



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y PROPUESTA DE REHABILITACIÓN DE UN EDIFICIO DEL SIGLO XVII DENOMINADO “LAS CÁRCELES DE LA PERPETUA”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

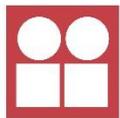
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

ALAN GÓMEZ SALGADO

DIRECTOR DE TESIS

ING. ABRAHAM ROBERTO SÁNCHEZ RAMÍREZ



INSTITUTO
DE INGENIERÍA
UNAM

Abril 2016

Santa Cruz Acatlán, Naucalpan, Estado de México



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

A mi madre Karla María y mis abuelos Mercedes e Ignacio que siempre me han apoyado en todos mis proyectos. Los amo.

A mis hermanos que han sido una motivación para seguir adelante: Enya, Karla y Santiago.

A mi familia de quienes he aprendido y me han ayudado en todo momento: José Cruz, Enrique, Alfonso.

Agradecimientos

Al Ing. Abraham Roberto Sánchez Ramírez que siempre me extendió la mano para continuar con este trabajo y me abrió las puertas tanto del Instituto de Ingeniería como de la fascinante ingeniería estructural de los monumentos históricos.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Estudios Superiores Acatlán por darme la oportunidad de formar parte de una de las mejores universidades del mundo.

A mis amigos y demás personas que me apoyaron, tanto en forma personal como profesional para culminar este trabajo, en especial a: Navani, Palomino, Itzel, Rogelio, Leidy, Ariel y Felipe.

Al Ing. Carlos Arce León que es una persona siempre dispuesta a brindar su apoyo y que gracias a él decidí seguir el área de las estructuras dentro de la Ingeniería Civil.

A la Facultad de Medicina por permitir la investigación realizada en sus instalaciones y por facilitar los accesos a las áreas requeridas de manera siempre amable.

Al equipo de vinculación de la Facultad de Arquitectura por su amistad y apoyo profesional: Coral, Rodrigo, Mario, Raquel, Carlos.

Contenido

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Objetivos y alcances del trabajo	2
--	---

2. DESCRIPCIÓN DEL INMUEBLE

2.1 Aspectos históricos	3
2.2 Configuración actual del patio.....	5
2.3 Anteproyecto arquitectónico	9

3. ESTUDIOS PREVIOS

3.1 Estado actual del inmueble.....	11
3.2 Desplomos en columnas y muros	13
3.3 Cimentación.....	18
3.3.1 Calas en muros y columnas.....	18
3.3.2 Exploración con videoscopio.....	22

4. MODELO ESTRUCTURAL DEL PATIO

4.1 Materiales	28
4.2 Modelo de elemento finito.....	32
4.3 Cargas.....	34
4.4 Descripción de los esfuerzos	35
4.4.1 Esfuerzos locales	36
4.4.2 Esfuerzos cortantes	36
4.4.3 Esfuerzos máximos y mínimos.....	37
4.4.4 Cálculo de esfuerzos principales	38
4.5 Módulo de reacción considerado en el modelo.....	42
4.5.1 Consideraciones para incluir el módulo de reacción en el MEF.....	46

5. MÉTODOS DE ANÁLISIS

5.1 Análisis por cargas gravitacionales	48
5.2 Análisis por cargas accidentales	49
5.2.1 Método Estático	49
5.2.2 Método simplificado	53
5.2.3 Análisis modal espectral.....	62

6. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS Y DIAGNÓSTICO

6.1 Resistencia por cargas gravitacionales.....	66
6.2 Comparación de los diferentes métodos de análisis sísmico.....	67
6.3 Identificación de puntos críticos en la estructura.....	67
6.4 Diagnóstico	79

7. PROPUESTA DE RESTAURACIÓN ESTRUCTURAL

7.1 Consolidación de la arquería.....	80
7.2 Consolidación de muros.....	82
7.3 Reposición de entrepiso, azotea, muros y pasillo en ala norte.....	83
7.4 Escalera	85

8. CONCLUSIONES.....86

Referencias88

1. INTRODUCCIÓN

A la llegada de los españoles, México ya contaba con una cultura amplia enriquecida por diferentes costumbres y tradiciones forjadas a lo largo de varios siglos. Desde épocas prehispánicas se construían obras que implicaron grandes retos en su edificación si se toma en cuenta la limitación del conocimiento. Con la conquista del imperio español se demolió una gran cantidad de las construcciones mexicas y en muchos de los casos el material de estas fue empleado para erigir las nuevas obras virreinales.

Las edificaciones virreinales que han logrado sobrevivir al paso de los años en el centro histórico de la Ciudad de México están sometidas a una serie de fenómenos naturales de diferentes índoles, tales como: hundimientos diferenciales, constante actividad sísmica y deterioro de los materiales por efectos climáticos o por el paso del tiempo.

Uno de los conjuntos arquitectónicos más importantes construidos en la época virreinal fue la sede de los tribunales de la santa inquisición. Dicho conjunto con el paso del tiempo cambió varias veces su uso hasta convertirse en lo que hoy se conoce como “El Palacio de la Escuela de Medicina”.

Las cárceles de la perpetua forman parte de este conjunto arquitectónico, la estructura de su ala norte acusa un importante deterioro, incluso parte de ella colapsó, esta situación se produjo por la falta de mantenimiento y especialmente debido a los factores antes mencionados, esto propició que la mayor parte de este espacio quedara abandonado y en calidad de ruina.

Preocupadas por esta situación, las autoridades de la UNAM decidieron recuperar estos espacios con el propósito de usarlos, para ello el Instituto de Ingeniería desarrolló una propuesta para la rehabilitación estructural de esta misma parte, basándose en las condiciones actuales de la estructura y el anteproyecto de aprovechamiento de los espacios propuesto por la Facultad de Arquitectura de la misma universidad.

Como parte de la propuesta de rehabilitación estructural del inmueble, se requirió efectuar un análisis detallado sobre el comportamiento que se esperaría de éste para determinar si las propuestas de refuerzo son suficientes para mejorar su funcionamiento estructural.

1.1 Objetivos y alcances del trabajo

El objetivo de este trabajo es analizar una propuesta de refuerzo integral realizada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Sánchez *et al.*, 2015) para el ala norte del edificio denominado “Cárceles de la Perpetua”, con el fin de corroborar que la reestructuración propuesta salvaguarde la autenticidad del edificio y garantice seguridad a los usuarios.

Para lograr esto se estudió el desempeño de la estructura ante las cargas accidentales y fuerzas gravitacionales haciendo uso de un modelo de elemento finito de comportamiento elástico lineal, asimismo se estudió el efecto de los hundimientos diferenciales que afectan la integridad del inmueble.

El modelo analítico toma en cuenta dos condiciones de apoyo para el análisis gravitacional: una considera la base con apoyos sólidos y la otra incluye el módulo de reacción del suelo para tomar en cuenta la deformabilidad del terreno de apoyo. Para la revisión por sismo se efectuó un análisis simplificado, un análisis estático y un análisis modal espectral, los resultados obtenidos a partir de estos análisis se comparan entre ellos.

La falta de planos de la estructura hizo necesario efectuar calas en la cimentación, levantamientos arquitectónicos de los diferentes tipos de fábricas, de desniveles y desplomes de la estructura, complementado por una exploración con técnicas semidestructivas.

2. DESCRIPCIÓN DEL INMUEBLE

2.1 Aspectos históricos

El gran instrumento policíaco a fines de la Edad Media contra la herejía fue el Tribunal del Santo Oficio de la Inquisición. Las diferentes formas de pensar por cuenta propia y por fuera de la Iglesia Católica, llegaron a ser en ciertas épocas un serio problema para la estabilidad ecuménica de Roma, por lo cual, aliada la Santa Sede con los reyes y príncipes, opuso sus sanciones en defensa de la fe y formó tribunales especiales para perseguir y destruir las opiniones contrarias a sus viejos fundamentos.

En América tardó en establecerse el Santo Oficio. No fue necesario al principio ya que la "herejía" o idolatría del indígena era involuntaria, y la herejía del europeo, judaísmo o luteranismo principalmente, se vigilaba desde España. Sólo cuando fue una necesidad política entró al Nuevo Mundo (Maza, 1985).

El 12 de septiembre de 1571, Don Pedro Moya y Don Juan Cervantes, arriban a la ciudad de México y se aposentaron en unas casas vecinas al Convento de Santo Domingo. En la figura 2.1 aparece la ubicación de las viviendas de los inquisidores así como el Tribunal y las cárceles (Fac. Med. 1980)

A partir de esta fecha y con la creciente cantidad de prisioneros conforme el paso de los años estas casas fueron modificándose absorbiendo a las vecinas y creciendo en tamaño. En 1768 hubo que

reparar las cárceles debido a un temblor y que se aprovechó para mejorar las condiciones de seguridad de las mismas (Fig. 2.2).

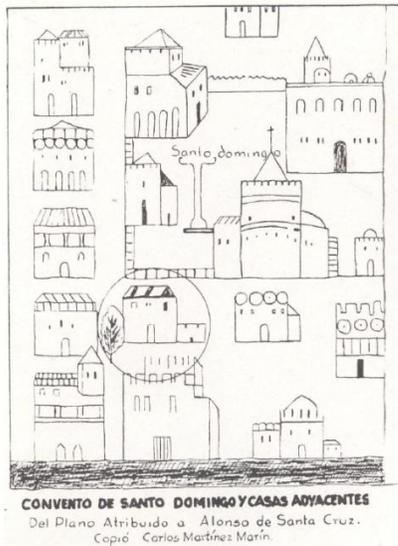


Figura 2.1 Primeras casas de los inquisidores



DE LA MAZA, Francisco. "El palacio de la Inquisición. Escuela nacional de medicina." 50 años. Instituto de Investigaciones Estéticas UNAM Segunda Edición 1985

Figura 2.2 Palacio de la inquisición

El 22 de febrero de 1813, las Cortes de Cádiz, tras muchos debates, suprimieron el Tribunal de la Inquisición, publicando el decreto en México el 8 de junio de ese año. A partir de entonces el inmueble ha tenido muchas funciones y se intervino estructuralmente reemplazando algunos entrepisos por sistemas de losacero, además se han agregado muros de mampostería confinada para subdividir salones; en la actualidad parte de este edificio se utiliza para oficinas, salones de clases, bodegas y baños entre otros (Fig. 2.3).

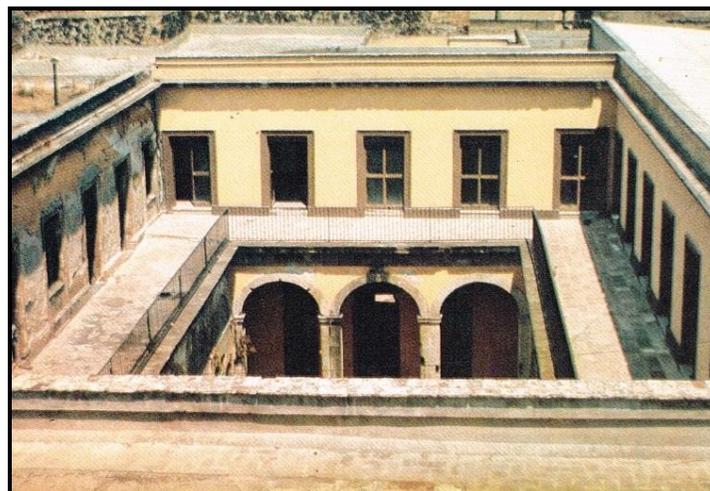


Figura 2.3 Patio de cárceles de la perpetua década de los 80's (Fac. Med. 1980).

2.2 Configuración actual del patio

El patio de las cárceles de la perpetua se encuentra dentro del inmueble hoy conocido como "El Palacio de la Escuela de Medicina" en la parte Nororiental (Fig. 2.4). Dicho patio cuenta con dos niveles compuesto por cuatro alas (norte, sur, oriente y poniente) que a su vez se dividen en salones.

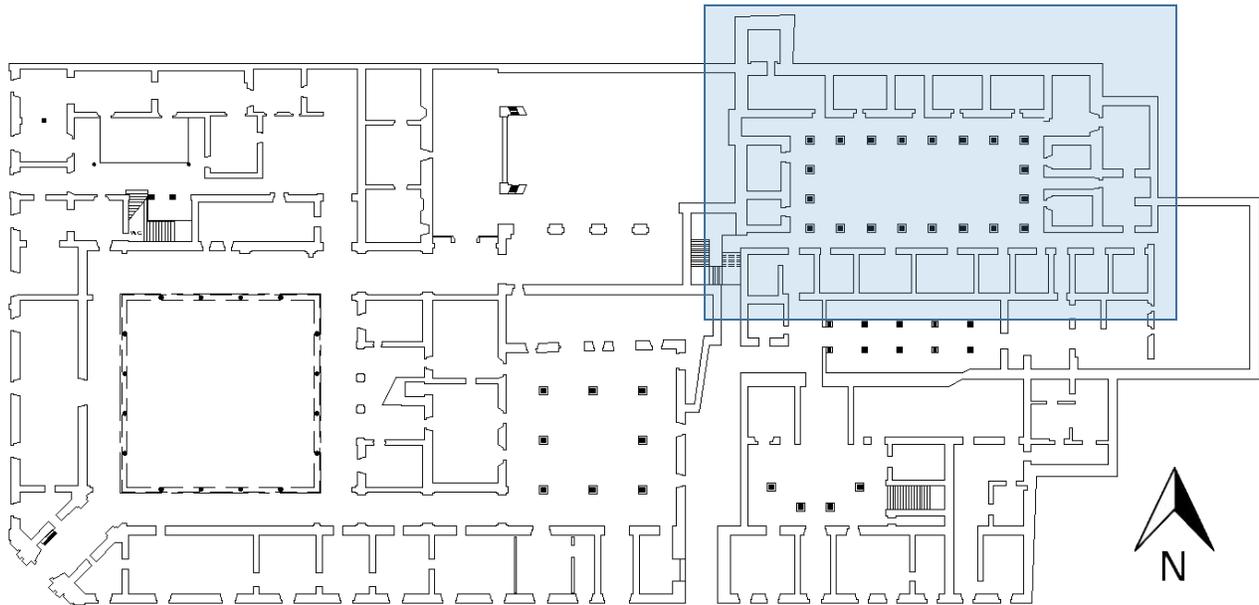


Figura 2.4. Localización del patio de cárceles en el Palacio de la Escuela de Medicina

Con el fin de dar una idea sobre los elementos estructurales que se tratarán a lo largo del trabajo se presentan las figuras 2.5 y 2.6 en las que se indican las partes que conforman una columna y un cerramiento.

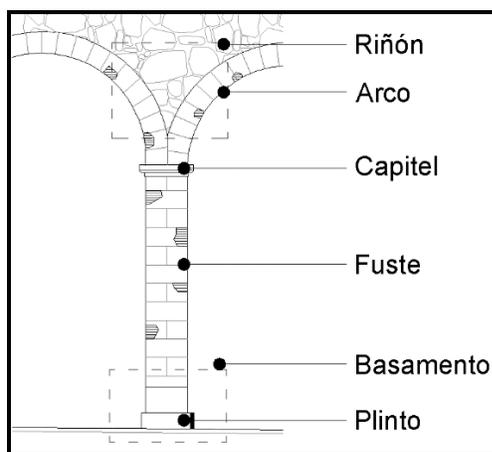


Figura 2.5 Partes que componen una columna

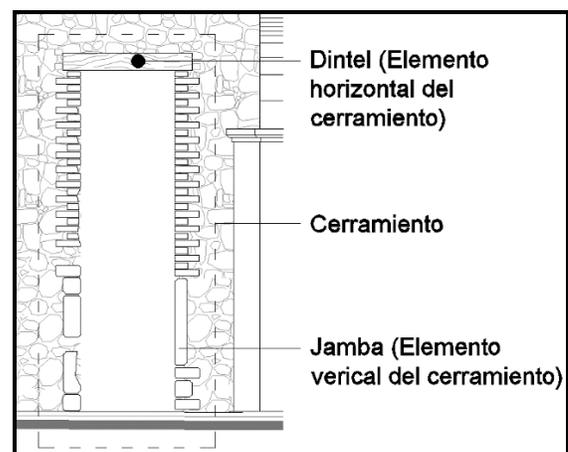


Figura 2.6 Partes que componen el cerramiento

En planta baja se encuentra una arquería perimetral formada por arcos de medio punto fabricada con piedra conocida como "gris de los remedios" (Fig. 2.7), desplantada sobre columnas del mismo material de sección cuadrada que al llegar a su basamento cambian por una piedra de mayor resistencia conocida como piedra "chiluca", asimismo algunos cerramientos del ala sur están estructurados con arcos de cantera (Fig. 2.8). A diferencia del ala sur, las alas norte, oriente y poniente tienen cerramientos de piedra o tabique rojo recocido, específicamente en el ala norte los cerramientos cuentan con dinteles fabricados con madera (Fig. 2.9). La altura desde el nivel de piso terminado en planta baja, hasta el lecho inferior del entrepiso rebasa los 5.50m.

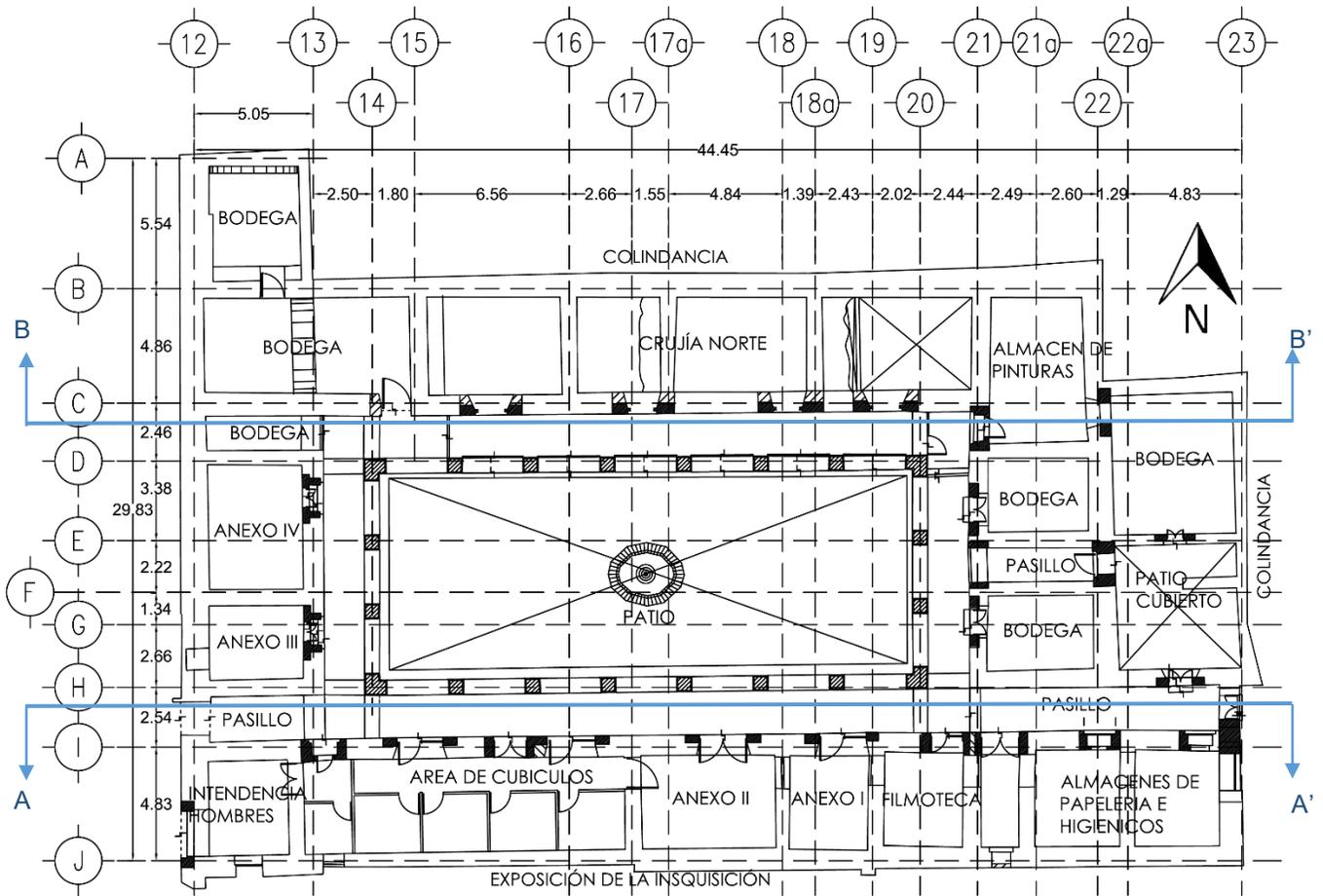


Figura 2.7 Estado actual del patio de cárceles PB. Cotas en metros.

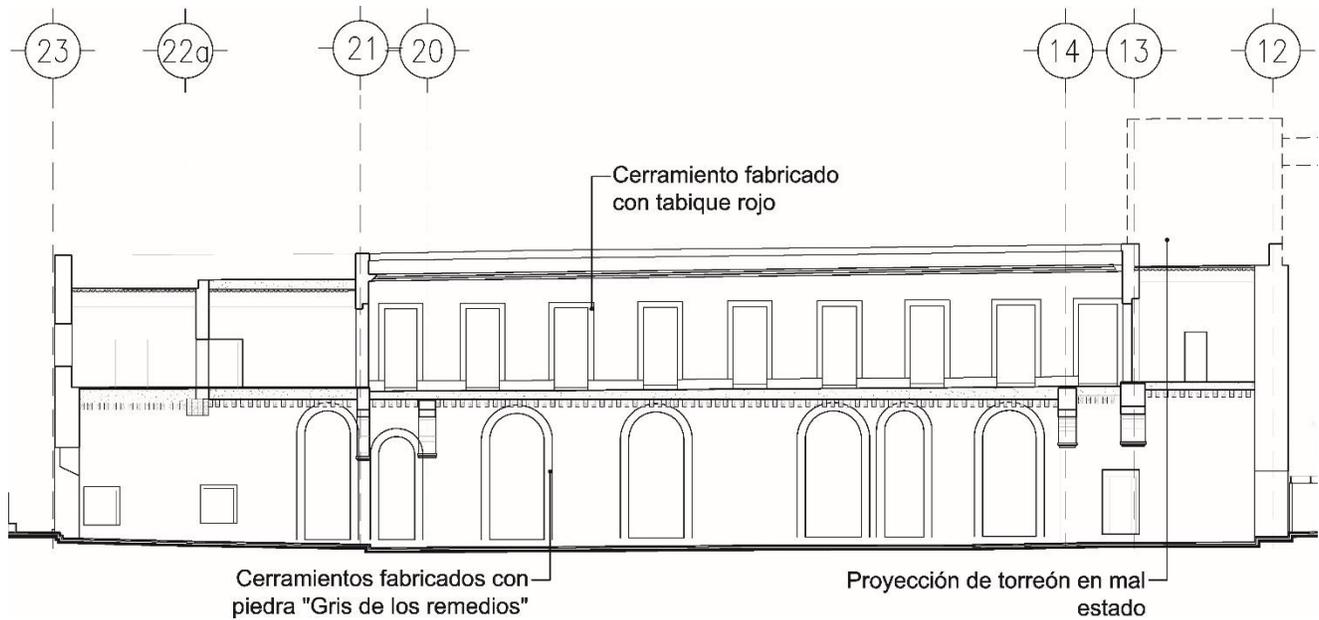


Figura 2.8 Corte A-A'.

