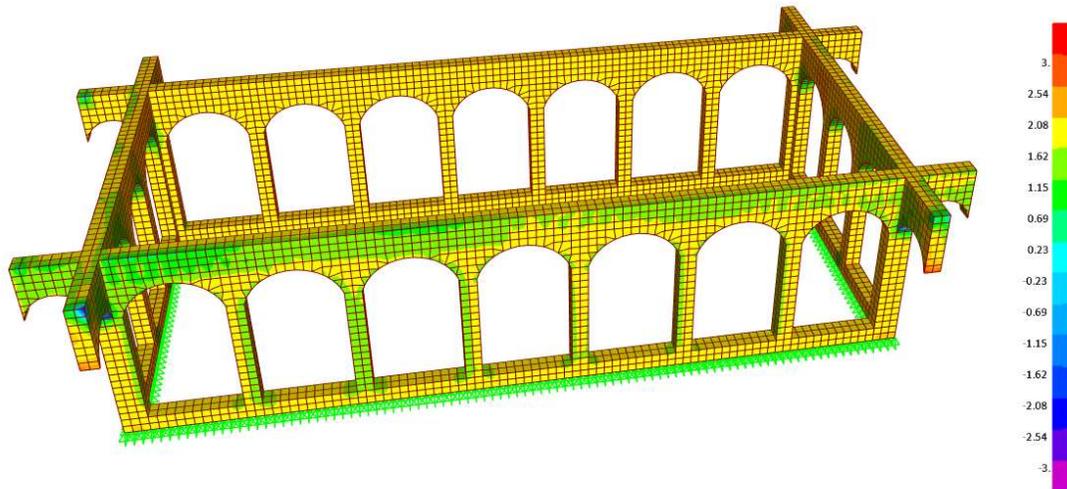
Arcada Modelo II

Los esfuerzos actuantes en la arcada del modelo II, para la combinación 1 correspondientes a las cargas gravitacionales se exponen los resultados de los esfuerzos en la dirección vertical y los esfuerzos cortantes.



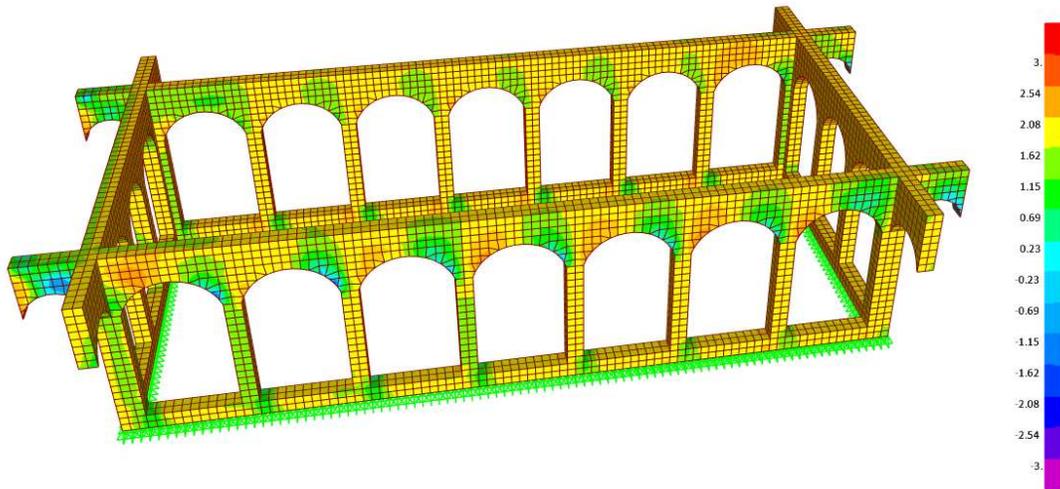
S33 máx.= 1.25 kg/cm² mín.= -6.58 kg/cm²