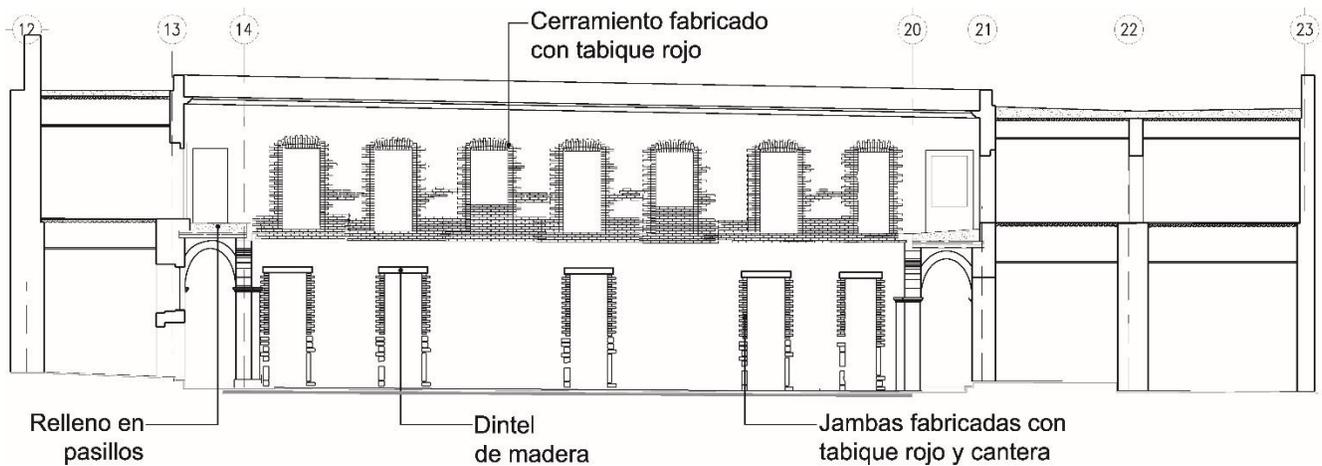


Figura 2.9 Corte B-B'.

En el primer nivel los salones del inmueble tienen cerramientos de tabique rojo recocido y con excepción de parte del ala norte, todos los entresijos se encuentran estructurados con sistema de losacero soportado por vigas de concreto (Fig. 2.10).

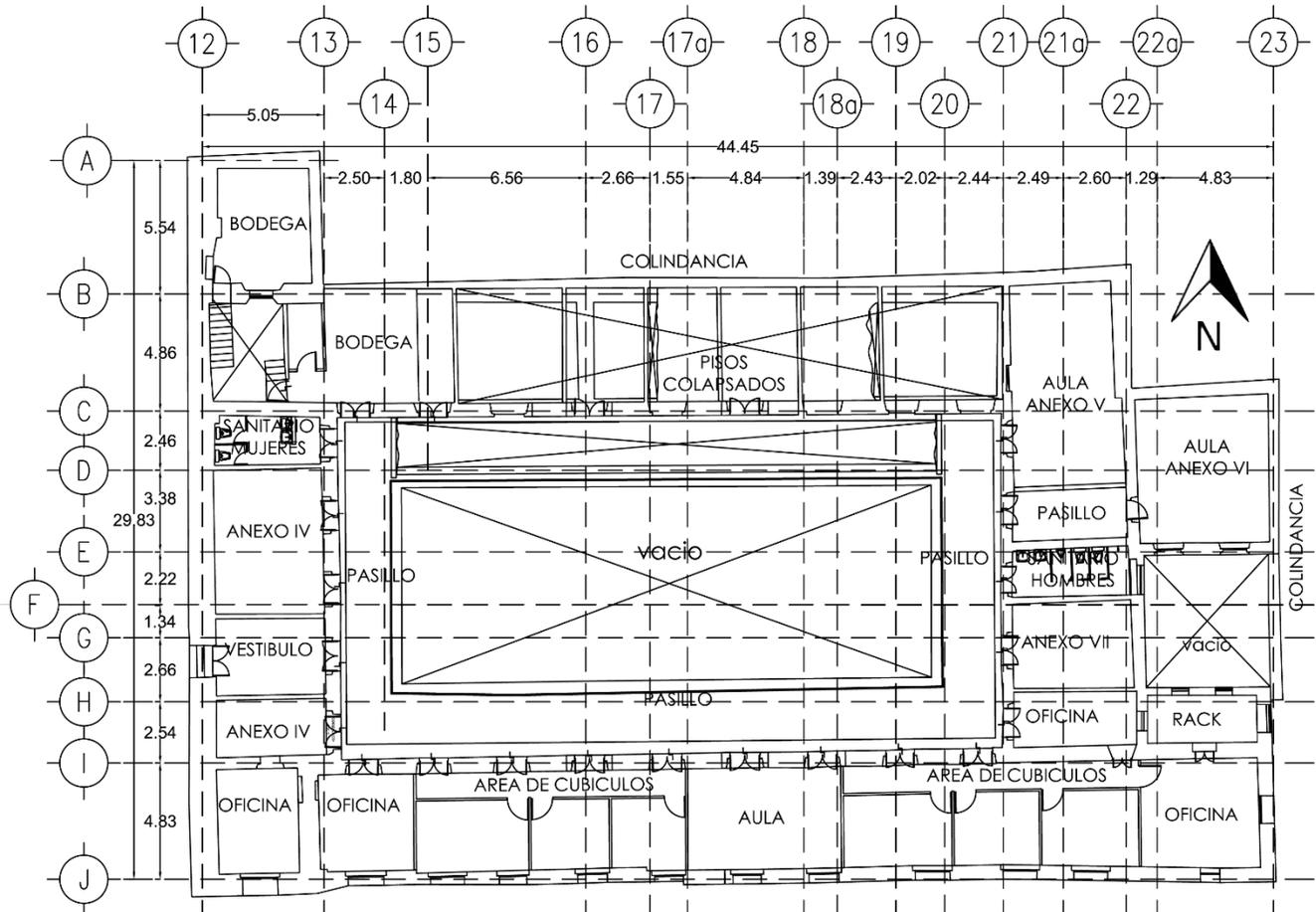


Figura 2.10 Estado actual del patio de cárceles 1er Nivel. Cotas en metros.

El pasillo del primer nivel está estructurado de manera tradicional, es decir un relleno de tierra cuyo espesor es del orden de 40cm, soportado por un entablado y vigas de madera. La altura del primer nivel desde el nivel de piso terminado al lecho inferior de la azotea es de 4.20m, aproximadamente.

La azotea en las alas oriente y poniente, tienen un sistema de piso similar al del primer nivel, es decir losacero soportada por vigas de concreto, el ala norte como la sur no cuentan con ningún sistema de entrepiso que provea un diafragma rígido ya que en el ala sur únicamente se tiene lámina de asbesto y en la crujía norte lámina de policarbonato (Fig. 2.11).

En la parte sur-poniente del edificio existe un torreón que se levanta, aproximadamente, cuatro metros a partir del nivel de piso terminado en azotea; dicho torreón presenta un deterioro mayor comparado con el resto del edificio.

En general los muros son de mampostería de piedras de tezontle aglutinadas con mortero a base de cal y arena.

El ala norte, como se indicará más adelante, se encuentra en condiciones críticas ya que varios muros están agrietados, además entrespisos, azotea y pasillo han colapsado.

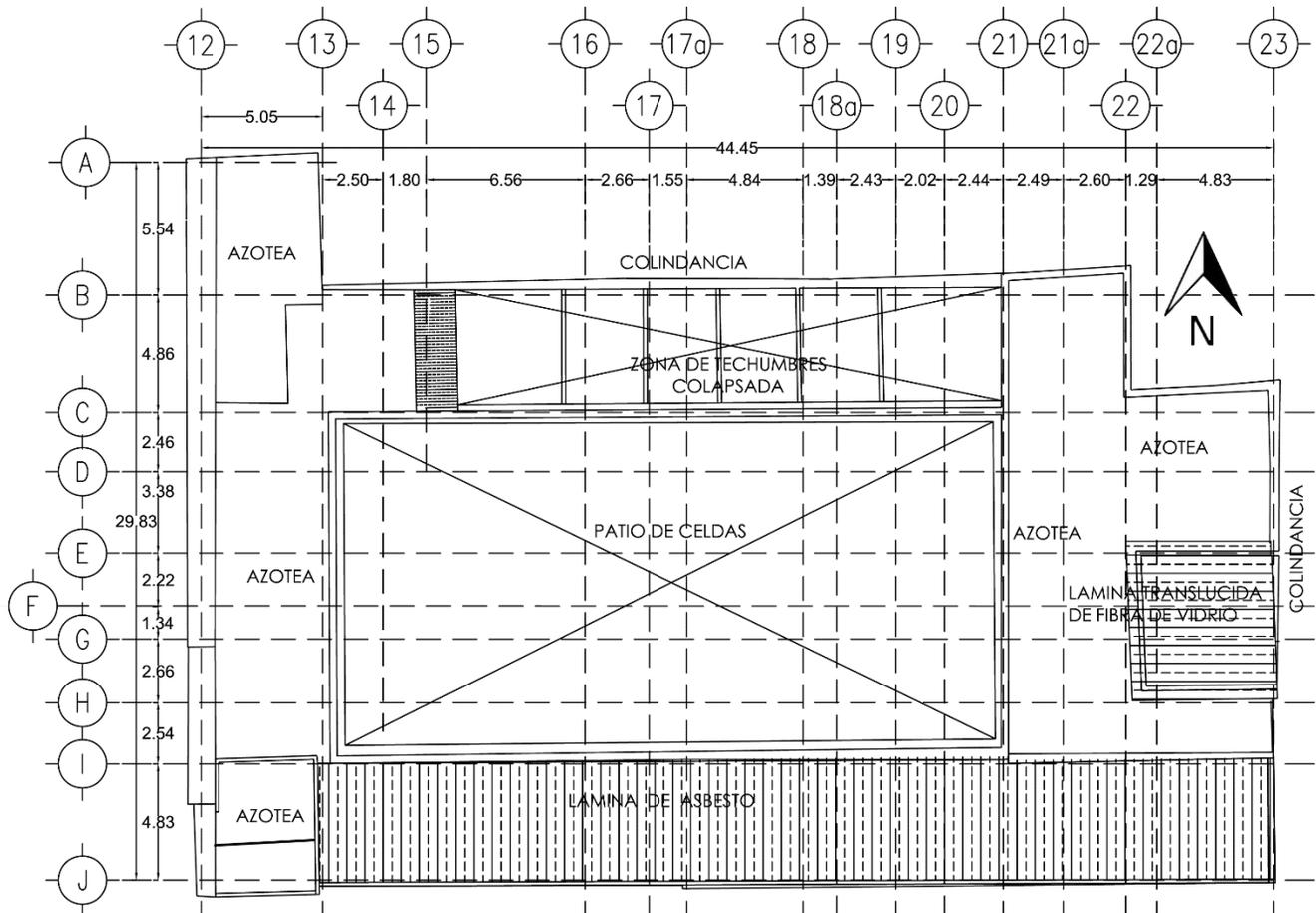


Figura 2.11 Estado actual del patio de cárceles azotea. Cotas en metros.

2.3 Anteproyecto arquitectónico

La Facultad de Arquitectura de la UNAM, elaboró un anteproyecto para el aprovechamiento de los espacios, atendiendo las necesidades de la Facultad de Medicina. Dicho proyecto busca integrar nuevos espacios que funcionen como aulas, así como la reubicación de bodegas y oficinas para diversos usos. Para ello se planea reponer los sistemas de entrespisos y azotea, incorporar nuevos muros y reponer o reparar muros que colapsaron o que se encuentran dañados. En la figura 2.12 aparece la distribución de muros en planta baja y en la figura 2.13 se indica la ubicación de los nuevos muros estructurales. Como puede apreciarse en ambas figuras algunos de los muros de planta alta no tienen correspondencia con los muros de la planta baja, se trata de un detalle arquitectónico original que el nuevo proyecto trata de recuperar.

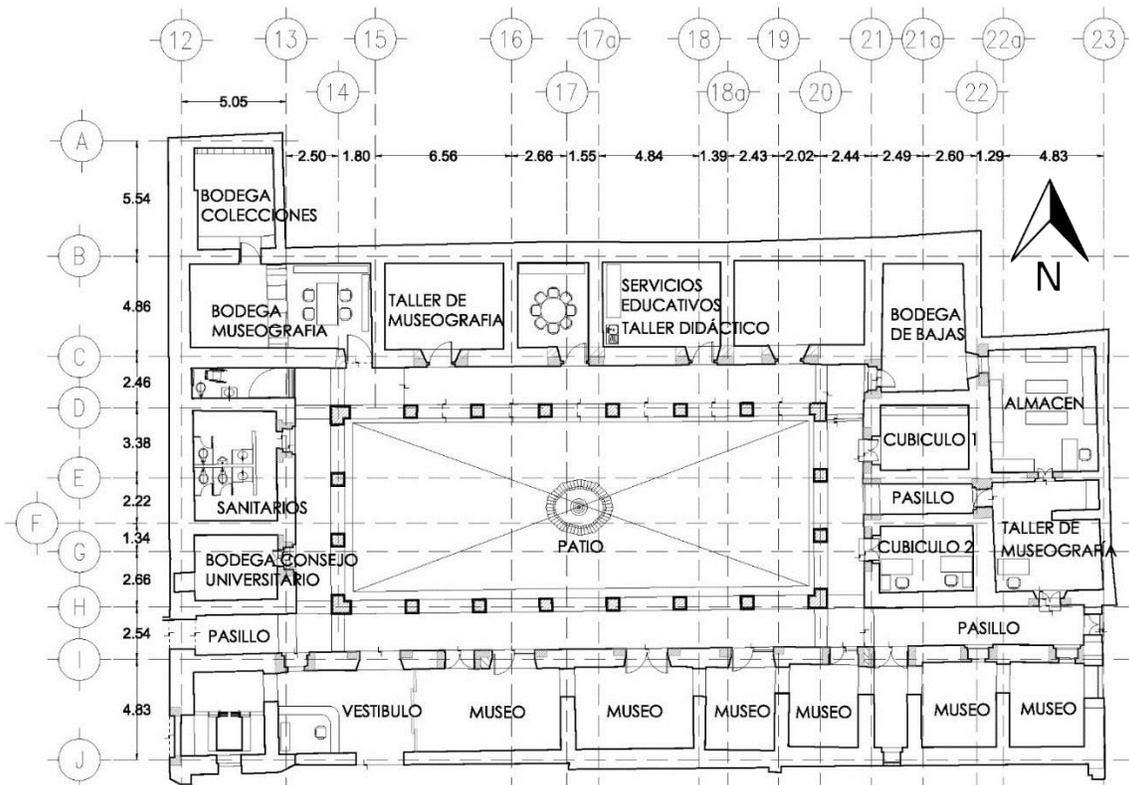


Figura 2.12 Anteproyecto arquitectónico del patio de cárceles planta baja. Cotas en metros.

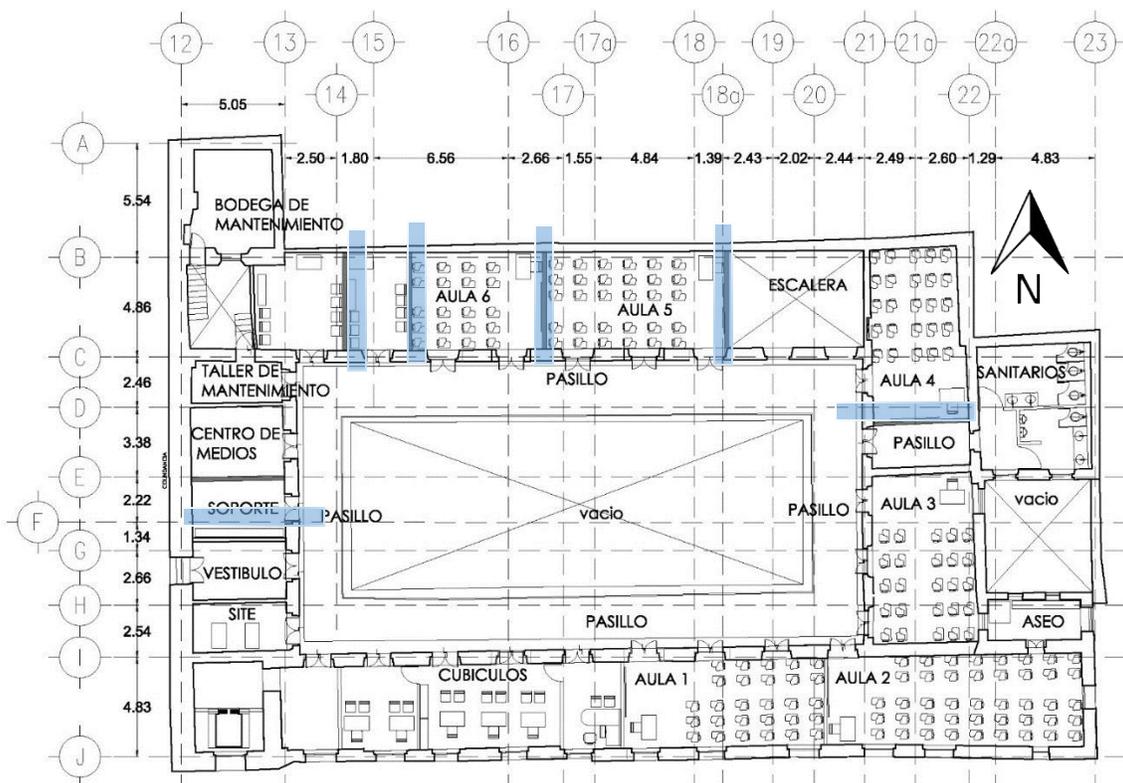


Figura 2.13 Anteproyecto arquitectónico del patio de cárceles 1er Nivel. Cotas en metros.

3. ESTUDIOS PREVIOS

3.1 Estado actual del inmueble

La degradación de los materiales debido al paso del tiempo, sumado a los hundimientos diferenciales del valle de México, así como a la constante actividad sísmica, han afectado severamente al edificio, sin embargo el ala norte ha sido especialmente olvidada encontrándose en condiciones deplorables de conservación (Figs. 3.1 y 3.2).



Figura 3.1 Crujía Norte. Vista N-O



Figura 3.2 Patio central. Vista Oriente

La estructura presenta diversos patrones de agrietamiento, destacan aquellos ubicados en los extremos laterales de muros discontinuos. Las arquerías están deterioradas, en especial el basamento de sus

columnas debido a la erosión que en ella se ha producido (Fig. 3.4). El fuste de las columnas al igual que las dovelas que conforman las arquerías presentan en algunos puntos pérdida de sección y en el caso particular de los arcos aberturas en las juntas de mortero que flanquean la clave (Figs.3.3 y 3.7).



Figura 3.3. Arcada Poniente



Figura 3.4 Desgaste en basa de columna

El ala norte no cuenta con entresijos y la mayor parte de muros del primer nivel colapsaron, en planta baja los muros se encuentran fracturados a causa de los hundimientos (Fig.3.5). Los cerramientos de los vanos que dan acceso a cada una de las celdas, también presentan un estado avanzado de deterioro (Fig.3.6).



Figura 3.5. Muro con falla por cortante



Figura 3.6. Cerramiento en mal estado



Figura 3.7 Arco apuntalado

La figuras 3.8 y 3.9 muestran el estado actual de los muros de los ejes C y D correspondientes al ala norte.

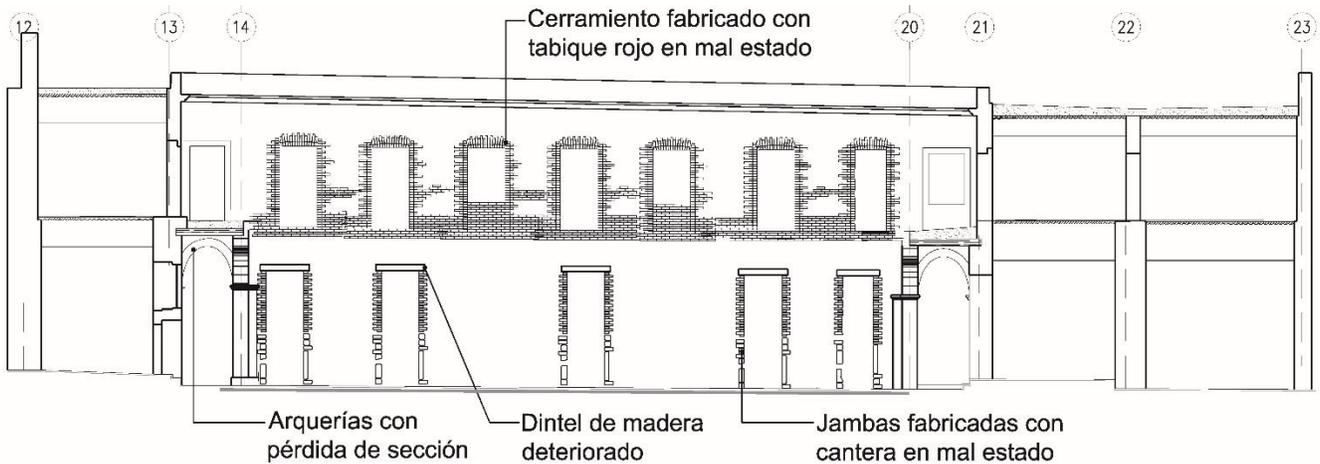


Figura 3.8 Estado actual ala norte.

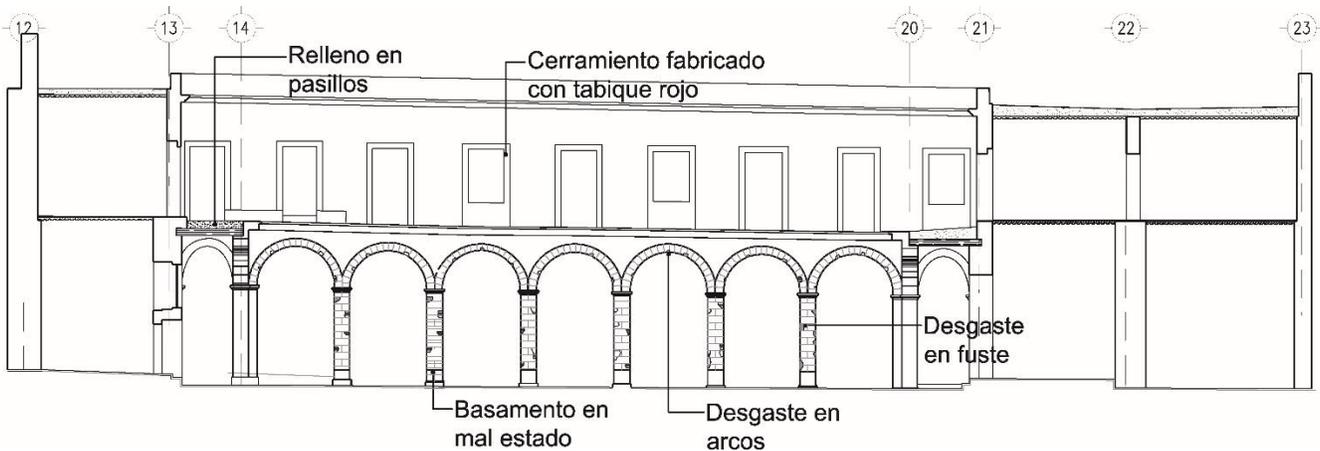


Figura 3.9 Estado actual arquería norte.

3.2 Desplomos en columnas y muros

Los hundimientos diferenciales en las construcciones históricas siempre inducen esfuerzos de gran magnitud que en su mayoría llegan a tener repercusiones visibles en la estructura tales como grietas o desplomos.

El suelo ubicado en el centro del Valle de México es reconocido internacionalmente por su alta deformabilidad y los problemas que produce en las construcciones. El problema de los hundimientos diferenciales se acentúa cuando debajo de los cimientos de las construcciones subyacen restos prehispánicos. Podría decirse que la mayoría de los edificios históricos del centro de la ciudad de México han sufrido repercusiones por este tipo de hundimientos (Fig. 3.10), siendo algunos por su geometría más críticos que en otros.

Las construcciones coloniales tienen un peso considerable debido a las secciones de sus muros, columnas, cimentaciones y entrepisos, estos últimos formados por pesados rellenos soportados por un entablado y vigas de madera. El gran peso de estas construcciones provocó asentamientos diferenciales notables mismos que se han venido incrementando a causa de la extracción de agua de los mantos acuíferos en el valle para abastecer a su población.



Figura 3.10 Muestra de hundimientos diferenciales en la ciudad de México

En el caso de las cárceles de la perpetua se realizó, una nivelación de las arquerías centrales con el fin de revisar de manera preliminar, el impacto que han tenido los hundimientos en la altimetría. Esta nivelación tiene como objetivo estimar la magnitud del hundimiento diferencial en las columnas, tomando como referencia la columna con menor hundimiento respecto a las demás.

Con ayuda de una manguera de nivel y un flexómetro se midió la diferencia de elevación que se genera entre los plintos de las columnas (Figs. 3.11 y 3.12).



Figura 3.11 Nivelación diferencial en arquería



Figura 3.12 Nivelación diferencial en arquería

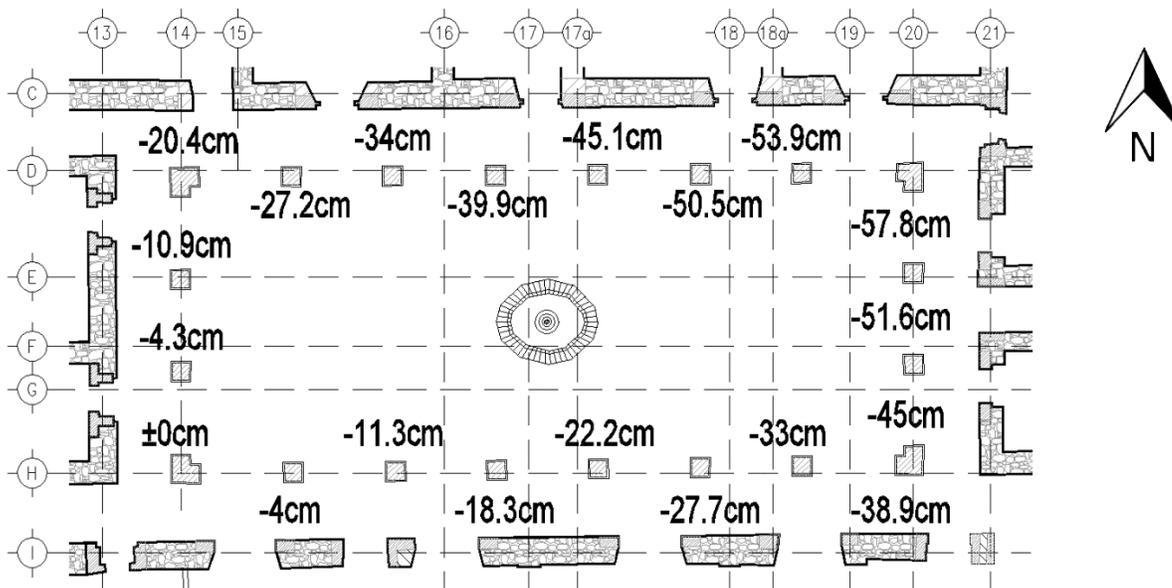


Figura 3.13 Nivelación diferencial en arquerías resultados.

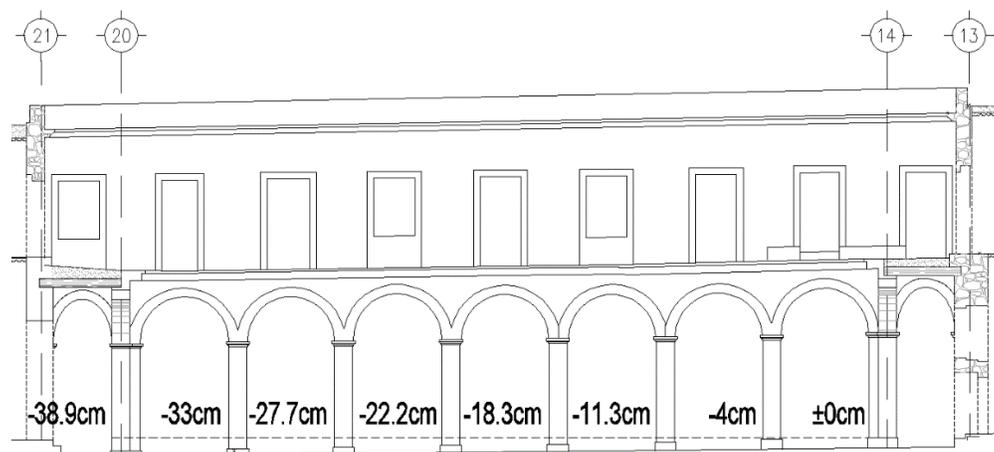


Figura 3.14 Nivelación diferencial en arquería, eje I.

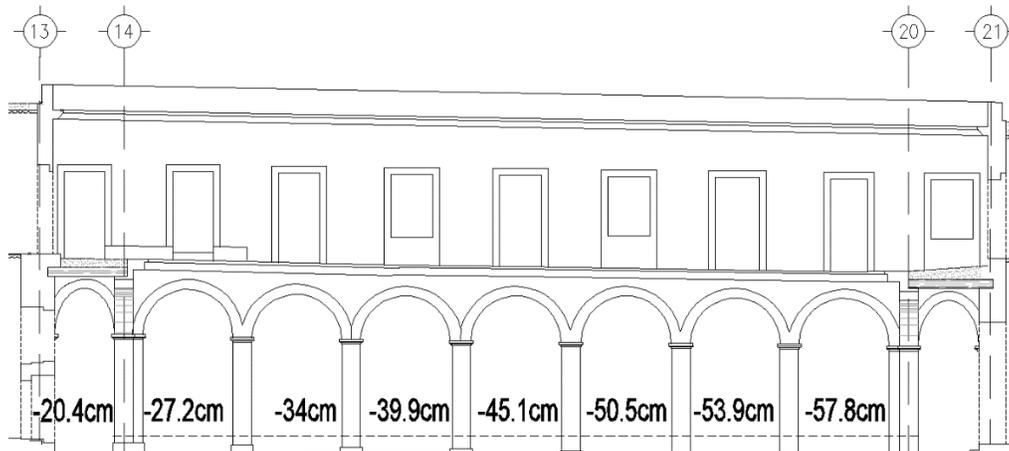


Figura 3.15 Nivelación diferencial en arquería, eje C.

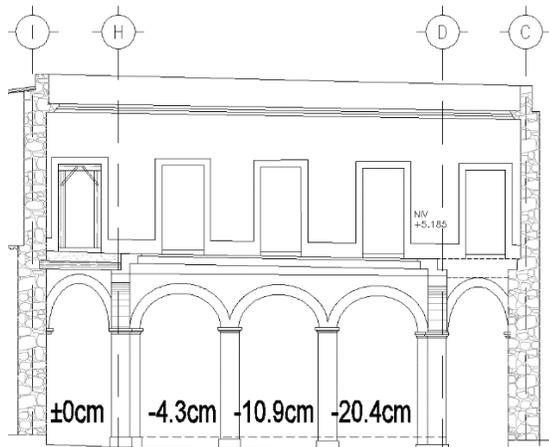


Figura 3.16 Nivelación en arquería, eje 13.

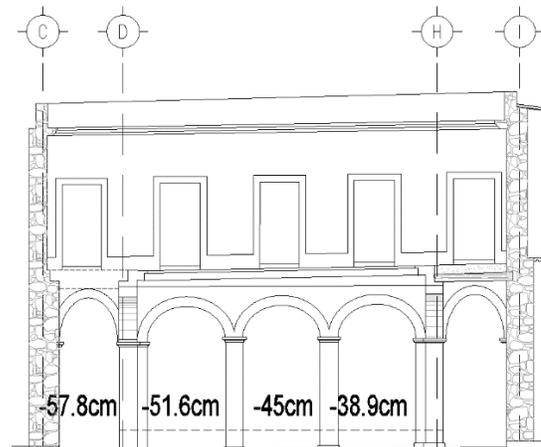


Figura 3.17 Nivelación en arquería, eje 20.

Los resultados de esta nivelación muestran que entre la columna de la esquina surponiente y la columna de la esquina nororiente existen casi 60cm de diferencia (Fig. 3.13). Debido a los hundimientos que afectan la estructura, es posible notar que algunas de los basamentos de las columnas sobresalen más que otras con respecto al nivel de piso (Figs.3.18 y 3.19).



Figura 3.18 Basamento existente en columna de esquina Sur-Poniente.



Figura 3.19 Basamento existente en columna Nor-Oriente.

Con ayuda de una plomada convencional se determinó la inclinación tanto en columnas como en muros. El procedimiento consistió en colocar la plomada en una cara del muro o columna, posteriormente se mediría la distancia entre el hilo de la plomada y el paño del elemento estructural (Fig.3.20, 3.21), esta distancia se dividió entre la longitud del cordón del plomo para obtener un porcentaje; este proceso se realizó tanto en dirección N-S como en dirección O-P.

Después de estas mediciones hechas en campo es posible afirmar que el edificio tiene un hundimiento general orientado hacia el lado Nororiente.

3.3 Cimentación

3.3.1 Calas en cimentación

Para conocer las características de la cimentación se efectuaron cinco calas distribuidas en la base de las columnas y muros (Figs. 3.23 y 3.24).

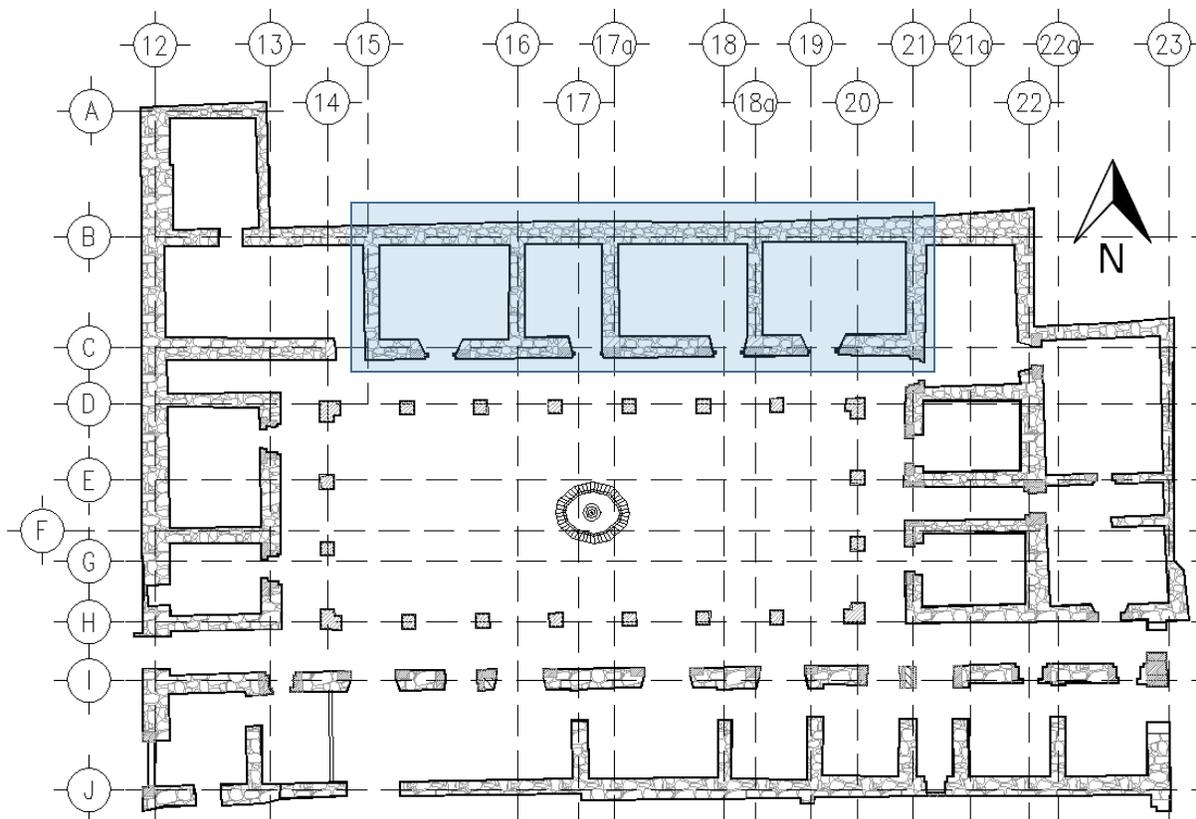


Figura 3.23 Área donde se realizó la exploración.

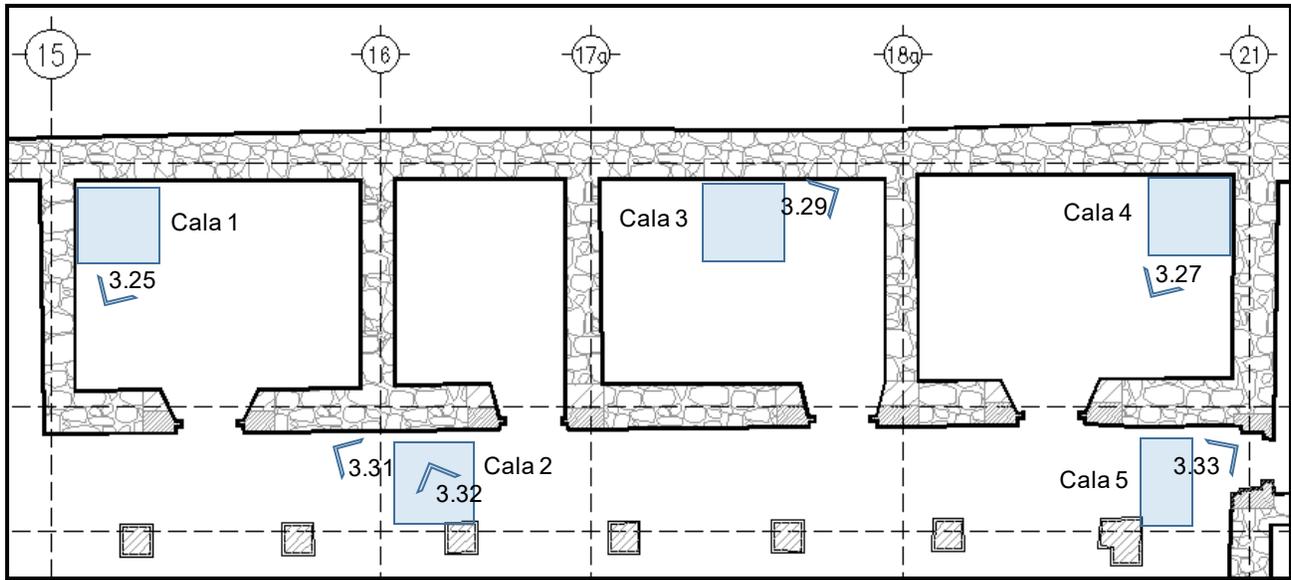


Figura 3.24 Ubicación de calas en salones. Los números que aparecen flanqueando los ángulos corresponden al número de la figura. Los ángulos indican la orientación de las tomas fotográficas efectuadas.

Las calas 1, 3 y 4 permitieron conocer las características principales de la cimentación en muros. Éstas muestran que el piso de los locales está soportado por bóvedas de cañón fabricadas con tabique rojo recocido (Figs. 3.25 a 3.28), dichas bóvedas descansan en muretes intermedios con dirección N-S.

Los muros al llegar a este nivel tienen un escalonamiento de 30cm en todo el perímetro. Se encontró además que el lugar donde fue hecha la cala 3 (Figs. 3.29 y 3.30), las bóvedas ya habían colapsado con anterioridad y en su lugar se construyó una losa de concreto con espesor de 12cm, aún es posible mirar los muretes intermedios donde se soportaban las bóvedas de cañón, así como los escombros de estas últimas ya que sirvieron como relleno.



Figura 3.25 Cala 1.

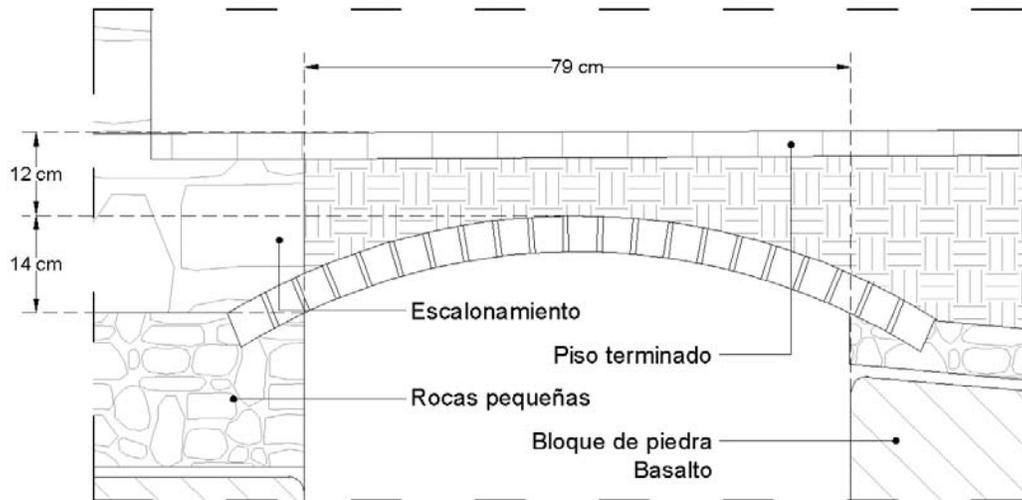


Figura 3.26 Esquema de Cala 1.



Figura 3.27 Cala 4.

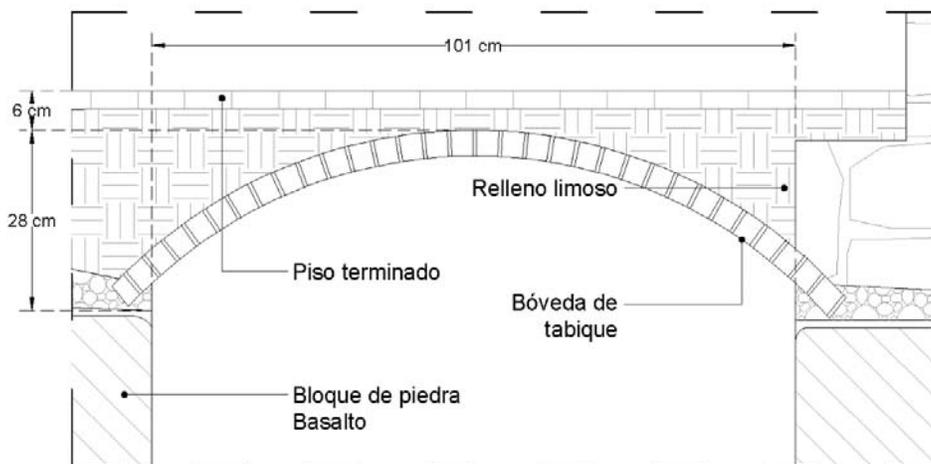


Figura 3.28 Esquema de Cala 4.



Figura 3.29 Cala 3.

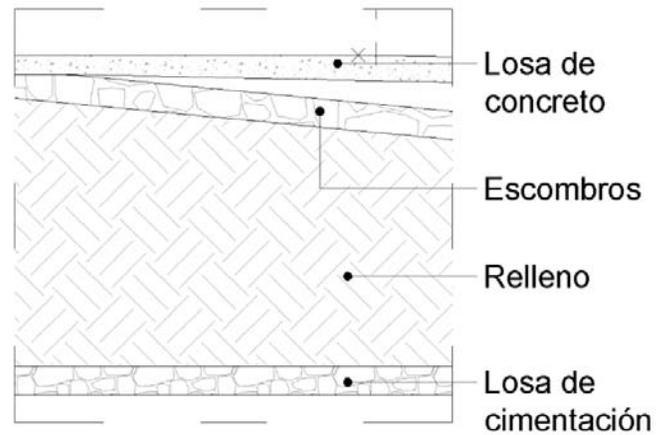


Figura 3.30 Cala 3.