Imagen 59. Esfuerzos en arcada por cargas gravitacionales



S13 máx.= 1.54 kg/cm² mín.= -0.85 kg/cm²

Imagen 60. Esfuerzos en arcada por cargas gravitacionales



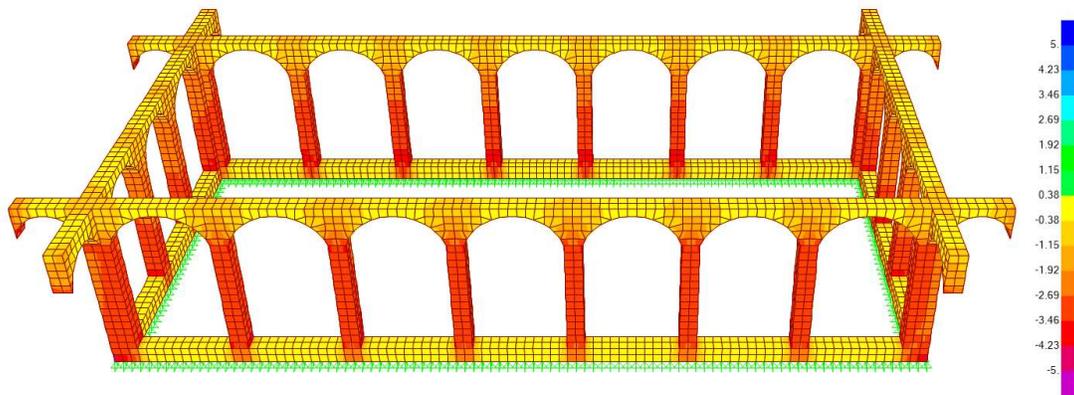
S23 máx.= 2.56 kg/cm² mín.= -1.58 kg/cm²

Imagen 61. Esfuerzos en arcada por cargas gravitacionales

Los esfuerzos indicados en las imágenes anteriores ante carga gravitacional se encuentran por debajo de 7 kg/cm², mientras que los mayores esfuerzos a cortante de 2.56 kg/cm² se producen en las enjutas de los arcos y en la unión de columna con la zapata.

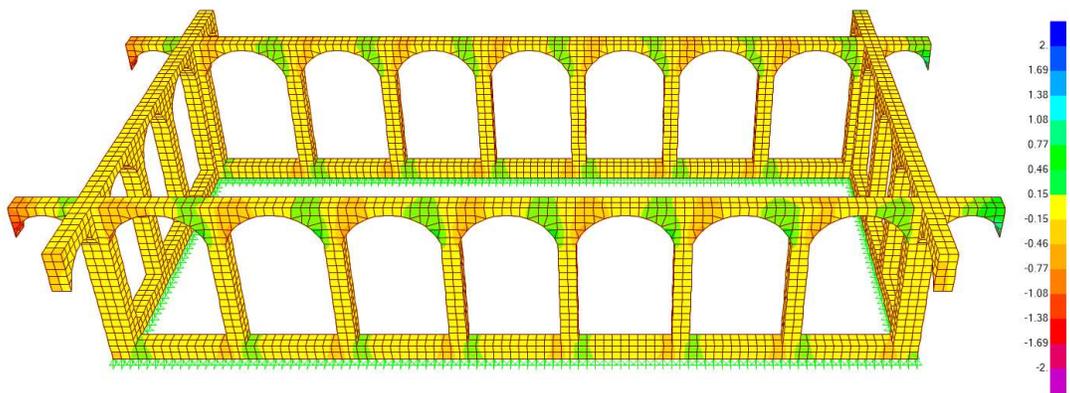
Arcada modelo III

En las siguientes imágenes se muestran los esfuerzos actuantes en la arcada del modelo III, para la combinación 1 correspondiente a las cargas gravitacionales se aprecian esfuerzos inferiores comparados con el caso anterior.



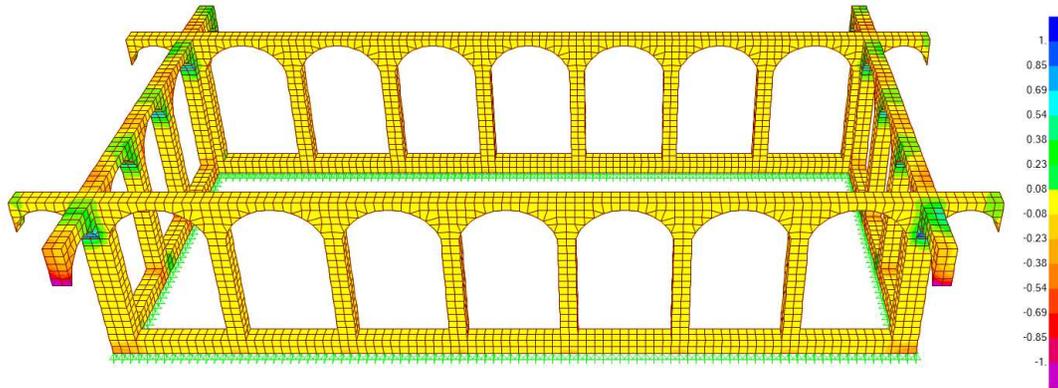
S33 máx.= 0.58 kg/cm² mín.= -4.25 kg/cm²