Por otra parte, la cimentación en la arquería norte muestra un deterioro del plinto de la columna por encontrarse en un ambiente húmedo, dicho basamento fue fabricado con piedra chiluca (Figs. 3.31 a 3.34), a su vez, en su parte inferior muestra una zapata de 20cm de altura fabricada con rocas, la cual descansa sobre un terraplén fabricado con piedras basálticas aún de mayores tamaños. Las calas hechas indican que la cimentación de las arquerías es una zapata corrida



Figura 3.31 Cala 2.



Figura 3.32 Cala 2.



Figura 3.33 Cala 5.

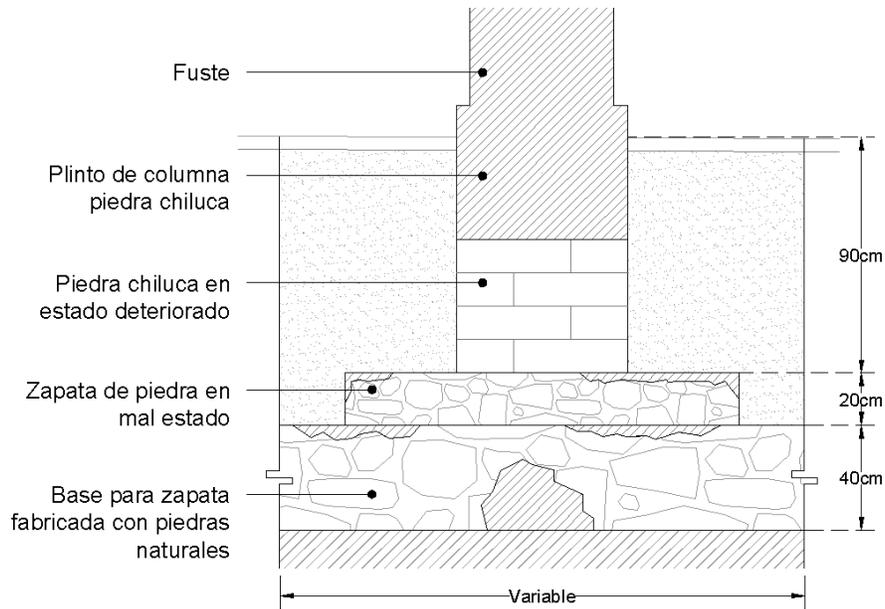


Figura 3.34 Esquema de cimentación de columnas.

3.3.2 Exploración con videoscopio

Además de las calas realizadas en la zona norte del edificio, la cimentación se exploró con un videoscopio industrial a través de pequeñas perforaciones distribuidas en puntos estratégicos como se indica en la figuras 3.35 y 3.36.

Un videoscopio es un instrumento utilizado para explorar zonas de difícil acceso a través de orificios, este equipo tiene una cámara unida a una sonda que es controlada remotamente y la cual puede tomar imágenes (Fig. 3.38)

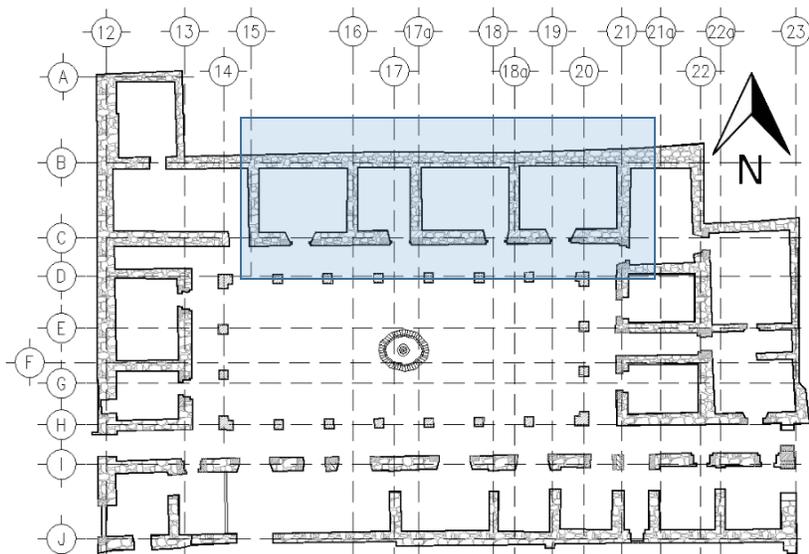


Figura 3.35 Área donde se realizó la exploración.

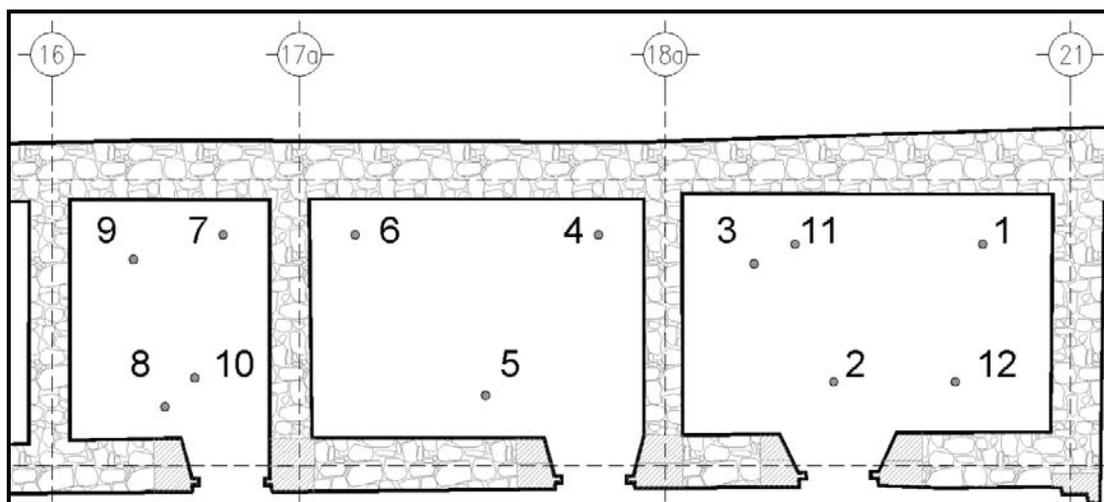


Figura 3.36 Numeración de puntos explorados.

El procedimiento de la exploración consiste en realizar perforaciones no mayores a un centímetro de diámetro con ayuda de un taladro automático en lugares previamente establecidos, posteriormente con ayuda de una compresora se limpia la horadación para eliminar material suelto que pueda obstruir o dañar el equipo (Figs. 3.37 y 3.39), en dichas perforaciones se introduce la sonda, la cual transmite imágenes a una pantalla; el equipo cuenta con dispositivos con los que se orienta la visual y captura imágenes (Fig. 3.38). Por último se rellenan las perforaciones, en este caso se utilizó cemento blanco dado que el material se asemeja al color del piso existente.



Figura 3.37 Limpieza de orificio para su previa exploración.



Figura 3.38 Exploración con videooscopio.



Figura 3.39 Instalación de compresora de aire.

Las figuras 3.40 a 3.42 muestran algunas imágenes obtenidas a partir de la exploración. La interpretación de estas imágenes indica que las celdas poseen una cimentación similar a la encontrada

en aquellas donde se realizaron las calas, es decir que existen bóvedas tipo cañón fabricadas con tabique de barro unido con mortero (Fig. 3.41). Dichas bóvedas descansan en muros intermedios y perimetrales (Fig. 3.44). El claro librado por este tipo de bóvedas resultó ser muy variable, ajustándose al espacio total en cada local, sin embargo, puede señalarse que las distancias varían entre uno y dos metros.



Figura 3.40 Sistema de piso encontrado bajo los salones.



Figura 3.41 Bóveda de tabique tipo.



Figura 3.42 Murete fabricado con Piedra



Figura 3.43 Mampostería de tezontle



Figura 3.44 Murete con intermedio

En el salón intermedio donde se realizaron las exploraciones se encontró una losa de concreto con espesor variable de 10 a 14cm. Asimismo bajo la losa de concreto se aprecian restos de las bóvedas de cañón, el espacio entre los cimientos se encuentra relleno de escombros, arena y tepetate.

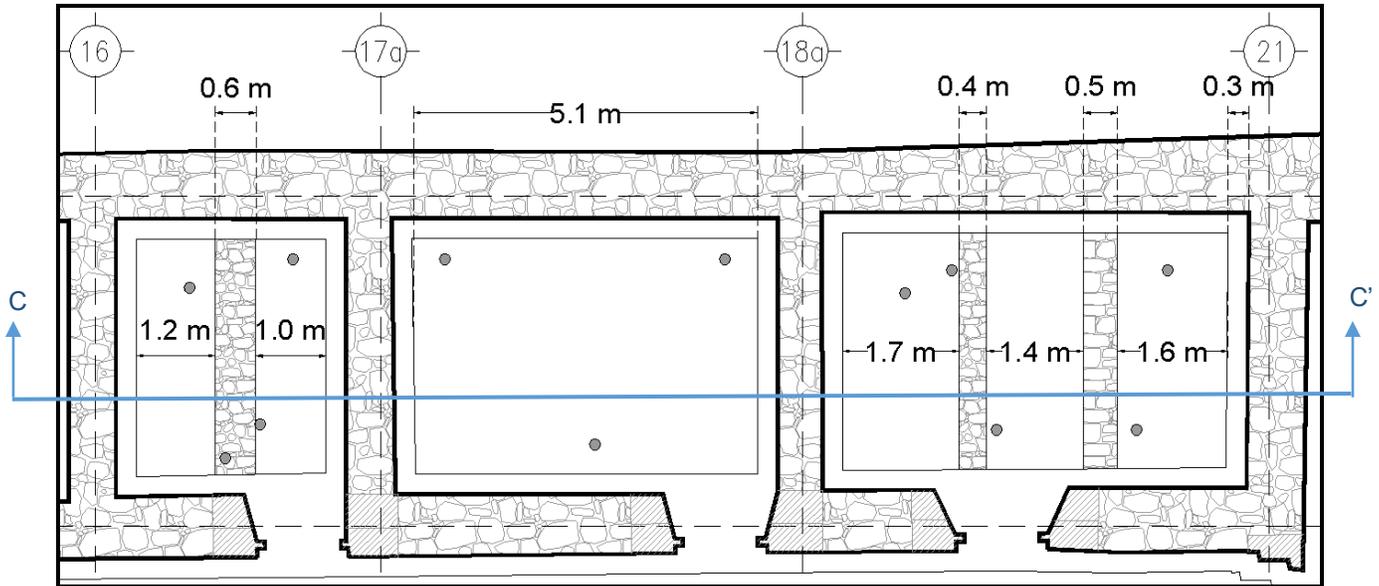


Figura 3.45 Distribución encontrada de cimentación en locales explorados vista en planta.

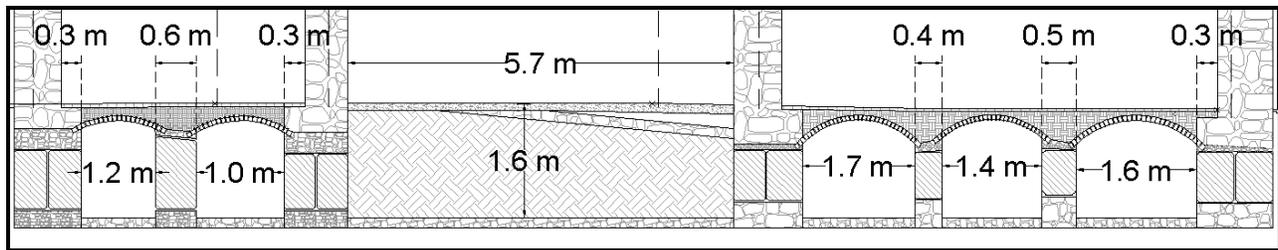


Figura 3.46 Corte C-C' de locales explorados. Elevación

En las figuras 3.45 y 3.46 se presenta la geometría de la cimentación correspondiente a una parte del ala norte del patio de las cárceles. En los salones ubicados en los extremos oriente y poniente de las figuras se detectaron bóvedas fabricadas con tabique de barro recocido, debajo de ellas el espacio se encuentra vacío y sobre éstas existe un relleno de tierra compactada, un entortado y el piso utilizado como acabado final.

En los riñones de las bóvedas existe mampostería de tezontle fabricada con piedras pequeñas, sin embargo en la mayor parte del murete se pueden encontrar bloques de roca de gran tamaño que dan aspecto de ser basaltos. En la parte baja del murete se puede observar nuevamente mampostería de piedras pequeñas tipo tezontle (Fig. 3.47).

En toda la base de la cimentación se aprecia un material de piedras naturales. La altura total desde nivel de piso terminado hasta el nivel de la losa de cimentación encontrada varía entre 1.50 y 1.60m

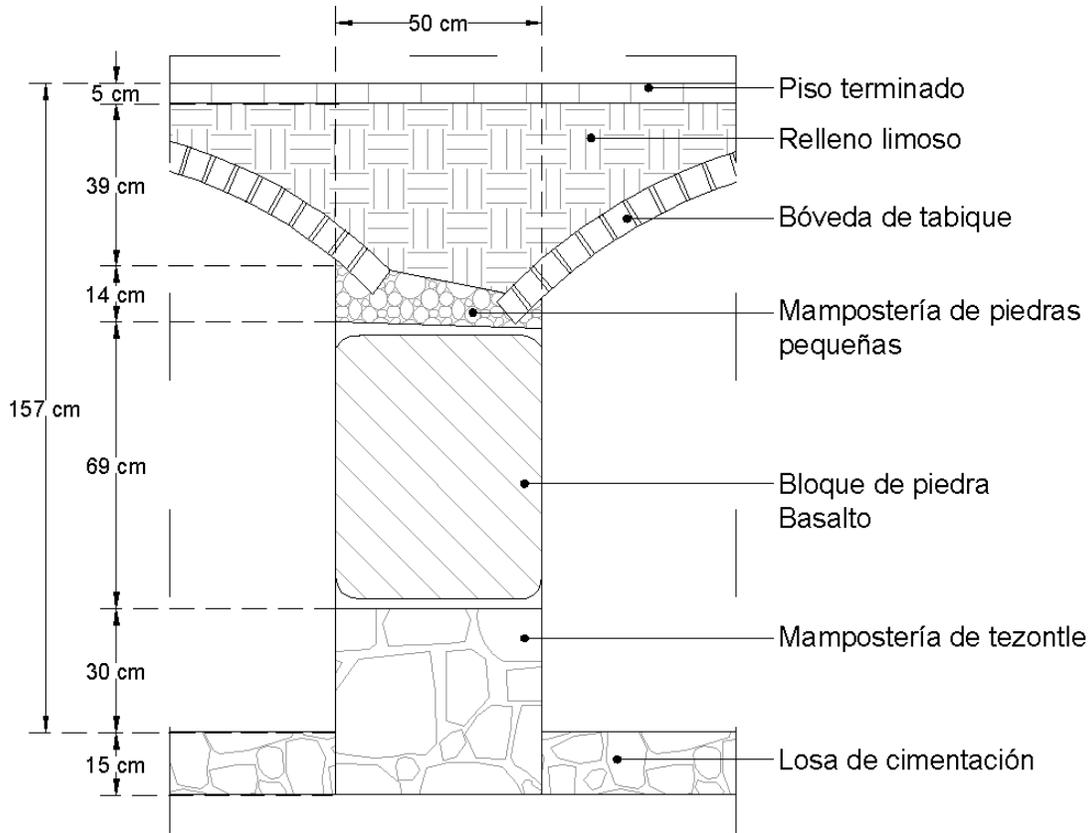


Figura 3.47 Estructuración tipo de la cimentación.

Con base en la exploración efectuada, se prevé que algunos salones del área no explorada pueden tener una cimentación similar, aunque no se descarta que en otros locales el sistema constructivo original se modificó debido al uso y al deterioro de los materiales; para el estudio analítico se asumió que todo el inmueble utiliza el mismo sistema constructivo.

La cimentación de las columnas que soportan la arquería no está completamente definida, algunas calas parciales que se efectuaron indican que debajo de las basas existe un dado de mampostería apoyado sobre una placa del mismo material, sin embargo debajo de esta última parece existir una zapata corrida de mampostería, con un estudio posterior se tendrá que complementar la información para tener una visión más amplia acerca de esta parte de la estructura. La figura 3.48 muestra un esquema de la cimentación bajo la hipótesis de que las columnas que soportan las arquerías descansan sobre una zapata corrida.

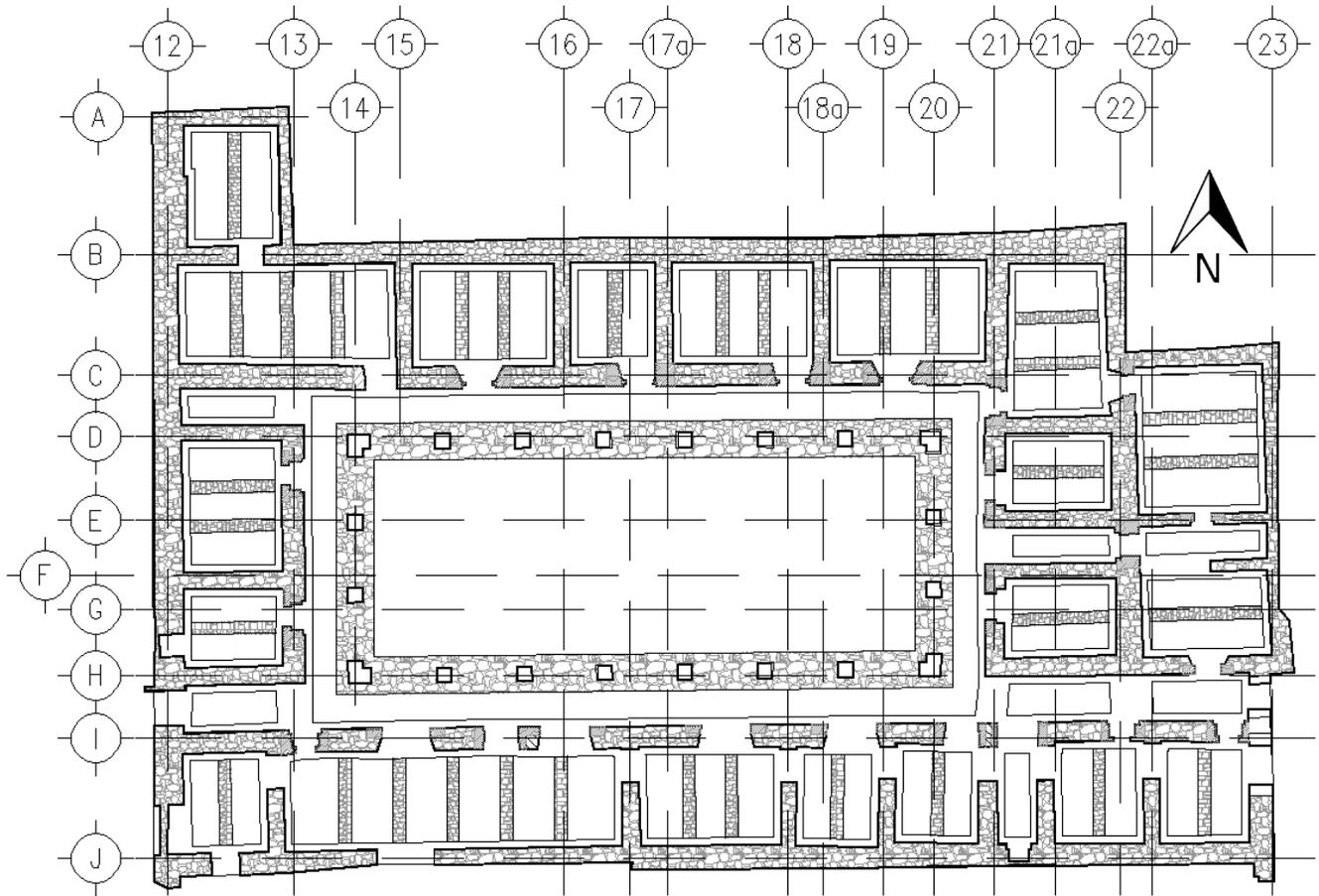


Figura 3.48 Distribución de la cimentación para estudio.

4. MODELO ESTRUCTURAL DEL PATIO

4.1 Materiales

En épocas prehispánicas para poder realizar construcciones en el suelo fangoso que existe en la zona centro de la ciudad de México, era necesario utilizar materiales que fuesen ligeros y resistentes, los antiguos habitantes de la zona notaron que una roca porosa de aspecto rojizo contaba con todas estas cualidades, la cual inclusive podía llegar a flotar en el agua.

Esta roca ígnea extrusiva conocida comúnmente como tezontle fue utilizada en la época virreinal siguiendo el ejemplo de las construcciones previas. Dicha roca además de ser ligera y resistente proporciona una facilidad en los procedimientos constructivos ya que permite que el mortero tenga una buena adherencia debido a la cantidad de vacíos que existen en ella (Fig. 4.1).



Figura 4.1 Muro fabricado con mampostería de tezontle

Los muros originales del edificio en estudio están contruidos preponderantemente con mampostería de piedras de tezontle aglutinadas con mortero de cal y arena. En ciertos puntos sobre todo en algunos cerramientos existe mampostería de tabique de barro. Los nuevos muros que se construirán para reponer aquellos que fueron eliminados o que colapsaron serán de mampostería de tabique de barro confinada mediante dalas y castillos. Los arcos y algunos cerramientos están elaborados con dovelas de piedra "gris de los remedios". Para las basas de las columnas se utilizó una piedra de mejor calidad conocida como "chiluca". Los cerramiento de la planta alta y de la crujía norte son de tabique rojo recocado.

Para estimar las propiedades mecánicas de estas mamposterías se realizó una investigación donde se encontraron diversas fuentes y ensayos de laboratorio que proporcionan valores indicativos. En algunos casos los valores tienen gran variabilidad. En las tablas 1 a 4 se describen algunas referencias encontradas.

La tabla 1 proporciona valores que pueden considerarse útiles para realizar el modelo, sin embargo, no todos los materiales corresponden a los estudiados en el inmueble ya que las mamposterías indicadas hacen referencia a aquellas contruidas con la roca conocida comúnmente como "piedra braza". Por otra parte, los valores mostrados para el ladrillo con mortero de cal resultan de valores muy aproximados a los que proporciona las NTC-Mampostería (2004) (Tabla 5).