Imagen 62. Esfuerzos en arcada por cargas gravitacionales



S13 máx.= 1.54 kg/cm² mín.= -0.85 kg/cm²

Imagen 63. Esfuerzos en arcada por cargas gravitacionales



S23 máx.= 2.56 kg/cm² mín.= -1.58 kg/cm²

Imagen 64. Esfuerzos en arcada por cargas gravitacionales

Con las imágenes anteriores se pueden observar los esfuerzos en compresión en el orden de 4.25 kg/cm² en la base de las columnas. Por otro lado, los esfuerzos cortantes para esta combinación se indican en la conexión entre la zapata corrida de mampostería y la columna, así como en la conexión del arco con la columna.

7.16. REVISIÓN DE PRESIONES EN SUELO

Basado en los pesos obtenidos para cada una de las etapas constructivas revisadas con anterioridad, se obtuvieron las presiones ejercidas en la cimentación ante cargas gravitacionales. En la primera revisión se contempla una base rígida, es decir, los esfuerzos desarrollados en la base se transfieren de forma uniforme hacia el suelo de forma constante; sin embargo, para la revisión obtenida con ayuda del módulo de reacción se obtienen esfuerzos con relación al peso y área correspondiente cargada.

En la siguiente tabla se muestran los esfuerzos estáticos en la base de los tres modelos ejecutados. Se tomarán los pesos obtenidos en la sección 7.9.

La presión es calculada a partir de la siguiente fórmula:

$$\sigma_{eff} = \frac{P}{At}$$

Donde:

σ_{eff} : esfuerzo efectivo sobre el suelo

P : carga actuante sobre el suelo

At : área de desplante de muros

Tabla 38. *Presión en cimentación de los tres modelos*

Modelo	P (t)	At (m ²)	eff (t/m ²)
I	3038	218.62	13.89
II	5695.20	260.82	21.83
III	5041	265.95	18.95

En las siguientes imágenes se aprecian las presiones en la base de los muros y de las columnas, mismos donde se ha considerado el módulo de reacción descrito en la sección 7.5.

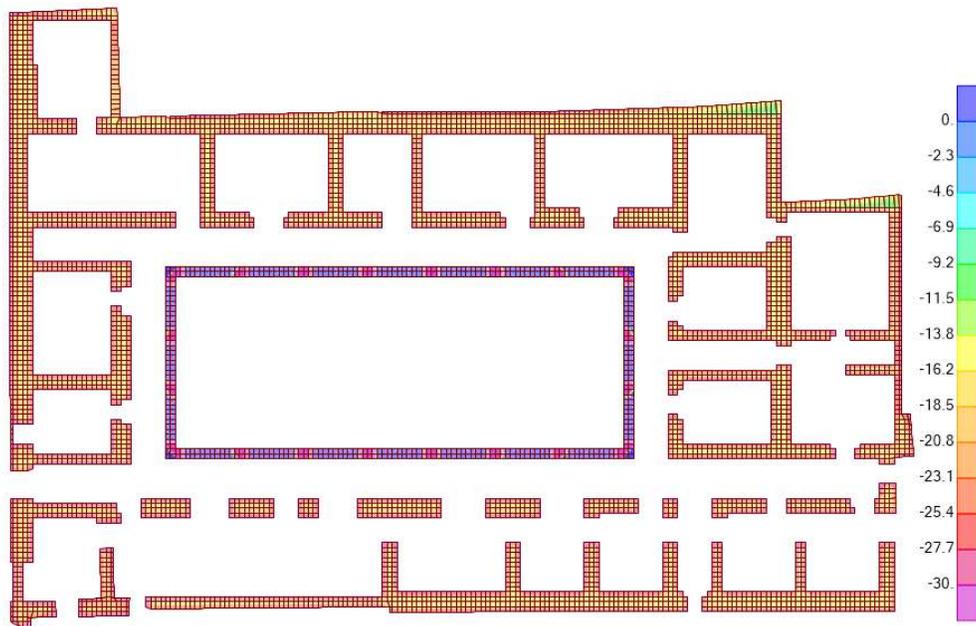


Imagen 65. Presiones en la base del modelo II en t/m²

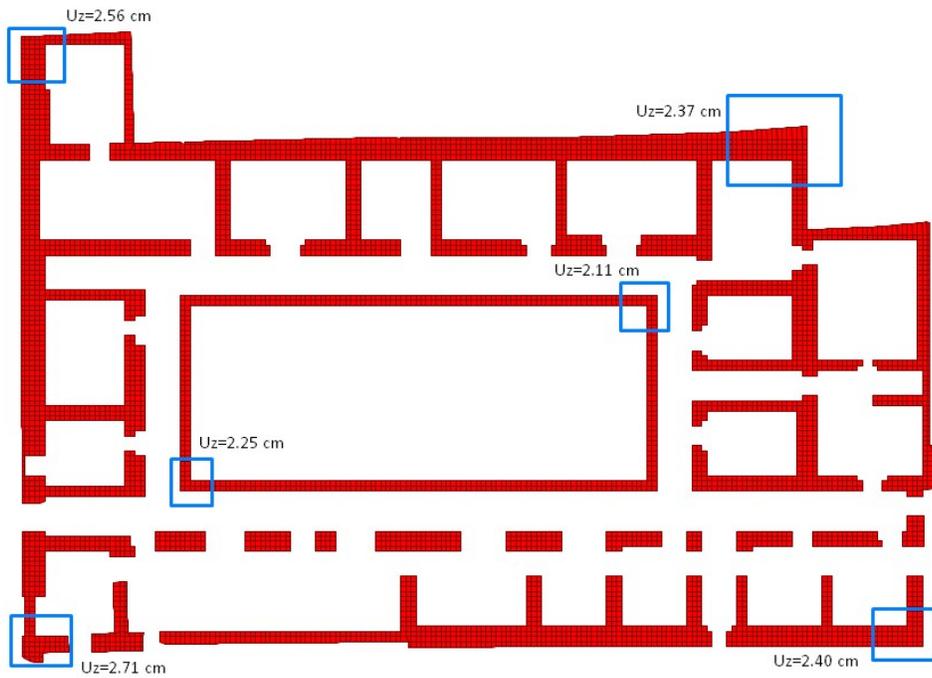


Imagen 66. Deformación vertical en la base del modelo II en cm

El modelo II muestra una presión máxima en la base de 25 t/m² con una deformación vertical máxima de 2.71 cm en la esquina sur- poniente. Entre las esquinas del inmueble, se presentan deformaciones diferentes entre ellas hasta de 0.34 cm y para el caso de las columnas una diferencia de 0.14 cm.

Para el caso del modelo III se realizó la misma revisión de presiones y deformación en la base como se muestra en las imágenes siguientes.