Tabla 1. Propiedades mecánicas de algunos tipos de mampostería de edificios históricos. (Meli, 1998)

Material	Peso Volumétrico (Ton/m ³)	Resistencia a compresión (Kg/cm ²)	Resistencia a cortante (Kg/cm ²)	Em (Kg/cm ²)
Adobe	1.8	2-5	0.5	3,000
Bloques de tepetate con mortero de cal	1.8	5-10	0.5	5,000
Ladrillo con mortero de lodo	1.6	5-10	1.0	5,000
Ladrillo con mortero de cal.	1.6	15-20	2.0	10,000
Mampostería de piedra irregular con mortero de cal.	2.0	10-15	0.5	5,000
Mampostería de piedra de buena calidad.	2.0	30	2.0	20,000

En el Instituto de Ingeniería de la UNAM se han realizado diferentes estudios para determinar las propiedades mecánicas de mamposterías fabricadas con piedras de tezontle, en la tabla 2 se muestran algunos valores obtenidos de estas pruebas. Aunque estos datos son de gran ayuda dada la escasa información que se tiene sobre mamposterías de tezontle, los valores muestran una gran variabilidad en sus magnitudes, especialmente en las resistencias obtenidas por compresión diagonal, siendo una diferencia de casi el cincuenta por ciento entre un valor y otro. No obstante, comparando los valores de la Tabla 1 y 2, se tomarán de una mayor aproximación aquellos realizados en mampostería de tezontle por lo que en el modelo se considerarán los datos de la tabla 2.

Tabla 2. Resultados de las 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}	V _k	G _{v máx} (kg/cm ²)	G _k (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	0.0902	---	---	---	8801.0
4	38.1	---	32352.0	0.1930	---	---	---	13559.0
5	29.6	---	12169.0	0.4095	---	---	---	4317.0
6	24.0	---	---	---	---	---	---	---

La investigación para obtener las propiedades mecánicas de las rocas que conforman las dovelas de los arcos y sillares de columnas, arrojó de manera similar a la mampostería varias referencias con valores que difieren entre sí. Las tablas 3 y 4 muestran los valores más representativos.

Tabla 3. Propiedades mecánicas de piedras utilizadas para dovelas y sillares. (Chávez, 2005)

Material	Peso Volumétrico (ton/m ³)	Resistencia a compresión (kg/cm ²)	Resistencia a tensión (kg/cm ²)	Em (kg/cm ²)
Cantera gris	1.75-2.4	67	7	26,900
Chiluca	2.0-2.6	468	22	98,100

Tabla 4. Propiedades mecánicas de piedras usadas en la catedral metropolitana. (Támez et al, 1995)

Material	Peso Volumétrico (Ton/m ³)	Resistencia a compresión (Kg/cm ²)	Em (Kg/cm ²)
Cantera gris	1.94-2.0	110	27,500
Chiluca	2.06-2.15	400	175,000

Los resultados de las tablas 3 y 4 son consistentes, dada la heterogeneidad de este material natural.
Página 30 de 89

Para la mampostería confinada de tabique rojo recocido y madera en los cerramientos del ala norte; se obtuvieron los datos de las NTC-Mampostería (2004) y NTC-Madera (2004) respectivamente. Dichos valores aparecen a continuación.

Tabla 5. Propiedades mecánicas madera y tabique de barro. (NTC-Mampostería (2004), NTC-Madera (2004))

Material	Peso Volumétrico (Ton/m ³)	Resistencia a compresión (Kg/cm ²)	Resistencia a cortante (Kg/cm ²)	Em (Kg/cm ²)
Tabique de barro	1.30	15	3.5	5,250
Maderas de especies coníferas	0.90	40	12	100,000

Como puede observarse los valores del tabique de barro recocido se asemejan bastante a los obtenidos en la Tabla 1.

Para la constitución y revisión del modelo de elemento finito se decidió utilizar los valores más conservadores de las investigaciones realizadas redondeando sus valores. (Tabla 6)

Tabla 6. Propiedades mecánicas de materiales utilizados.

Material	Peso Volumétrico (ton/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
Chiluca	3.2	400	---	22	50,000
Mampostería de tezontle	1.6	30	4.0	3.0	20,000
Tabique de barro	1.3	15	3.5	1.0	5,250
Madera en cerramientos	0.9	40	12	4.0	100,000
Mampostería confinada	1.4	15	4.0	1.0	14,000
Concreto F'c=250 Kg/cm ²	2.4	250	---	25	221,359

4.2 Modelo de elemento finito

Dentro de la Ingeniería estructural resultan complicados los métodos de análisis de construcciones antiguas debido a la heterogeneidad de los materiales, la representación de las condiciones de apoyo y la incertidumbre en las conexiones de sus partes. En este trabajo se efectuó un modelo de elemento finito asumiendo un comportamiento elástico lineal de los materiales de la estructura para determinar el efecto que producen las cargas gravitacionales y los sismos sobre esta misma.

Para la realización del modelo se utilizó el programa SAP2000 versión 14, todos los elementos estructurales en el modelo fueron concebidos como sólidos, compuestos por seis caras planas con diferentes geometrías las cuales en su mayoría miden aproximadamente 30cm por lado, aunque en ciertos casos fue necesario modificar estas dimensiones de acuerdo con la geometría de la estructura para ajustar la conectividad entre vértices. A cada elemento sólido le fueron asignadas las propiedades mecánicas correspondientes.

El entrepiso y la azotea están resueltos con losas apoyadas, sobre vigas de concreto y de metal, estos sistemas fueron idealizados como losas macizas con un espesor fijo empleando materiales de propiedades mecánicas equivalentes.

Consideraciones en losas.

Los sistemas de entrepiso tanto existentes como los que se repondrán se idealizaron como losas de gran peralte trabajando en la dirección del claro corto, esto para facilitar la unión con los muros de soporte. Es decir, se omitió el modelado de vigas de concreto existentes, así como las nuevas vigas metálicas que soportarán los entrepisos para, simplemente, colocar losas macizas con un módulo de elasticidad equivalente el cual provea al elemento estructural una rigidez y pesos semejantes a los reales.

Para ello es necesario determinar el producto entre el módulo de elasticidad, E , y el momento de inercia, I , del sistema de entrepiso actual, este producto debe ser igual al calculado con las propiedades de la losa en el modelo de elemento finito; dado que se tienen los datos geométricos para obtener la inercia en las losas del modelo, basta con encontrar el módulo de elasticidad que provea un valor igual al producto EI del sistema de entrepiso existente. El peso volumétrico para el material que conforma las losas se obtiene de manera similar.

Así, bajo las mismas condiciones de carga la losa equivalente poseerá el mismo peso que el sistema de entrepiso existente y además sus deformaciones serán similares. Un ejemplo del cálculo realizado en las losas se describe a continuación.

Tabla 7. Cálculo de losa equivalente

Análisis de cargas para losacero de entrepiso nuevo.			
Concepto	Alto (m)	Peso volumétrico (t/m ³).	Total (t)
Losacero Cal.18 con 8cm de espesor	0.08	2.4	0.192
IR 254mmx32.9 Kg/m	0.0329	1	0.033
Piso	0.03	1.3	0.039
Instalaciones	---	---	0.050
NTC-Conc	---	---	0.040
Total	---	---	0.354

Propiedades de la losa acero

Claro=	4.2	m
Svigas=	1.5	m
be=	0.525	m
h=	0.08	m
n=	0.105	

Vigas metálicas

IR 254mmx32.9 kg/m		
h=	0.258	cm
A=	41.9	cm ²
Ix=	4912	cm ⁴
w=	32.9	kg/m
Es=	2'100,000	kg/cm ²

Propiedades del concreto

f _c =	250	kg/cm ²
E _c =	221,359.436	kg/cm ²

Inercia de losa compuesta

I _{eq} =	11,296.3433	cm ⁴
-------------------	-------------	-----------------

Losa en modelo

hl=	0.2	m
bl=	1.5	m
I _m =	100,000	cm ⁴
E _{eq} =	237,223.209	kg/cm ²
Y _{eq} =	1.7695	ton/m ²

$$E_c = 14,000\sqrt{F'_c} \quad (4.1)$$

$$n = \frac{E_c}{E_m} \quad (4.2)$$

$$E_{eq} = \frac{I_{eq} * E_m}{I_m} \quad (4.3)$$

$$Y_{eq} = \frac{hl}{Total} \quad (4.4)$$

4.3 Cargas

El modelo toma en cuenta el peso propio de todos los elementos estructurales, tales como: muros, columnas, entrepisos, arcos, entre otras. Dichos pesos se basan en las propiedades de los materiales con los que fueron construidos y que se encuentran previamente descritos; de manera semejante, los pesos de los sistemas de piso existentes y los nuevos entrepisos también fueron incluidos.

Se agregaron cargas vivas máximas para análisis por combinaciones gravitacionales y cargas vivas instantáneas para combinaciones por acciones accidentales según marca el Reglamento del Distrito Federal (RCDF, 2004)

Los valores de cargas vivas en los entrepisos se concibieron considerando que los locales pudiesen cambiar de uso en un futuro cercano, los valores de azotea fueron considerados de igual manera ante eventos que pudiesen sobrepasar los estándares tradicionales. La carga viva considerada para el análisis aparece en la tabla 8.

Tabla 8. Cargas vivas consideradas en el modelo

Concepto	Total (kg/m ²)
Carga Viva Máxima Azotea	250
Carga Viva Instantánea Azotea	150
Carga Viva Media Azotea	100
Carga Viva Máxima Entrepiso	350
Carga Viva Instantánea Entrepiso	250
Carga Viva Media Entrepiso	250

Las cargas vivas fueron introducidas en el modelo como presiones en la cara superior de los sólidos que forman las losas en la dirección gravitacional.

Combinaciones de carga

Para estimar desplazamientos, esfuerzos y asentamientos máximos, la estructura se analizó ante las diferentes combinaciones de carga. La tabla 9 enumera las combinaciones realizadas, los tipos de cargas que se tomaron en cuenta y para que cálculo se aplicó esa combinación. (Tabla 9)

Tabla 9. Combinaciones para revisión del modelo

Combinaciones de carga para estimar los esfuerzos máximos en la estructura.	
Combinación	Acciones
1	1.5 (CM+CVM+PP)
2	1.1 (CM+CVI+PP+Sx+0.3Sy)
3	1.1 (CM+CVI+PP+Sx-0.3Sy)
4	1.1 (CM+CVI+PP-Sx+0.3Sy)
5	1.1 (CM+CVI+PP-Sx-0.3Sy)
6	1.1 (CM+CVI+PP+0.3Sx+Sy)
7	1.1 (CM+CVI+PP+0.3Sx-Sy)
8	1.1 (CM+CVI+PP-0.3Sx+Sy)
9	1.1 (CM+CVI+PP-0.3Sx-Sy)

Combinaciones de carga para estimar los desplazamientos máximos en la estructura.	
Combinación	Acciones
10	CM+CVM+PP
11	CM+CVI+PP+Sx+0.3Sy
12	CM+CVI+PP+Sx-0.3Sy
13	CM+CVI+PP-Sx+0.3Sy
14	CM+CVI+PP-Sx-0.3Sy
15	CM+CVI+PP+0.3Sx+Sy
16	CM+CVI+PP+0.3Sx-Sy
17	CM+CVI+PP-0.3Sx+Sy
18	CM+CVI+PP-0.3Sx-Sy

Combinaciones de carga para estimar los asentamientos máximos en la estructura.	
Combinación	Acciones
1	CM+CVMed+PP

Donde:

- PP=Peso propio
- CM=Carga muerta
- CVM=Carga viva máxima
- CVI= Carga viva instantánea
- CVMed=Carga viva media
- Sx=Sismo en dirección X
- Sy=Sismo en dirección Y

4.4 Descripción de los esfuerzos

Los esfuerzos obtenidos se encuentran agrupados en: esfuerzos en dirección perpendicular a los ejes locales (S11, S22, S33), esfuerzos máximos y mínimos (SMax, Smin); y esfuerzos cortantes (S12, S23, S13). Los primeros se refieren a los esfuerzos en los ejes locales, los cuales generalmente coinciden con los ejes globales (Fig. 4.2). Los segundos representan los esfuerzos máximos de tensión y compresión en un plano del sólido donde no hay esfuerzos cortantes.

Los esfuerzos cortantes se representan como esfuerzos con dos subíndices (S12, S23, S13) donde el primer número se refiere al plano en el cual el esfuerzo está actuando y el segundo número representa la dirección del esfuerzo.

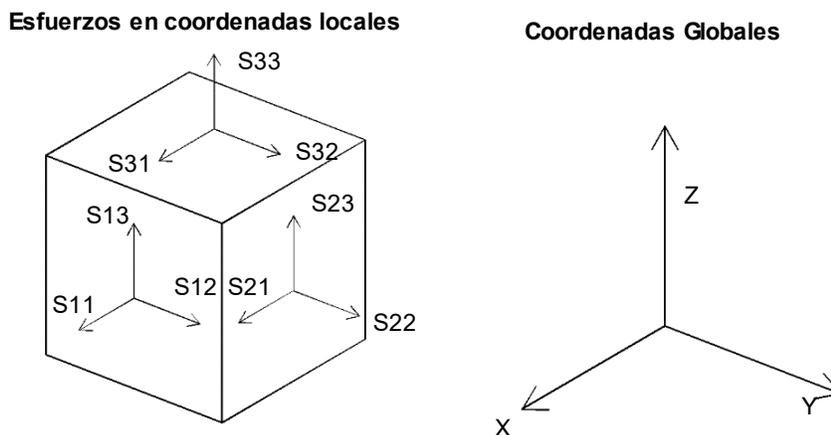


Figura 4.2 Dirección de los esfuerzos en el programa SAP2000.

4.4.1 Esfuerzos en los ejes locales

Los esfuerzos S11, S22 y S33; corresponden a los esfuerzos axiales en los sólidos; es decir se trata de esfuerzos que actúan a lo largo a los ejes locales; generalmente la dirección de los ejes locales coincide con la de los ejes globales. Siendo el S11 el esfuerzo en la dirección X, S22 en dirección Y y el S33 en la dirección Z. (Figs. 4.3 y 4.4)

4.4.2 Esfuerzos cortantes

Los esfuerzos S13, S23 y S12 representan los esfuerzos cortantes, es decir los esfuerzos paralelos a las caras de un sólido.

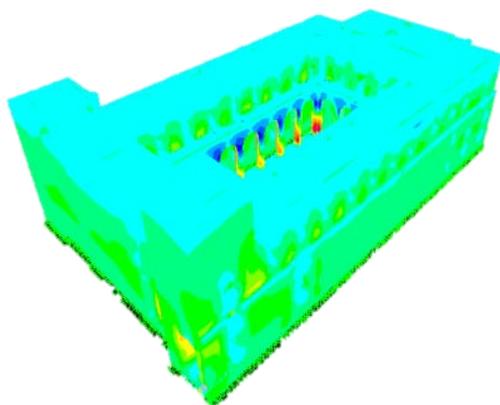


Figura 4.3 Esfuerzos S11.

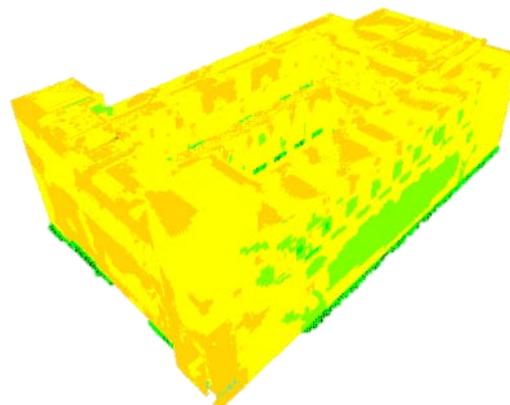


Figura 4.4 Esfuerzos de corte S12.

4.4.3. Esfuerzos máximos y mínimos

Un elemento sólido que esté sometido a diferentes tipos de cargas, tendrá por consiguiente esfuerzos cortantes y esfuerzos en direcciones perpendiculares a estos esfuerzos cortantes, los cuales son de compresión y tensión. Estos esfuerzos están ubicados en planos los cuales siempre resultan ser ortogonales o paralelos a una línea horizontal o vertical (Fig. 4.5). Sin embargo, existe un plano donde los esfuerzos cortantes se vuelven 0 y los esfuerzos de tensión o compresión se vuelven máximos; a este tipo de esfuerzos se les llama esfuerzos principales y se encuentran ubicados en un plano con cosenos directores α , β , γ (Fig. 4.6).

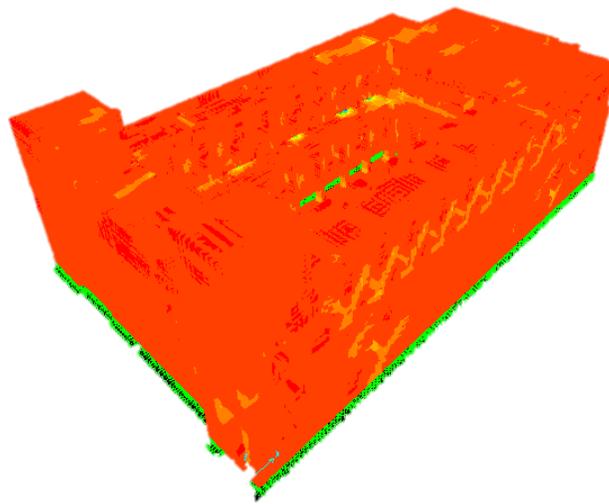


Figura 4.5. Esfuerzos máximos.

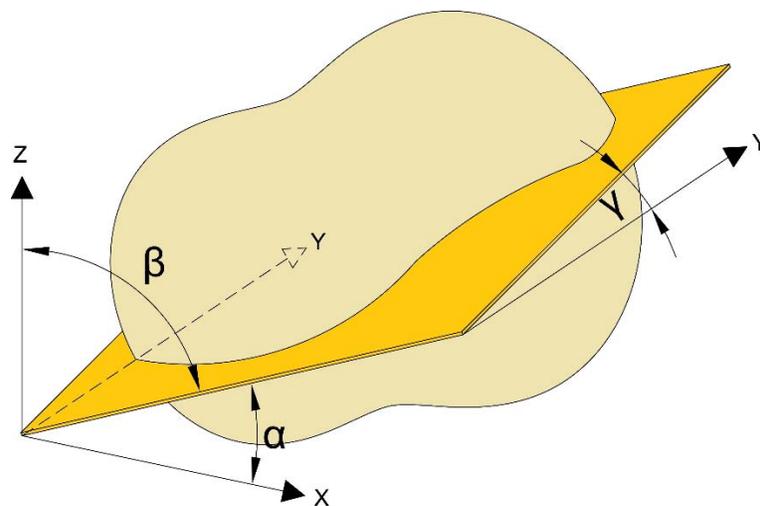


Figura 4.6. Cosenos directores en un sólido.

4.4.4 Cálculo de esfuerzos principales

Para interpretar los esfuerzos que se generan en los sólidos se elaboró un ejercicio analizando una viga de concreto simplemente apoyada con la carga provocada por su peso propio (Fig.4.7).

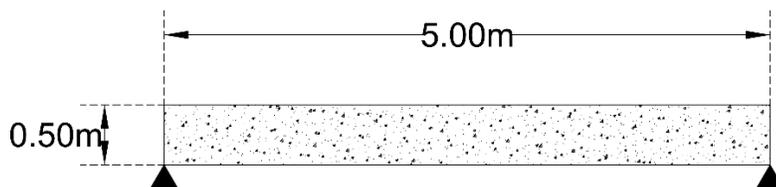


Figura 4.7 Esfuerzos máximos en una viga de concreto.

Los esfuerzos máximos de compresión se encontrarán al centro del claro en el lecho superior, pero los esfuerzos máximos a tensión se encontrarán en el lecho inferior, paralelos a la dirección del acero longitudinal. Sin embargo, cerca de los apoyos extremos los esfuerzos máximos por tensión comienzan a tener una inclinación llegando hasta los 45°, en este punto el acero longitudinal no puede ayudar al concreto y el acero por cortante toma estos esfuerzos (Fig. 4.8).

Este tipo de esfuerzos provocan grietas por tensión diagonal y es un caso particularmente delicado en vigas construidas con un material frágil como el concreto.

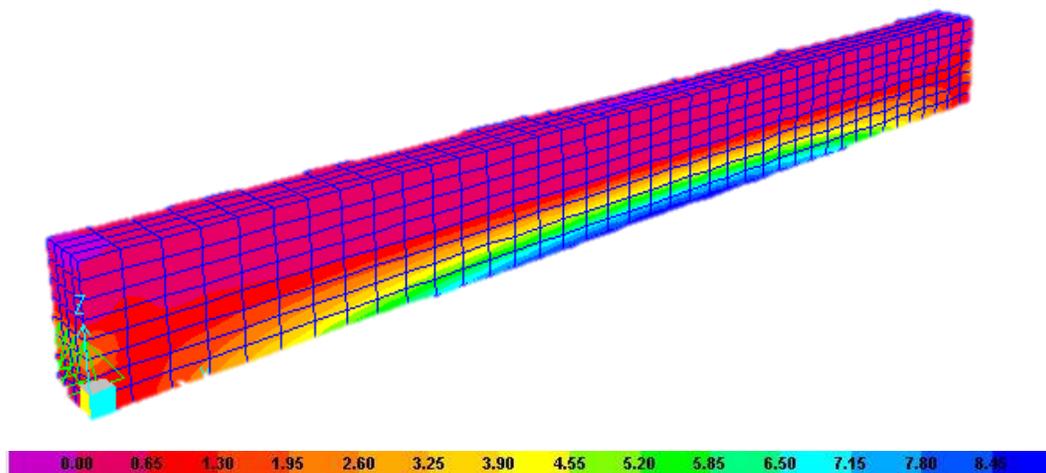


Figura 4.8 Esfuerzos máximos en una viga de concreto (kg/cm²).

Se escogió un punto al azar en el modelo de elemento finito de la viga de concreto. Los valores que se muestran a continuación fueron obtenidos de las tablas de resultados del programa (Tabla 10).

Tabla 10. Valores obtenidos en un punto de un sólido.

S11	S22	S33	S12	S13	S23
0.09305	0.26	1.21	0.002	-7.87	-0.02132

Con estos datos es posible realizar la matriz tensor (Deméneghi *et al*, 2003) para el sólido la cual está dada por la ecuación 4.5

$$\underline{S} = \begin{bmatrix} \sigma_x - \sigma & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - \sigma & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - \sigma \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

Los valores de los esfuerzos principales se obtienen desarrollando el determinante de la matriz previa. Por lo que el determinante resulta:

$$\begin{aligned} |\underline{S}| &= \sigma_x \sigma_y \sigma_z - \sigma_x \sigma_y \sigma - \sigma_x \sigma_z \sigma + \sigma_x \sigma^2 - \sigma_y \sigma_z \sigma + \sigma_y \sigma^2 + \sigma_z \sigma^2 - \sigma^3 + \tau_{yx} \tau_{zy} \tau_{zx} + \tau_{zx} \tau_{xy} \tau_{yz} \\ &\quad - \tau_{zx} (\sigma_y - \sigma) \tau_{zx} - \tau_{yx} \tau_{xy} (\sigma_z - \sigma) - (\sigma_x - \sigma) \tau_{zy} \tau_{yz} = 0 \end{aligned} \quad (4.6)$$

Sustituyendo valores obtenemos que:

$$\sigma^3 - 1.563\sigma^2 - 61.486\sigma + 16.07 = 0$$

$$\sigma_1 = 8.541 \quad \sigma_2 = 0.2599 \quad \sigma_3 = -7.238$$

Que corresponden a los valores obtenidos por el programa

SolidElem Text	Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	S11 Tonf/m2	S22 Tonf/m2	S33 Tonf/m2	S12 Tonf/m2	S13 Tonf/m2	S23 Tonf/m2
12213	359	DEAD	LinStatic	0.09305	0.26	1.21	0.001927	-7.87	-0.02132

SMax Tonf/m2	SMid Tonf/m2	SMin Tonf/m2
8.54	0.26	-7.24

Los ángulos del plano donde se presentan los esfuerzos máximos se determinan a partir de los cosenos directores de dicho plano, estos se obtienen resolviendo el sistema de ecuaciones descrito a continuación:

$$(\sigma_x - \sigma) \cos \alpha + \tau_{yx} \cos \beta + \tau_{zx} \cos \gamma = 0 \quad (4.7)$$

$$\tau_{xy} \cos \alpha + (\sigma_y - \sigma) \cos \beta + \tau_{zy} \cos \gamma = 0 \quad (4.8)$$

$$\tau_{zx} \cos \alpha + \tau_{yz} \cos \beta + (\sigma_z - \sigma) \cos \gamma = 0 \quad (4.9)$$

Para resolver el sistema de ecuaciones podemos utilizar varios métodos como el de suma y resta por partes que se describe a continuación.

Se deben sustituir los valores de esfuerzos del punto estudiado y el valor máximo seleccionado en el sistema de ecuaciones, es necesario eliminar el término $\cos \gamma$ de las ecuaciones 4.7 y 4.8. Como la ecuación 4.7 tiene un término de $-0.02132 \cos \gamma$ se debe multiplicar la ecuación por -369.1370 , esto con el fin de eliminar el valor de $7.87 \cos \gamma$ de la ecuación 4.8 cuando ambas se sumen. Las ecuaciones deberán lucir de la siguiente forma una vez multiplicadas.

$$-8.44795 \cos \alpha + 0.002 \cos \beta - 7.87 \cos \gamma = 0$$

$$-0.738 \cos \alpha + 3056.825 \cos \beta + 7.87 \cos \gamma = 0$$

El siguiente paso es sumar ambas ecuaciones y describirlas en un término sin coeficientes como se muestra a continuación.

$$\cos \alpha = 332.762 \cos \beta$$

Este paso se repite en las ecuaciones 4.7 y 4.9 pero ahora buscando eliminar el valor de $\cos \alpha$. Dichas ecuaciones y el producto final deberán lucir de la siguiente manera.

$$7.87 \cos \alpha - 32585.735 \cos \beta - 83.894 \cos \gamma = 0$$

$$-7.87 \cos \alpha - 0.02132 \cos \beta - 7.331 \cos \gamma = 0$$

$$\cos \gamma = -357.2012 \cos \beta$$

Para que no exista una solución trivial la suma de los cosenos directores debe ser igual a 1

$$\cos^2 \alpha + \cos^2 \beta + \cos^2 \gamma = 1 \quad (4.10)$$

Los valores antes obtenidos se sustituyen en la ecuación 4.10 para obtener los resultados

$$332.762 \cos \beta + \cos \beta - 357.2012 \cos \beta = 1$$

$$\cos \beta = 0.00204$$

$$\cos \alpha = 0.6816$$

$$\cos \gamma = -0.73170$$

Que corresponden a los valores obtenidos en el programa

DirCosMax1 Unitless	DirCosMax2 Unitless	DirCosMax3 Unitless
0.681614	0.002042	-0.731709

Los valores máximos y mínimos mencionados corresponderían en un círculo de Mohr a los esfuerzos en el eje de las abscisas, limitados por la circunferencia (Fig. 4.9).

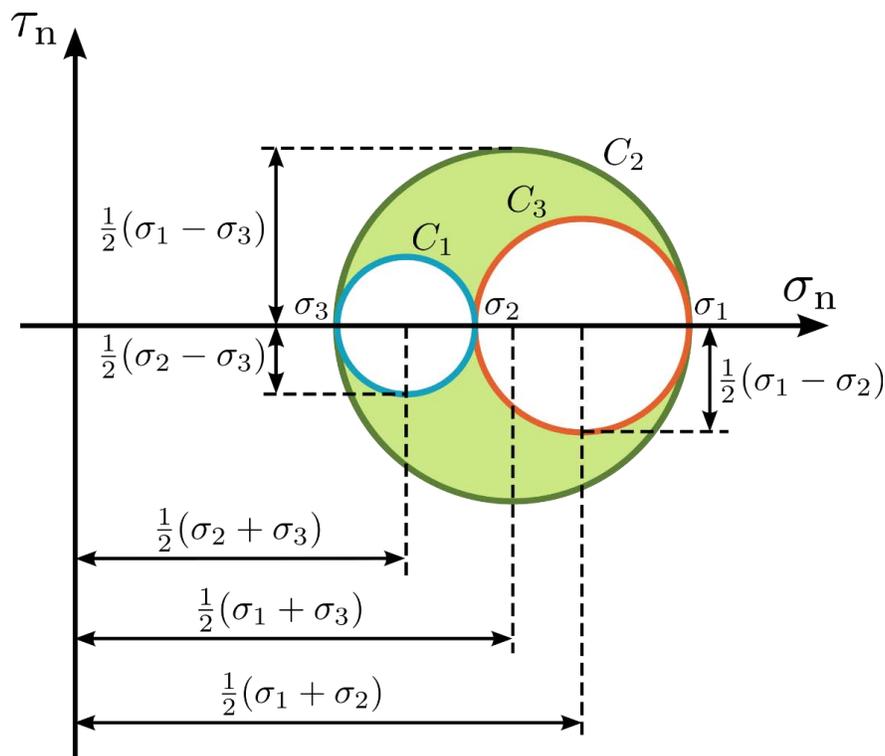


Figura 4.9 Esfuerzos descritos en el círculo de Mohr.

Los resultados máximos y mínimos corresponden entonces a los esfuerzos σ_1 y σ_3 . El cortante máximo corresponde al valor T_{max2} .

4.5 Módulo de reacción utilizado en el modelo

El módulo de reacción en el suelo donde se encuentra localizado el inmueble de las cárceles de la perpetua corresponde a una arcilla compresible del suelo del Valle de México según la zonificación en las NTC-Sismo (2004), para obtenerlo es necesario conocer la capacidad de resistencia última del suelo. En la tabla 11 se muestran algunos valores establecidos.

Tabla 11. Valores de módulo de elasticidad E_s y módulo de reacción (K_{st}) para diferentes tipos de suelo (Jiménez, 1976)

Tipo de suelo	E_s (kg/cm ²)	K_{st} (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, suelta (N, 9 a 30)	0.48H a 1.60H	3.60 a 12.00
*Arena seca o húmeda, suelta (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 estratificada	2.66H a 5.32H	20.00 a 40.00
**Arcilla blanda (q_u 0.25 a 0.50 Kg/cm ²)	15 a 30	0.65 a 1.30
**Arcilla media (q_u 0.50 a 2.00 Kg/cm ²)	30 a 90	1.30 a 4.00
**Arcilla compacta (q_u 2.00 a 4.00 Kg/cm ²)	90 a 180	4.00 a 8.00
**Arcilla margosa dura (q_u 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 y tosco	500 a 2500	22 a 110
Marga	500 a 50,000	22 a 2,200
Caliza margosa alterada	3,500 a 5,000	150 a 220
Caliza sana	20,000 a 800,000	885 a 360,000
Granito meteorizado	700 a 200,000	30 a 9,000
Granito sano	40,000 a 800,000	1,700 a 3,600

**Los valores considerados corresponden a cargas de corta duración. Si se consideran cargas permanentes que produzcan consolidación, se multiplicarán los valores E y K_s de la tabla por 0.25

Para estimar un valor de la capacidad de carga del suelo en las cárceles de la perpetua fue necesario tomar como referencia diferentes valores de estudios que se hicieron en las cercanías, debido a que no se cuenta con un estudio de mecánica de suelos en la zona de trabajo. A continuación se describe el procedimiento para obtener el valor de la capacidad de carga con base en diferentes estudios.

El primero fue de Palacio Nacional el cual muestra el número de golpes necesarios en una prueba de penetración estándar.

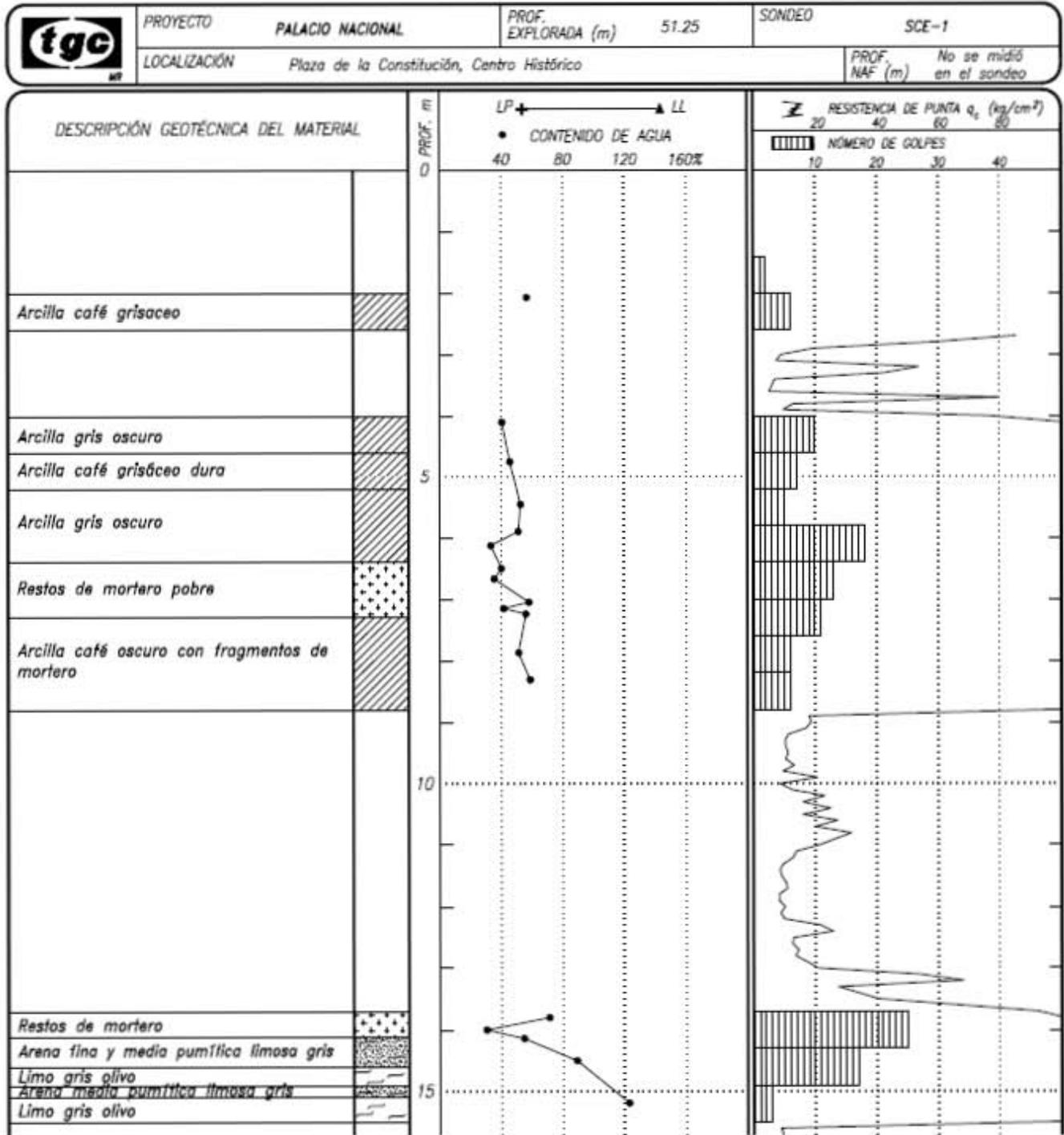


Figura 4.10 Evaluación geotécnica de palacio nacional (TGC, 2007)

Valores obtenidos del estudio de mecánica de suelos (Tabla 12)

Tabla 12. Resumen de número de golpes en estudio de mecánica de suelos

Profundidad (m)	No. de golpes	qu (t/m ²)
2	2	<2.5
3	6	7.5
5	10	12.5
6	7	8.75
7	18	22.5
8	12	15
9	6	7.5

Terzaghi y Peck (1948) proponen, dependiendo del número de golpes necesarios para penetrar los primeros 30cm en un ensaye de penetración estándar, valores estimados de resistencia a compresión simple en arcillas (Tabla 13).

Tabla 13. Clasificación de arcillas según número de golpes (Terzaghi y Peck, 1948)

Consistencia	No. de golpes, N	qu (kg/cm ²)
Muy blanda	<2	<0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0-2.0
Muy firme	15-30	2.0-4.0
Dura	>30	>4.0

Tomando un promedio de las cargas resulta un valor de 10.89 t/m², sin embargo, si se retiran los dos valores, el más grande y el más pequeño los cuales tienen una diferencia significativa de todos los demás se obtiene un resultado de 10.25 t/m².

Para la capacidad de carga admisible, Terzaghi recomienda dividir la carga última a un tercio quedando de la siguiente manera

$$qa = \frac{10.25 \text{ t/m}^2}{3} = 3.41 \text{ t/m}^2 \quad (4.11)$$

El siguiente criterio para establecer la capacidad de carga fue de una muestra obtenida en Palacio Nacional de una prueba triaxial no drenada.

SONDEO	PROF m	Tx	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w _i %	w _f %	S _s	e _i	e _f	Gw _i %	Gw _f %	γ_n kg/m ³
SMS-2	13.00	UU	1.00	0.77	256	256	2.22	5.62	5.62	100	100	1190
			1.25	1.03	241	241	2.22	5.26	5.26	100	100	1215
			1.50	1.13	238	238	2.22	5.14	5.14	100	100	1222

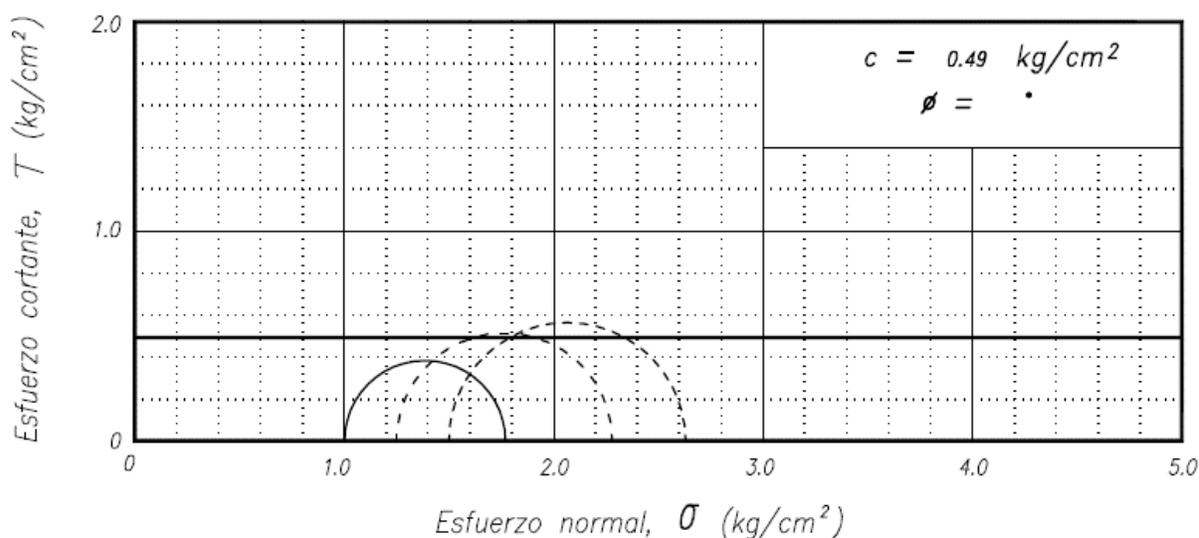


Figura 4.11 Prueba triaxial no drenada (TGC, 2007)

La capacidad de carga fue calculada considerando una falla por corte general dada por:

$$q_d = c N_c + \gamma Z N_q + 0.5 \gamma B N_w \quad (4.12)$$

Variable	Significado
q _d	Capacidad de carga límite en kg/m ²
c	Cohesión del suelo en kg/m ² .
γ	Peso volumétrico del suelo en kg/m ³
Z	Profundidad de desplante de la cimentación en metros.
B	Ancho de la zapata.
N _c , N _q , N _w	Factores de carga, sin dimensión, que dependen únicamente del ángulo de fricción interna del suelo.

Donde:

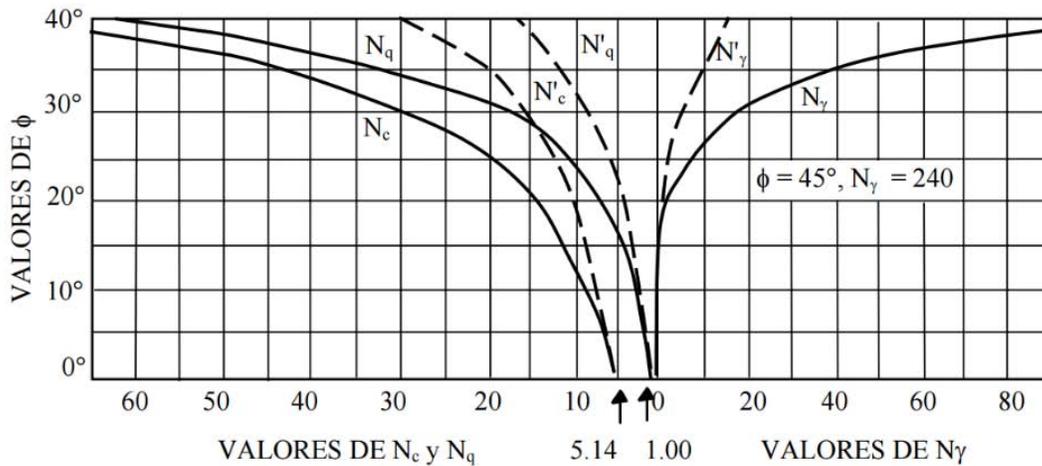


Figura 4.12. Valores N_c , N_q y N_γ utilizados para el cálculo de capacidad de carga (Badillo y Rico, 2005)

Sustituyendo los valores en la ecuación 4.12:

$$qd = (4.9 \text{ t/m}^2) * 5.14 + (1.215 \text{ t/m}^3) * 2\text{m} * 1 + 0.5 * 1.215 \text{ t/m}^3 * (0)$$

$$qu = 27.62 \text{ t/m}^2$$

$$qa = \frac{27.62 \text{ t/m}^2}{3} = 9.20 \text{ t/m}^2$$

Por ultimo basta realizar una sustitución en la tabla 11 para obtener el valor del módulo de reacción el cual resulta:

$$K_{sr} = 1.35 \text{ kg/cm}^3$$

4.5.1 Consideraciones para incluir el módulo de reacción en el modelo numérico

En el programa SAP2000 el módulo de reacción del suelo puede especificarse utilizando resortes con la rigidez dada por el valor K_{sr} multiplicada por el área tributaria correspondiente al nodo seleccionado. En el caso del modelo actual resulta bastante complicado introducir el dato de esta forma debido a que se tienen muchos nodos con diferentes áreas tributarias.

Se optó entonces por incluir un resorte tipo superficie actuando en la cara del sólido que se encuentra en el lecho inferior del mismo (Figs. 4.13 y 4.14).

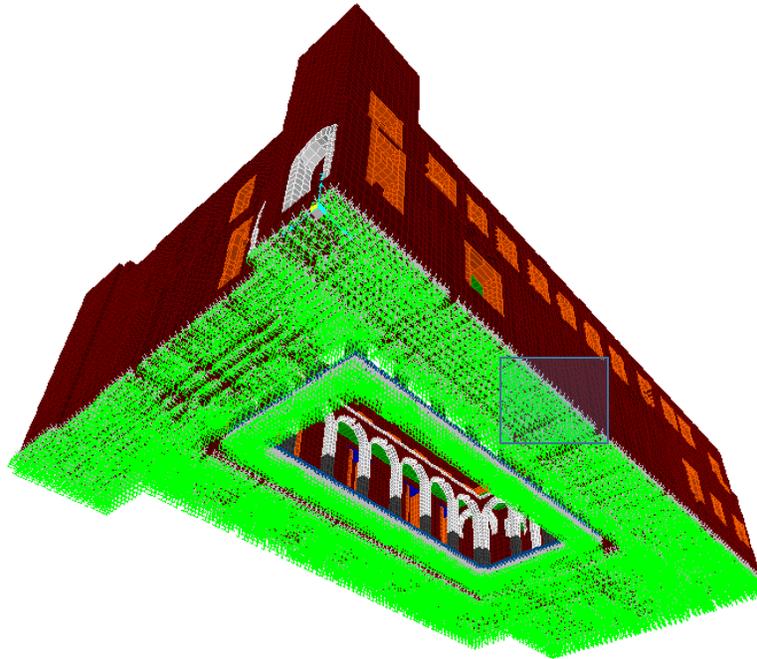


Figura 4.13. Resortes en superficie de sólidos.