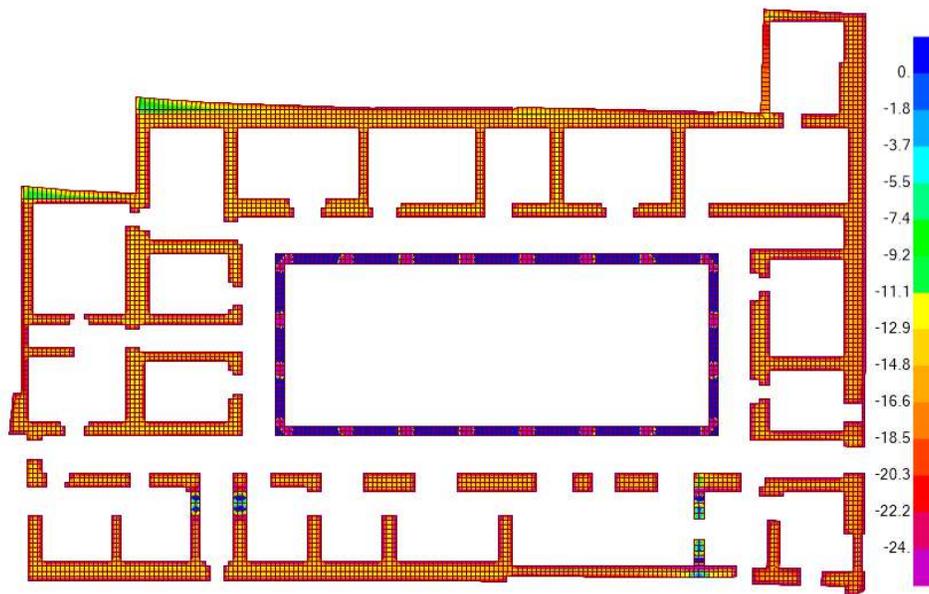


Imagen 67. Presiones en la base del modelo III en t/m²

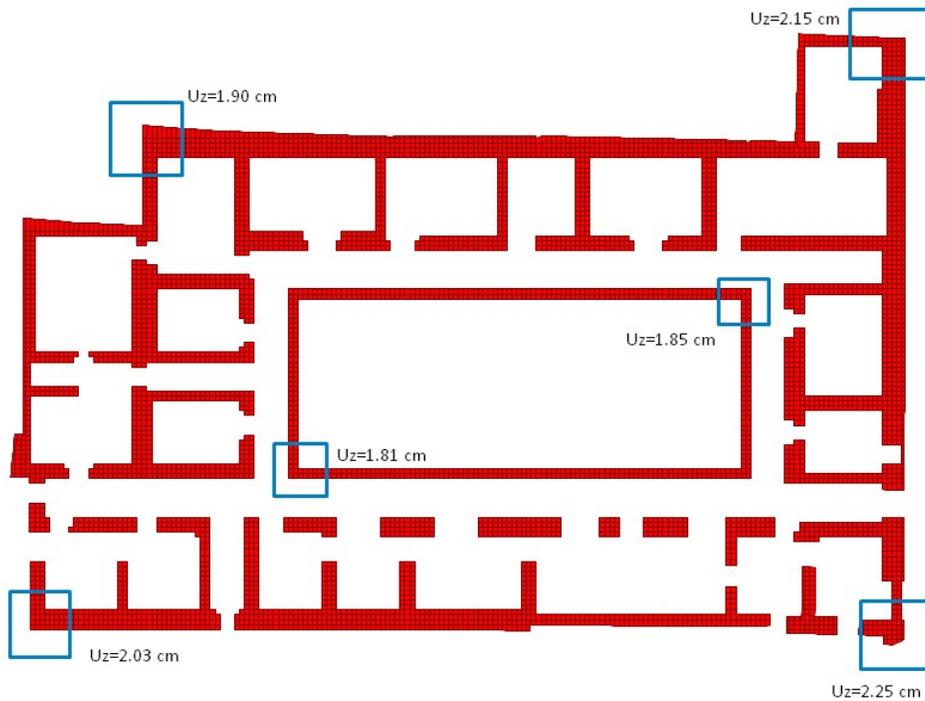


Imagen 68. Deformaciones en la base del modelo III en cm

La presión máxima en la base resultó de 22 t/m^2 con una deformación vertical de 2.25 cm, siendo la esquina sur- poniente el caso más crítico. Entre las esquinas del inmueble llegan a presentarse deformaciones con una diferencia de 0.35 cm y para el caso de las columnas se observa una diferencia de deformación de 0.04 cm.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se puede apreciar una concentración de esfuerzos a compresión en los muros esbeltos para los dos modelos comparados, y para el caso de la cimentación de las columnas se observan esfuerzos de tensión en la zapata corrida producto de las fuerzas axiales aplicadas en el área de la propia columna.

8. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

De todos los resultados obtenidos en los capítulos anteriores de los modelos tridimensionales, se pueden comentar las diferencias encontradas.

Para el caso del modelo I se observó un comportamiento adecuado en la mayoría de los muros, teniendo entre los esfuerzos actuantes siempre valores inferiores a la resistencia de los materiales indicados por la tabla 4 del capítulo 7.3, no obstante, el muro sur de la crujía sur concentra esfuerzos de tensión mayores al resto del inmueble, debido a la esbeltez del propio muro y a una menor cantidad de muros perpendiculares que restrinjan el pandeo, por otro lado, aunque esta etapa constructiva tuvo un sistema de azotea pesado y flexible las distorsiones calculadas se encontraron por debajo del límite establecido por la NTC-Sismo 2017.

Así mismo, para el modelo II se obtuvieron esfuerzos de tensión con valores máximos de 3.85 kg/cm^2 por encima del esfuerzo de 3 kg/cm^2 indicado en la tabla 4 del capítulo 7.3 en algunos muros de planta alta y planta baja, generalmente en las zonas donde coincidían con el sistema de piso, de la misma manera, cuando se realizó la revisión por estado límite de servicio, se detectaron distorsiones de entrepiso en ambas direcciones mayores a los permitido por las NTC-Sismo 2017.

Por último, para el caso del modelo III donde se realizó la intervención elaborada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, el comportamiento global de la estructura tuvo un mejor desempeño estructural, transfiriendo las cargas aplicadas de forma uniforme, debido al sistema de piso compuesto por concreto y acero, generando esfuerzos de compresión altamente uniformes cuando se sometían a distintos casos de carga, además de ser un sistema más rígido que ayuda con la aplicación de fuerza lateral simultáneamente en comparación con el sistema de terrado. Los problemas encontrados de la crujía sur de los otros modelos fueron solucionados agregando un muro perpendicular que transfiriera la carga en el sentido débil del muro largo. Esto logró reducciones de desplazamiento y esfuerzos de tensión en esa zona.

De la misma manera, se observaron reducciones de esfuerzos en las arcadas de los modelos II y III, alcanzando hasta un 60% menos de esfuerzos a compresión y esfuerzo cortante para el modelo III.

9. EJECUCIÓN DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL ELABORADA POR EL II-UNAM

De acuerdo con el análisis realizado y los daños que presentó el inmueble durante el tiempo sin mantenimiento adecuado, el Instituto de Ingeniería de la UNAM propuso diversos sistemas de refuerzos que incluían sustitución del sistema de entepiso y azotea. La primera etapa constituyó en consolidar los muros de mampostería, posteriormente se consolidaron las columnas del patio y, finalmente, se realizaron los cambios de entepiso y azotea.

Consolidación de muros

Debido a que los muros son sometidos a distintas fuerzas en el transcurso del tiempo, es importante considerar que un muro de mampostería llega a sufrir diversos deterioros como son la pérdida de adherencia del mortero, agrietamientos, humedad y desprendimiento del mismo material, por lo cual el II-UNAM propuso la consolidación de todos los muros de mampostería, pero el criterio para determinar qué muros necesitaban algún tipo de consolidación o integración de refuerzo adicional se basó en su estado.

La solución de la consolidación del muro se basa en el tipo de muro, daños encontrados y los resultados del análisis realizado, para los casos de las figuras siguientes, se observan tres tipos de condiciones, la primera una grieta de 10 cm de espesor que corre a todo lo alto del muro, posteriormente una crujía con grietas pequeñas y por último un muro hueco agrietado.



Imagen 69. Grieta en muro 10 cm



Imagen 70. Local de crujía sur con daños menores



Imagen 71. Muro con hueco en su interior

Consolidación de columnas

En los casos de reforzamiento de las columnas, se planteó un cambio o sustitución de sillares para los casos donde los elementos que la componen tuvieran problemas de agrietamiento, desconchamiento o pérdida de sección, para este proceso fue necesario realizar un apuntalamiento provisional, que permitiera la sujeción de la

columna mientras se realizaba la maniobra, posteriormente se consolidaba a base de inyecciones para garantizar una correcta unión de sillares.



Imagen 72. *Apuntalamiento provisional para cambio de sillar*

Integración de sistema de losacero

Por última etapa, se retiraron los entresijos y azoteas existentes con el fin de colocar la solución planteada a base de vigas metálicas y losacero, para tal caso se integró una cadena perimetral de concreto apoyada directamente en los muros mampostería y la cual fue concebida para distribuir de forma uniforme las cargas, producto de las descargas del sistema de entresijo o azotea, posteriormente al colar los elementos de concreto se instalaron las vigas metálicas y el sistema de losacero con su respectiva malla electrosoldada y capa de compresión de 5 cm de espesor.



Imagen 73. Cadena perimetral de concreto en muro



Imagen 74. Instalación de losacero



Imagen 75. Preparación para colado nocturno en azotea



Imagen 76. *Patio principal, después de intervención*

10. CONCLUSIONES

Al utilizar el método de elementos finitos, se pudo obtener los comportamientos estructurales de 3 etapas constructivas del edificio Cárceles de la Perpetua, dando como resultados esfuerzos de compresión, tensión y cortante descrito en los capítulos anteriores.