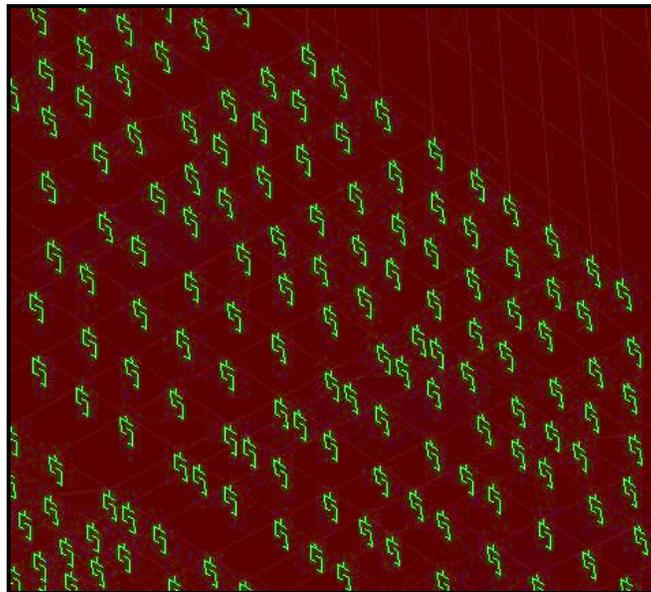


Figura 4.14. Resortes en superficie de sólidos.

5. MÉTODOS DE ANÁLISIS

La seguridad estructural del edificio se puede comprobar de manera general, revisando dos aspectos importantes, resistencia ante cargas verticales y ante cargas laterales. Para dichos análisis se establecen diferentes criterios descritos en las NTC-Sismo (2004). La resistencia de los elementos estructurales se basa en la geometría de los mismos y en la resistencia de sus materiales obtenida mediante pruebas en laboratorio.

5.1 Análisis por cargas gravitacionales

El patio de cárceles está soportado en planta alta con algunos muros de mampostería confinada, sin embargo la mayor parte de resistencia como se verá más adelante la proveen los muros de mampostería de tezontle; la planta baja donde los esfuerzos axiales son mayores, está soportada completamente por muros de mampostería de tezontle la cual cuenta con una menor resistencia que la confinada, en los marcos que forman las puertas o accesos se puede encontrar piedra de una mayor resistencia conocida como “gris de los remedios” sin embargo para este cálculo no se tomará en cuenta esta variante del material. Mediante un análisis con un modelo de elemento finito complementado con un análisis general de bajada de cargas fue posible calcular los esfuerzos axiales a los que están estar sometidos los materiales

La resistencia ante esfuerzos axiales en la mampostería no reforzada es posible determinarla de dos maneras, según el código UBC 1997 (Uniform building code) y conforme a las Normas Técnicas Complementarias de Mampostería (2004), para este trabajo se han tomado en cuenta ambos criterios.

El procedimiento analítico se encuentra en el informe entregado a la facultad de medicina (Sánchez *et al.*, 2015) y la resistencia para el manual UBC (1997) es determinada con la siguiente ecuación.

$$F_{\alpha} = 0.25 f^* m \left(1 - \frac{h}{40.4t}\right)^2 \quad (5.1)$$

donde:

f^*m = resistencia a compresión del material.

t = espesor del muro

h = altura libre de muros.

La razón por la cual se utilizó como referencia el código UBC (1997) obedece a que los esfuerzos calculados con esta ecuación son similares a aquellos que prevalecen en este tipo de construcciones según un estudio realizado por Rivera y Arce (2014) en edificios históricos construidos con materiales semejantes.

Para las NTC-Mampostería (2004) la ecuación que determina la resistencia de un muro ante cargas verticales está definida por:

$$P_R = 0.3 f^* m * FE * At \quad (5.2)$$

donde:

f^*m = resistencia a compresión del material.

At = área transversal del muro

FE = Factor de reducción 0.6 muros internos 0.7 externos.

5.2 Análisis por Cargas Accidentales

5.2.1 Método Estático

Es el método conservador para revisar las estructuras ante carga lateral sísmica ya considera un coeficiente sísmico independiente a cualquier periodo fundamental de la estructura, dicho coeficiente está descrito en las NTC-Sismo (2004) y se basa en la caracterización del suelo donde se encuentra desplantada la estructura. Sin embargo puede efectuarse una reducción de las fuerzas actuantes si se conocen los periodos fundamentales de la estructura.

Para el caso de este inmueble se consideró una zona IIIb (Fig.5.1), asimismo este coeficiente se aumenta un cincuenta por ciento más por ser una estructura perteneciente al tipo A debido a la

Con estos coeficientes es posible determinar la fuerza cortante actuante en el edificio considerando el peso por cada nivel así como su altura respectiva al desplante del mismo. Los pesos obtenidos por nivel se muestran en las tablas 15 y 16.

Tabla 15. Peso total

Planta Baja

Carga muerta		
Elementos estructurales	Peso (t)	
Muros de Mampostería confinada	9.03	
Muros de mampostería tezontle	1883.70	
Marcos de tabique rojo	93.90	
Losas	203.90	
Cantera gris de los remedios	216.82	
Cerramientos de madera	1.71	
Total carga muerta	2409.09	

Carga viva máxima	154.35	
Carga viva instantánea	110.25	

Tabla 16. Peso total

Planta Alta

Carga muerta		
Elementos estructurales	Peso (t)	
Muros de mampostería confinada	63.94	
Muros de mampostería tezontle	1121.39	
Marcos de tabique rojo	94.88	
Losas	255.89	
Total carga muerta	1536.11	

Carga viva máxima	118.86
Carga viva instantánea	71.95

La fuerza actuante por sismos en cada nivel de la estructura se determinar según las ecuaciones 5.3 y 5.4. Dicha fuerza puede ser reducida si se toma en cuenta el periodo fundamental del edificio en la dirección que actúa la carga. En el inciso 5.2.3 de este documento, se muestran los periodos del edificio para realizar dicha reducción, esta se calcula sustituyendo el coeficiente "c" por una fracción de la aceleración de la gravedad "a" de la manera en que indican las NTC-Sismo (2004).

$$F_i = \frac{c}{Q} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \tag{5.3}$$

donde:

Fi= fuerza actuante en el *i*-ésimo nivel.

Wi=peso de la *i*-ésima masa.

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} ; \quad \text{si } T < T_a \tag{5.4}$$

donde:

hi=altura de la *i*-ésima masa sobre el desplante.

a=coeficiente

sísmico reducido

La fuerza horizontal obtenida del análisis, es resistida por los muros de mampostería alineados en el eje de dicha dirección. Para el cálculo de la resistencia se debe tomar en cuenta el factor de esbeltez

F_{AE} el cual indica que si un muro es muy alto en relación con su longitud su resistencia es mermada. Las siguientes ecuaciones (5.5) muestran la capacidad de resistencia ante cargas horizontales de un muro, así como el factor de reducción de área efectiva (5.6, 5.7).

$$Vr = V * m * A * F_{AE} \tag{5.5}$$

$$F_{AE} = 1 ; \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33 \tag{5.6}$$

$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2 ; \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33 \tag{5.7}$$

donde:

Vr = Fuerza cortante resistida por un muro.

L =Longitud del muro.

A =área transversal del muro.

H =Altura del muro.

F_{AE} =Factor de reducción del área efectiva.

Ejemplo de cálculo de un muro de mampostería

A continuación se muestra el procedimiento realizado para calcular la capacidad de carga tanto vertical como horizontal de un muro de mampostería. Este procedimiento se realizó en cada uno de los muros del edificio, para los resultados mostrados en las tablas 18 y 20 se hizo la sumatoria de todos los muros. En la figura 5.2 se muestra el muro en planta baja seleccionado para calcular su capacidad frente a cargas verticales y laterales.

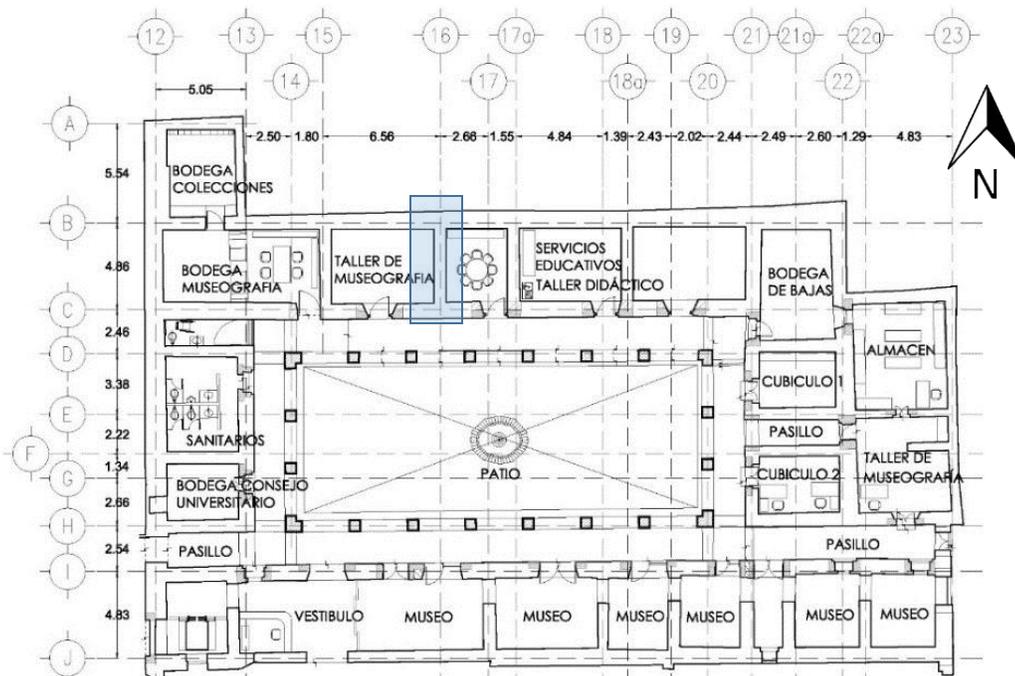


Figura 5.2 Muro seleccionado para ejemplo de cálculo.

El muro se encuentra en sentido N-S sobre el ala norte. Tiene una longitud de 4.86m, un espesor de 0.70m y una altura de 5.26m sobre el nivel de piso terminado; se considerará un $f^*m=30 \text{ Kg/cm}^2$.

La resistencia ante cargas verticales sugerida por la NTC-Mampostería (2004) está dada por la ecuación 5.2. Sustituyendo los valores se obtiene:

$$P_R = 0.3 \left(30 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) * 0.7 * (70\text{cm} * 486\text{cm}) = 214,326 \text{ kg} = \mathbf{214 \text{ t}}$$

El esfuerzo resistente a cargas axiales según el código UBC (1997) se calcula utilizando la ecuación 5.1.

$$F_\alpha = 0.25 \left(30 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \left(1 - \frac{526\text{cm}}{40.4(70\text{cm} * 486\text{cm})} \right)^2 = 7.48 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Si se quisiera saber la capacidad de carga total del muro es necesario multiplicar el valor obtenido de la ec. 5.1 por el área bruta del muro. Quedando de la siguiente manera.

$$P_R = 7.48 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (486\text{cm} * 70\text{cm}) = 127,239 \text{ kg} = \mathbf{254 \text{ t}}$$

La resistencia ante cargas laterales sugerida por la NTC- está dada por la ecuación 5.5. Sustituyendo los valores se obtiene:

$$V_r = 4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (486\text{cm} * 70\text{cm}) * 1 = 136,000 \text{ kg} = \mathbf{136 \text{ t}}$$

Como puede observarse de las diferentes revisiones, generalmente las NTC-Mampostería arrojan valores más conservadores comparándolos con los calculados con el reglamento UBC. Es importante mencionar que este muro al contar con una geometría muy regular aporta gran resistencia ante cargas verticales y horizontales; sin embargo es fácil encontrar muros con muy poca resistencia debido a que son muy esbeltos.

5.2.2 Método Simplificado.

De manera similar, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal permite obtener bajo un análisis simplificado las fuerzas laterales en un diseño por sismo, el cual es una buena manera de asegurarse que los análisis tienen cierta coherencia. Dicho análisis únicamente es posible realizarse si se cumplen los requisitos establecidos, básicamente consta de cambiar el coeficiente sísmico por uno de menor intensidad, este coeficiente se incrementa un cincuenta por ciento en las estructuras tipo A.

Las cargas laterales se calculan de la misma manera que el método estático, los parámetros para este método se muestran en la tabla 17.

**TABLA 17. Parámetros para método simplificado
en estructuras tipo B (NTC-Sismo, 2004)**

Zona	c	a _o	T _a (s)	T _b (s)	r
III	0.16	0.11	0.85	3.0	2.0

Se revisaron los requisitos señalados por las NTC-Sismo (2004) para que el método simplificado sea aplicable, dichas normas indican que la relación entre la longitud y el ancho de planta no exceda de 2, siendo la actual de 1.49. La relación entre la altura y la dimensión mínima del edificio debe ser menor a 1.5 y la calculada es de 0.35. La altura máxima deber ser de 15m y la altura general del edificio es de 10.50m aproximadamente. Asimismo, el 92% del peso esta soportado por los muros de mampostería cuando el reglamento exige un mínimo del 75% en cada nivel.

Las NTC-Sismo (2004) establecen, además de las condiciones ya mencionadas, que la excentricidad por torsión estática en el edificio no debe superar el 10% de la dimensión en planta del entrepiso analizado, medida paralelamente a dicha excentricidad. Esta excentricidad se calcula con la ecuación 5.8

$$e_{s,j} = \frac{|\sum_{i=1}^n X_i F_{AEi} A_{Ti}|}{\sum_{i=1}^n F_{AEi} A_{Ti}} \quad (5.8)$$

donde:

X_i = Distancia del centro de cortante del edificio al centro de masa del muro (X o en Y dependiendo el sentido en que se está realizando el análisis).

A_{Ti} =área transversal del muro.

F_{AEi} =Factor de reducción del área efectiva.

Para el cálculo del factor de reducción de área efectiva es necesario aplicar las ecuaciones 5.6 y 5.7, mientras que el centro de cortante en dirección X y Y de cada nivel, se calcula como indica la ecuación 5.9 y 5.10.

$$cv_x = \frac{\sum F_{yj} x_{mj}}{V_{yj}} \quad (5.9)$$

$$cv_y = \frac{\sum F_{xj} y_{mj}}{V_{xj}} \quad (5.10)$$

donde:

F_{xj} = Fuerzas sísmicas en X del j-ésimo nivel.

F_{yj} = Fuerzas sísmicas en Y del j-ésimo nivel.

X_m =coordenada en X del centro de masa del j-ésimo nivel

Y_m =coordenada en Y del centro de masa del j-ésimo nivel

V_{xj} = Fuerzas cortantes del j-ésimo entrepiso en dirección X.

V_{yj} = Fuerzas cortantes del j-ésimo entrepiso en dirección Y.

Con ayuda del programa AutoCAD 2013, fue posible determinar los centros de masas del edificio, separando las áreas de los diferentes elementos estructurales y calculando con el programa su centro geométrico, una vez obtenidas las áreas y el centro geométrico de cada una, se multiplicaron por su peso volumétrico y por su altura para obtener el peso total de cada conjunto de elementos estructurales, posteriormente se multiplicaron por las coordenadas de su centro geométrico en X y en Y (Tabla 18). Para todos los cálculos tanto de centros de masa, como de cortante se tomó como eje global de coordenadas la esquina surponiente del edificio (Fig. 5.3 y 5.4).

TABLA 18. Pesos de los elementos estructurales de planta baja

Elementos	Área (m ²)	Altura (m)	Peso volumétrico (t/m ³)	Peso (t)	X _m (m)	Y _m (m)	X*Peso (t-m)	Y*Peso (t-m)
Muros	250.58	5.00	1.60	2004.64	22.04	14.29	44182.27	28646.31
Losa	786.55	1.00	0.35	275.29	22.79	13.26	6273.92	3650.38
Columnas	10.14	2.50	2.00	50.70	19.78	12.99	1002.85	658.59
Pasillo	173.24	1.00	0.35	60.63	19.91	13.35	1207.22	809.46
			Sumatoria	2391.27			52666.25	33764.74

TABLA 19. Pesos de los elementos estructurales de planta alta

Elementos	Área (m ²)	Altura (m)	Peso volumétrico (t/m ³)	Peso (t)	X (m)	Y (m)	X*Peso (t-m)	Y*Peso (t-m)
Muros	152.94	3.00	1.60	734.11	18.77	13.93	13779.28	10226.18
Losa	766.36	1.00	0.35	268.23	22.37	13.32	6000.22	3572.77
			Sumatoria	1002.34			19779.50	13798.95

Los centros de masas de cada nivel se obtuvieron aplicando los resultados de las tablas 18 y 19 en las ecuaciones 5.11 y 5.12

$$x_m = \frac{\sum w_j x_{mj}}{\sum w_j} \quad (5.11)$$

$$y_m = \frac{\sum w_j y_{mj}}{\sum w_j} \quad (5.12)$$

donde:

w_j = Peso del elemento estructural del j-ésimo nivel.

x_{mj} = Coordenada X del centro de masa del elemento estructural del j-ésimo nivel.

y_{mj} = Coordenada Y del centro de masa del elemento estructural del j-ésimo nivel.

El resumen de los centros de masas así como de los centros de cortante calculados del edificio se muestra en la tabla 20.

TABLA 20. Centros de masa y de cortante en el edificio

Nivel	Fuerza (t)	Cortante (t)	Centro de masa (m)		Centro de cortante (m)	
			x_m	y_m	cv_x	cv_y
Planta Alta	711.42	711.42	19.73	13.77	19.73	13.77
Planta Baja	1137.08	1848.49	22.02	14.12	21.14	13.98

Se numeraron los muros por nivel tanto en sentido X como en Y (Figs. 5.3 y 5.4) y se realizó la sumatoria del producto de la diferencia de coordenadas del centro de cortante y del centro del muro, multiplicadas por su área efectiva (Tablas 21 a 24) en la dirección del análisis para obtener la excentricidad torsional. Las coordenadas de los centros geométricos de los muros se tomaron como se muestra en el muro 6 de la figura 5.3 o en el muro 35 de la figura 5.4.

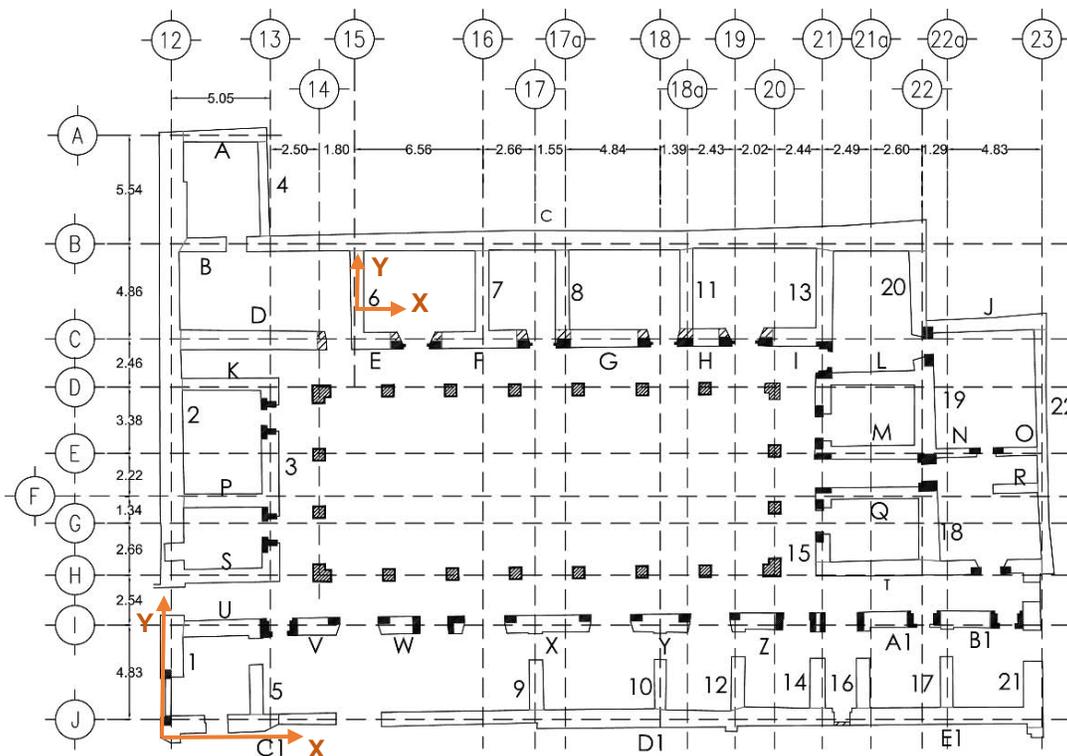


Figura 5.3 Numeración de muros en planta baja.

TABLA 21. Cálculo de momento torsionante producido por los muros en dirección X en planta baja.

Muro	L (m)	t (m)	h (m)	A (m ²)	FAE	AE (m ²)	X (m)	A(X-XCB) (m ³)
1	3.16	1.15	5.70	3.63	0.54	1.98	0.58	-40.63
2	21.00	1.17	5.70	24.57	1.00	24.57	0.59	-505.10
3	4.60	0.88	5.70	4.05	1.00	4.05	5.63	-62.81
4	5.70	0.47	5.70	2.68	1.00	2.68	5.43	-42.09
5	3.00	0.67	5.70	2.01	0.49	0.98	4.88	-16.02
6	5.15	0.69	5.70	3.55	1.00	3.55	10.14	-39.11
7	5.15	0.70	5.70	3.61	1.00	3.61	16.43	-16.98
8	5.15	0.70	5.70	3.61	1.00	3.61	20.56	-2.10
9	3.00	0.72	5.70	2.16	0.49	1.06	19.16	-2.10
10	3.00	0.72	5.70	2.16	0.49	1.06	25.52	4.63
11	5.15	0.70	5.70	3.61	1.00	3.61	26.92	20.83
12	3.00	0.68	5.70	2.04	0.49	1.00	29.50	8.35
13	5.15	0.87	5.70	4.48	1.00	4.48	33.99	57.55
14	3.00	0.68	5.70	2.04	0.49	1.00	33.87	12.72
15	1.50	0.73	5.70	1.10	0.12	0.13	33.87	1.71
16	3.00	0.68	5.70	2.04	0.49	1.00	35.87	14.72
17	3.00	0.68	5.70	2.04	0.49	1.00	40.14	18.99
18	4.00	1.00	5.70	4.00	0.87	3.48	39.21	62.95
19	3.10	1.05	5.70	3.26	0.52	1.70	39.04	30.48
20	5.15	0.85	5.70	4.38	1.00	4.38	39.04	78.35
21	3.00	1.00	5.70	3.00	0.49	1.47	44.54	34.39
22	12.47	0.52	5.70	6.48	1.00	6.48	44.54	151.72
					Total	76.88		-229.55

TABLA 22. Cálculo de momento torsionante producido por los muros en dirección Y en planta baja.