La diferencia entre las masas, la rigidez y el número de niveles afecta, ya sea en menor o mayor medida, el comportamiento estructural global, generando deformaciones o esfuerzos que excedan o no la resistencia del material.

Las zonas donde existieron altas concentraciones de esfuerzos a tensión dentro del inmueble coinciden con los daños encontrados en sitio antes de su intervención, sin embargo, la mayoría de los daños encontrados fueron causados por los hundimientos diferenciales y/o por la falta de mantenimiento durante un período prolongado.

La comparativa de los tres modelos analizados, muestran similitudes en los resultados obtenidos, no obstante, los modelos II y III, al tener una geometría parecida, son los modelos con mayor índice de comparación, mostrando un mejor comportamiento estructural del modelo III, debido a la integración de muros tanto en planta baja como en planta alta y a la reducción de peso de los sistemas de piso planteados en la propuesta de reforzamiento.

El comportamiento del modelo III mostró un menor desplazamiento ante carga lateral, obteniendo un drift de 0.0019 por debajo de lo permitido por las NTC-sismo 2017, los esfuerzos encontrados del análisis por cargas gravitacionales resultan en el orden de 7.96 a 8 kg/cm² a compresión, siendo el valor inferior a los resultados del modelo II y de la propia resistencia del material.

Al obtener la presión de contacto de la cimentación utilizando el módulo de reacción del suelo se mostró una concentración mayor de esfuerzo cuando los muros son más esbeltos en comparación con el resto., se pudo comprobar que el módulo de reacción planteado no corresponde del todo con las características reales del suelo, ya que se obtienen deformaciones casi uniformes comparados con las diferencias

de compresibilidad del terreno de apoyo que subyace los cimientos del inmueble, por lo cual, se estima que el módulo de reacción pudiera variar de resistencia de Poniente a Oriente, siendo la dirección Poniente la resistencia mayor.

El reforzamiento y adecuación estructural de las cárceles de la perpetua elaborada por el II-UNAM mejoró en gran medida el comportamiento global de la estructura, dando así resultados que cumplen satisfactoriamente con los estados límite de servicio y falla establecidas en las normas técnicas complementarias de la Ciudad de México 2017.

El método de elementos finitos es una herramienta adecuada para el análisis estático y dinámico de este tipo de inmuebles, ya que se pueden construir modelos con geometrías complejas y características específicas. Los resultados de estos análisis estarán condicionados por el procesamiento computacional y la cantidad de sólidos y nodos resultantes del modelado, el cual, depende de diversos factores para su construcción como lo son, la magnitud del inmueble, los sistemas constructivos, los materiales, entre otros.

11. REFERENCIAS

- Cortés Rocha, X. (2019). Cinco siglos de construcción y adecuaciones en el Antiguo Palacio de la Inquisición. En I. J. Herrera (Ed.), *Actas del Tercer Congreso Internacional Hispanoamericano de Historia de la Construcción. Vol. 1.indb 231*, págs. 231-234. Ciudad de México: Facultad de Arquitectura UNAM. Obtenido de https://www.sedhc.es/biblioteca/paper.php?id_p=1570
- De La Colina Martínez, J., & et.al. (2016). *Dinámica de Estructuras* (Vol. 1). Ciudad de México, Colombia: Limusa.
- Espinosa González, J. M. (2004). Antigua Escuela de Medicina : el efecto de los hundimientos diferenciales en su comportamiento estructural. *Tesis de licenciatura*, 133. Estado de México, México: Universidad Nacional Autónoma de México, Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragon. Obtenido de <https://repositorio.unam.mx/contenidos/3524941>
- Fernández, M., Salamanca, F., González G., M., & et.al. (1994). *El Palacio de la Escuela de Medicina*. Ciudad de México, México: Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Medicina - Nacional Financiera, N.S.C.
- García Gamallo, A. M. (1997). *La Evolución de las Cimentaciones en la Historia de la Arquitectura, desde la Prehistoria, hasta la primera Revolución Industrial*. Madrid: Departamento de Estructuras de Edificación E.T.S. Arquitectura.
- García Gomez, N. (2007). Funcionamiento y seguridad estructural de los templos conventuales del siglo XVI en México. *Tesis de Doctorado*, 95. Ciudad de México, México: Universidad Nacional Autónoma de México. Obtenido de <https://repositorio.unam.mx/contenidos/76799>
- Gobierno de la Ciudad de México. (2017, diciembre 15). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*(220 Bis), 712. Obtenido de <https://www.smig.org.mx/archivos/NTC2017/normas-tecnicas-complementarias-reglamento-construcciones-cdmx-2017.pdf>
- Gobierno de la Ciudad de México. (2017, diciembre 15). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*(220 Bis), 712. Obtenido de <https://www.smig.org.mx/archivos/NTC2017/normas-tecnicas-complementarias-reglamento-construcciones-cdmx-2017.pdf>
- Gobierno de la Ciudad de México. (2017, diciembre 15). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*(220 Bis), 712. Obtenido

- de <https://www.smig.org.mx/archivos/NTC2017/normas-tecnicas-complementarias-reglamento-construcciones-cdmx-2017.pdf>
- Gobierno de la Ciudad de México. (2017). Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*(220 Bis), 712. Obtenido de <https://www.smig.org.mx/archivos/NTC2017/normas-tecnicas-complementarias-reglamento-construcciones-cdmx-2017.pdf>
- Gobierno de la Ciudad de México. (2017, diciembre 15). Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*(220 Bis), 712. Obtenido de <https://www.smig.org.mx/archivos/NTC2017/normas-tecnicas-complementarias-reglamento-construcciones-cdmx-2017.pdf>
- Gobierno de la Ciudad de México. (2017, diciembre 15). Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterio y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*(220 Bis), 712. Obtenido de <https://www.smig.org.mx/archivos/NTC2017/normas-tecnicas-complementarias-reglamento-construcciones-cdmx-2017.pdf>
- Gómez S., A. (2016). Análisis estructural y propuesta de rehabilitación de un edificio del Siglo XVII denominado "Las cárceles de la Perpetua". 89. Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Estudios Superiores Acatlán. Obtenido de <https://repositorio.unam.mx/contenidos/104915>
- González A., A., Hueytletl T., A., Pérez M., B., & et.al. (1988). *Manual Técnico de Procedimiento para la Rehabilitación de Monumentos Históricos en el Distrito Federal* (Publicación Gubernamental Nacional ed.). Distrito Federal, México: Departamento del Distrito Federal, Instituto Nacional de Antropología e Historia. Obtenido de <https://reconstruir.org.mx/wp-content/uploads/2017/11/manual-tecnico-procedimientos.pdf>
- Instituto Mexicano de la Construcción. (2014). *Manual de Contrucción en Acero IMCA*. Ciudad de México: Limusa.
- Juárez B., E., & Rico R., A. (2018). *Mecánica de Suelos: Tomo 2. Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos*. México: Limusa.
- Limbaro de Ruiz, S., & Terán Trillo, Y. (1996). *Atlas histórico de la Ciudad de Mexico* (Vol. 1). (M. d. Torre, Ed., & J. C. Lunsford, Trad.) Ciudad de México: Smurfit Cartón y Papel. CONACULTA - INAH.
- Meli P., R. (1998). *Ingeniería Estructural de los edificios Históricos*. Ciudad de México: Fundación ICA. A.C.

- Meli P., R. (2010). *Diseño Estructural* (2a ed.). México: Limusa - Noriega Editores.
- Popov, E. P. (2000). *Mecánica de Sólidos* (2a ed.). (J. d. Alonso, Trad.) México, México: Pearson Educación.
- Rangel González, M. (2004). Elementos estructurales de edificios coloniales de la Ciudad de Mexico. 30-31 [93]. Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, UNAM. Obtenido de https://ru.dgb.unam.mx/handle/DGB_UNAM/TES01000338991
- Santos Z., F. J. (2000). *Señorio, dinero y arquitectura: el Palacio de la Inquisición de México, 1571-1820*. Ciudad de México: El Colegio de México, Centro de Estudios Históricos. Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco. Obtenido de https://repositorio.colmex.mx/concern/books/3484zh56j?f%5Bcreator_sim%5D%5B%5D=Santos+Zertuche%2C+Francisco+Jos%C3%A9&locale=es
- Turner, M., Clough, R. W., & Martin, H. C. (1956, septiembre). Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures. *Journal Of The Aeronautical Sciences*, 23(9), 805-823.
- Vázquez, M., & López, E. (2001). *El método de los elementos finitos aplicados al análisis estructural*. Madrid, Madrid: Noela.