Muro	L (m)	t (m)	h (m)	A (m ²)	FAE	AE (m ²)	X (m)	A(Y-YCB) (m ³)
A	4.25	0.60	5.70	2.55	0.98	2.51	30.52	41.47
B	2.18	0.70	5.70	1.53	0.26	0.39	24.95	4.33
C	34.70	0.90	5.70	31.23	1.00	31.23	24.95	342.47
D	7.44	0.97	5.70	7.22	1.00	7.22	20.20	44.86
E	2.72	0.87	5.70	2.37	0.40	0.95	20.20	5.92
F	4.86	0.84	5.70	4.08	1.00	4.08	20.20	25.38
G	4.80	0.90	5.70	4.32	1.00	4.32	20.20	26.85
H	2.55	0.90	5.70	2.30	0.35	0.81	20.20	5.05

TABLA 22. Cálculo de momento torsionante producido por los muros en dirección Y en planta baja. Continuación

I	3.62	0.94	5.70	3.40	0.71	2.43	20.20	15.09
J	6.12	0.68	5.70	4.16	1.00	4.16	20.20	25.87
K	4.93	0.62	5.70	3.06	1.00	3.06	17.83	11.76
L	5.13	0.70	5.70	3.59	1.00	3.59	17.83	13.81
M	5.00	0.70	5.70	3.50	1.00	3.50	13.91	-0.26
N	2.51	0.45	5.70	1.13	0.34	0.39	13.91	-0.03
O	2.23	0.42	5.70	0.94	0.27	0.25	13.91	-0.02
P	4.88	0.69	5.70	3.37	1.00	3.37	11.89	-7.05
Q	5.00	0.70	5.70	3.50	1.00	3.50	11.89	-7.33
R	2.55	0.47	5.70	1.20	0.35	0.42	11.89	-0.89
S	4.88	0.69	5.70	3.37	1.00	3.37	8.10	-19.81
T	7.27	0.78	5.70	5.67	1.00	5.67	8.10	-33.37
U	4.30	0.82	5.70	3.53	1.00	3.53	5.32	-30.55
V	1.98	0.88	5.70	1.74	0.21	0.37	5.32	-3.22
W	1.48	0.88	5.70	1.30	0.12	0.16	5.32	-1.35
X	3.47	0.85	5.70	2.95	0.66	1.93	5.32	-16.75
Y	2.25	0.98	5.70	2.21	0.28	0.61	5.32	-5.27
Z	1.94	0.83	5.70	1.61	0.20	0.33	5.32	-2.86
A1	2.24	0.80	5.70	1.79	0.27	0.49	5.32	-4.24
B1	2.55	0.84	5.70	2.14	0.35	0.76	5.32	-6.57
C1	5.53	0.50	5.70	2.77	1.00	2.77	0.25	-37.97
D1	23.11	0.84	5.70	19.41	1.00	19.41	0.42	-263.31
E1	8.82	0.85	5.70	7.50	1.00	7.50	0.43	-101.65
					Total	123.07		20.35

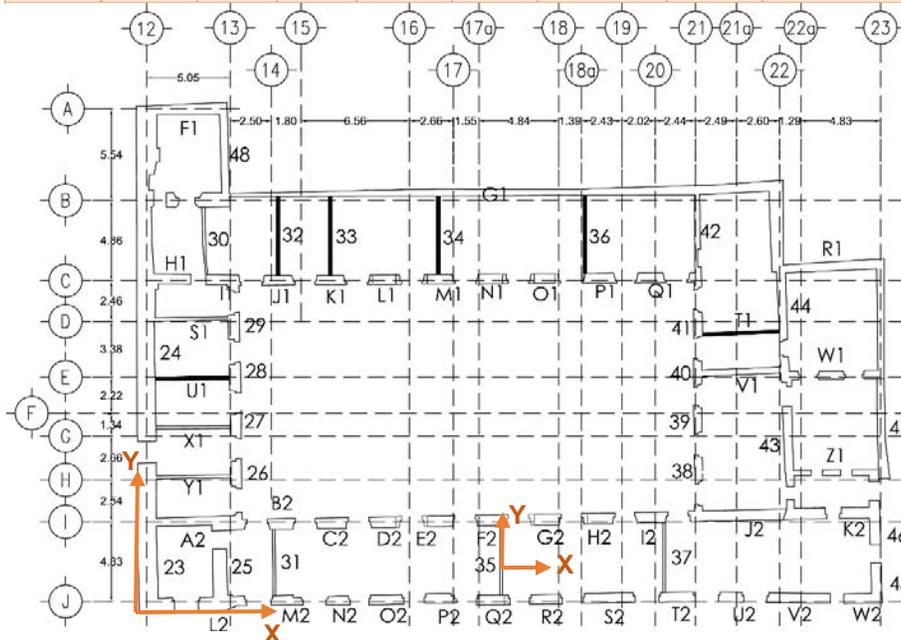


Figura 5.4 Numeración de muros en planta alta.

TABLA 23. Cálculo de momento torsionante producido por los muros en dirección X en planta alta.

Muro	L (m)	t (m)	h (m)	A (m ²)	FAE	AE (m ²)	X (m)	A(X-XCA) (m ³)
23	9.09	1.17	3.81	10.64	1.00	10.64	0.59	-203.65
24	20.30	1.10	3.81	22.33	1.00	22.33	0.55	-428.36
25	3.30	0.85	3.81	2.81	1.00	2.81	4.96	-41.44
26	1.51	0.62	3.81	0.94	0.28	0.26	5.90	-3.60
27	1.51	0.62	3.81	0.94	0.28	0.26	5.90	-3.60
28	1.51	0.62	3.81	0.94	0.28	0.26	5.90	-3.60
29	1.51	0.62	3.81	0.94	0.28	0.26	5.90	-3.60
30	4.07	0.17	3.81	0.69	1.00	0.69	4.00	-10.89
31	4.20	0.15	3.81	0.63	1.00	0.63	8.10	-7.33
32	4.75	0.20	3.81	0.95	1.00	0.95	8.62	-10.56
33	4.75	0.20	3.81	0.95	1.00	0.95	11.60	-7.73
34	4.75	0.20	3.81	0.95	1.00	0.95	18.15	-1.50
35	4.20	0.15	3.81	0.63	1.00	0.63	22.10	1.49
36	4.75	0.20	3.81	0.95	1.00	0.95	27.00	6.90
37	4.20	0.15	3.81	0.63	1.00	0.63	31.83	7.62
38	1.51	0.62	3.81	0.94	0.28	0.26	33.95	3.70
39	1.51	0.62	3.81	0.94	0.28	0.26	33.95	3.70
40	1.51	0.62	3.81	0.94	0.28	0.26	33.95	3.70
41	1.51	0.62	3.81	0.94	0.28	0.26	33.95	3.70
42	3.68	0.33	3.81	1.21	1.00	1.21	33.95	17.26
43	4.80	0.52	3.81	2.50	1.00	2.50	39.53	49.41
44	9.66	0.65	3.81	6.28	1.00	6.28	39.53	124.30
45	2.05	0.62	3.81	1.27	0.51	0.65	44.62	16.20
46	2.63	0.63	3.81	1.66	0.84	1.40	44.62	34.76
47	13.30	0.44	3.81	5.85	1.00	5.85	44.62	145.64
48	5.18	0.46	3.81	2.38	1.00	2.38	5.43	-34.08
					Total	64.50		-341.55

TABLA 24. Cálculo de momento torsionante producido por los muros en dirección Y en planta alta.

Muro	L (m)	t (m)	h (m)	A (m ²)	FAE	AE (m ²)	Y (m)	A(Y-YCA) (m ³)
F1	4.35	0.57	3.81	2.48	1.00	2.48	30.50	41.49
G1	33.08	0.42	3.81	13.89	1.00	13.89	25.20	158.85
H1	2.22	0.58	3.81	1.29	0.60	0.77	20.22	4.99
I1	1.71	0.58	3.81	0.99	0.36	0.35	20.22	2.28
J1	1.45	0.58	3.81	0.84	0.26	0.22	20.22	1.39

TABLA 24. Cálculo de momento torsionante producido por los muros en dirección Y en planta alta. Continuación

K1	1.45	0.58	3.81	0.84	0.26	0.22	20.22	1.39
L1	1.45	0.58	3.81	0.84	0.26	0.22	20.22	1.39
M1	1.45	0.58	3.81	0.84	0.26	0.22	20.22	1.39
N1	1.45	0.58	3.81	0.84	0.26	0.22	20.22	1.39
O1	1.45	0.58	3.81	0.84	0.26	0.22	20.22	1.39
P1	1.45	0.58	3.81	0.84	0.26	0.22	20.22	1.39
Q1	1.45	0.58	3.81	0.84	0.26	0.22	20.22	1.39
R1	5.91	0.54	3.81	3.19	1.00	3.19	20.22	20.59
S1	4.84	0.20	3.81	0.97	1.00	0.97	17.68	3.79
T1	4.63	0.20	3.81	0.93	1.00	0.93	16.54	2.57
U1	4.84	0.20	3.81	0.97	1.00	0.97	14.10	0.32
V1	4.63	0.20	3.81	0.93	1.00	0.93	14.05	0.26
W1	1.33	0.50	3.81	0.67	0.22	0.14	14.00	0.03
X1	4.84	0.20	3.81	0.97	1.00	0.97	11.15	-2.53
Y1	4.84	0.20	3.81	0.97	1.00	0.97	8.33	-5.26
Z1	1.10	0.32	3.81	0.35	0.15	0.05	7.96	-0.30
A2	5.03	0.52	3.81	2.62	1.00	2.62	5.60	-21.36
B2	1.12	0.64	3.81	0.72	0.15	0.11	5.60	-0.89
C2	1.12	0.64	3.81	0.72	0.15	0.11	5.60	-0.89
D2	1.12	0.64	3.81	0.72	0.15	0.11	5.60	-0.89
E2	1.12	0.64	3.81	0.72	0.15	0.11	5.60	-0.89
F2	1.12	0.64	3.81	0.72	0.15	0.11	5.60	-0.89
G2	1.12	0.64	3.81	0.72	0.15	0.11	5.60	-0.89
H2	1.12	0.64	3.81	0.72	0.15	0.11	5.60	-0.89
I2	1.12	0.64	3.81	0.72	0.15	0.11	5.60	-0.89
J2	7.22	0.62	3.81	4.48	1.00	4.48	5.60	-36.56
K2	1.81	0.65	3.81	1.18	0.40	0.47	5.60	-3.84
L2	2.26	0.85	3.81	1.92	0.62	1.20	0.43	-15.95
M2	1.73	0.60	3.81	1.04	0.36	0.38	0.30	-5.10
N2	1.24	0.55	3.81	0.68	0.19	0.13	0.28	-1.72
O2	1.73	0.60	3.81	1.04	0.36	0.38	0.30	-5.10
P2	1.73	0.60	3.81	1.04	0.36	0.38	0.30	-5.10
Q2	1.73	0.60	3.81	1.04	0.36	0.38	0.30	-5.10
R2	1.73	0.60	3.81	1.04	0.36	0.38	0.30	-5.10
S2	2.77	0.60	3.81	1.66	0.94	1.55	0.30	-20.93
T2	2.10	0.60	3.81	1.26	0.54	0.68	0.30	-9.12
U2	1.42	0.60	3.81	0.85	0.25	0.21	0.30	-2.82
V2	3.47	0.60	3.81	2.08	1.00	2.08	0.30	-28.04
W2	2.00	0.60	3.81	1.20	0.49	0.58	0.30	-7.88
					Total	45.10		57.35

Al final aplicando la ecuación 5.8 se determinó la excentricidad torsional en cada nivel y en cada dirección. La tabla 25 muestra los resultados obtenidos y las imágenes muestran la ubicación del centro de cortante en cada nivel y de la excentricidad calculada en el mismo.

TABLA 25. Excentricidades calculadas y centros de cortantes.

Nivel	Centro de cortante (m)		Excentricidad calculada (m)		Geometría edificio (m)	
	CV _x	CV _y	e _{sx}	e _{sy}	Largo (x)	Ancho (y)
Planta alta	19.73	13.77	-5.29	0.17	45.2	25.32
Planta baja	21.14	13.98	-2.99	1.27		

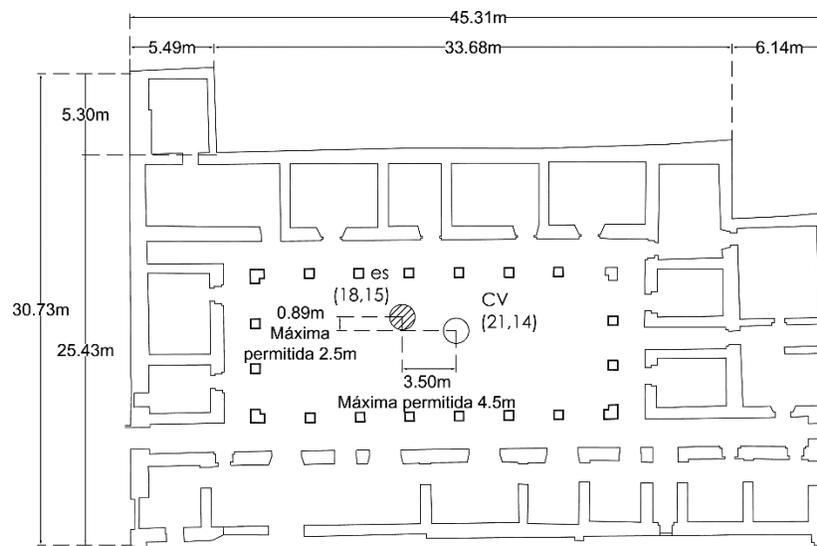


Figura 5.5 Excentricidad torsional y centro de cortante en planta baja.

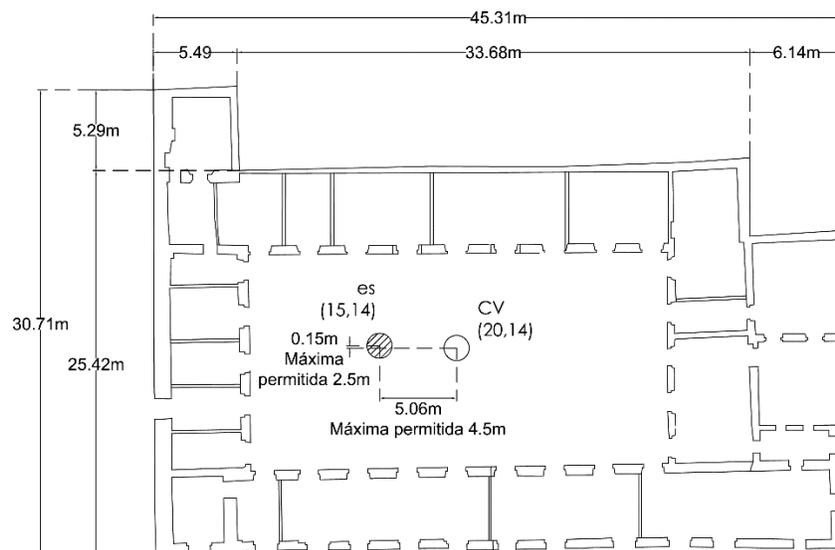


Figura 5.6 Excentricidad torsional y centro de cortante en planta alta.

Como puede apreciarse en las imágenes y en los resultados, la excentricidad torsional en planta alta es de 5.06m cuando debería de ser máximo de 4.5m, esto quiere decir que el edificio no cumple con los requisitos marcados por las NTC-Sismo (2004) para aplicar el método simplificado, sin embargo, como se verá más adelante, las fuerzas sísmicas obtenidas con este método no resultan muy diferentes a las arrojadas por el método estático y por el análisis de elementos finitos. En todos los métodos aplicados, aunque exista una excentricidad torsional, los muros en su conjunto, resisten satisfactoriamente las fuerzas cortantes producidas por el sismo.

5.2.3 Análisis Modal espectral

Se utilizó un espectro de diseño calculado según las NTC-Sismo (2004) aumentado un 50% por ser una estructura tipo A y con un $Q=1$ dado que la estructura puede disipar poca energía mediante deformaciones inelásticas sin sufrir daños. El espectro calculado se muestra en la figura 5.7 así como la localización de los dos primeros periodos fundamentales calculados con el modelo de elementos finitos.

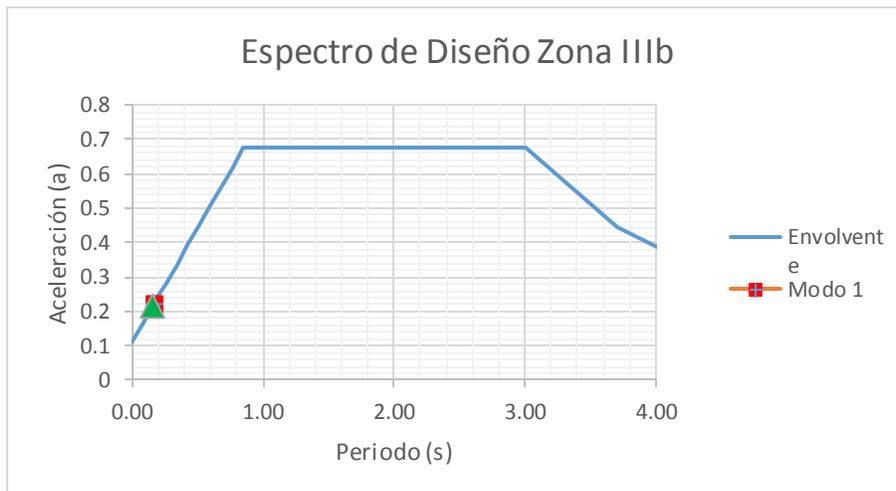


Figura 5.7 Espectro de diseño utilizado y periodos fundamentales del edificio.

La contribución de un cierto modo a la respuesta sísmica se puede estimar considerando el concepto de "Masa modal". A grandes rasgos la masa modal representa la masa utilizada en la solución de la ecuación de movimiento para cada modo calculado y esta masa es variable en cada uno de los modos.

En el análisis modal espectral para calcular los esfuerzos provocados por cargas accidentales en un suelo blando se requiere de un 90% de la masa modal acumulada en cada dirección (X,Y) como el reglamento lo indica; dado que el tipo de modelo utilizado cuenta con gran cantidad de grados de

libertad, se vuelve complicado satisfacer este porcentaje, se realizó el análisis llegando a un total de 300 modos y una masa de 75% aproximadamente.

Los resultados obtenidos con el 75% no varían sustancialmente a un modelo con menor masa modal; se hizo la revisión utilizando 50 modos y una masa del 69% aproximadamente así como un análisis con 12 modos y una masa de 63%. En las figuras 5.8 a 5.10 se muestran los diferentes resultados del análisis. Cabe mencionar que este método no permite revisar los esfuerzos máximos y mínimos, únicamente permite esfuerzos en direcciones X, Y y Z así como los cortantes en sus respectivos planos.

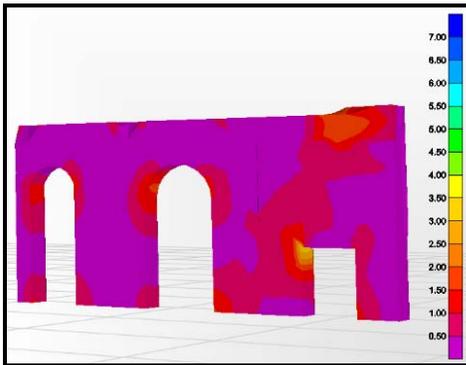


Figura 5.8 Análisis modal espectral con 75% de la masa modal (300 modos)
Valor mínimo encontrado 1.284×10^{-4} kg/cm²
Valor máximo encontrado 6.946 kg/cm²

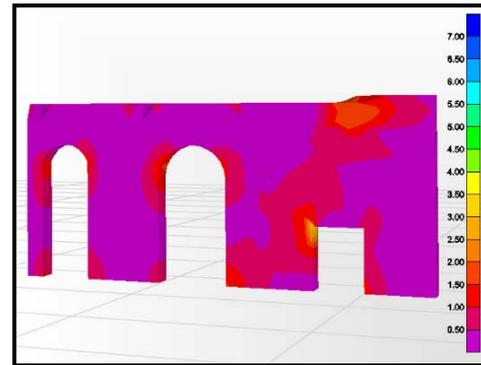


Figura 5.9 Análisis modal espectral con 69% de la masa modal (50 modos)
Valor mínimo encontrado 1.029×10^{-4} kg/cm²
Valor máximo encontrado 6.929 kg/cm²

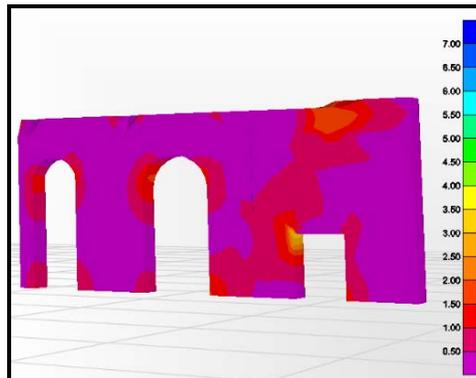


Figura 5.10 Análisis modal espectral con 63% de la masa modal (12 modos)
Valor mínimo encontrado 8.86×10^{-5} kg/cm²
Valor máximo encontrado 6.852 kg/cm²

Como puede observarse los valores elegidos en un muro al azar, son sustancialmente los mismos aun cuando la masa aumento poco más del 10%; pueden esperarse valores máximos de un 5% más grandes que los obtenidos con una masa del 90%. Para alcanzar la masa modal requerida por el reglamento se tendría que llegar a un número bastante grande de formas modales y el modelo se vuelve excesivamente lento para obtener los resultados. Por lo que se utilizarán los esfuerzos

calculados con los primeros 12 modos tomando en cuenta que los esfuerzos podrían variar hasta un 10% del valor encontrado.

El gran número de modos requeridos para alcanzar este tipo de masas se explica revisando los resultados del programa, ya que algunas formas modales son muy particulares de ciertos elementos pequeños. En las figuras 5.11 a 5.13 se muestran algunas formas modales elevadas, para ilustrar sus pequeñas participaciones, considerando el modelo con su base desplantada sobre apoyos empotrados.

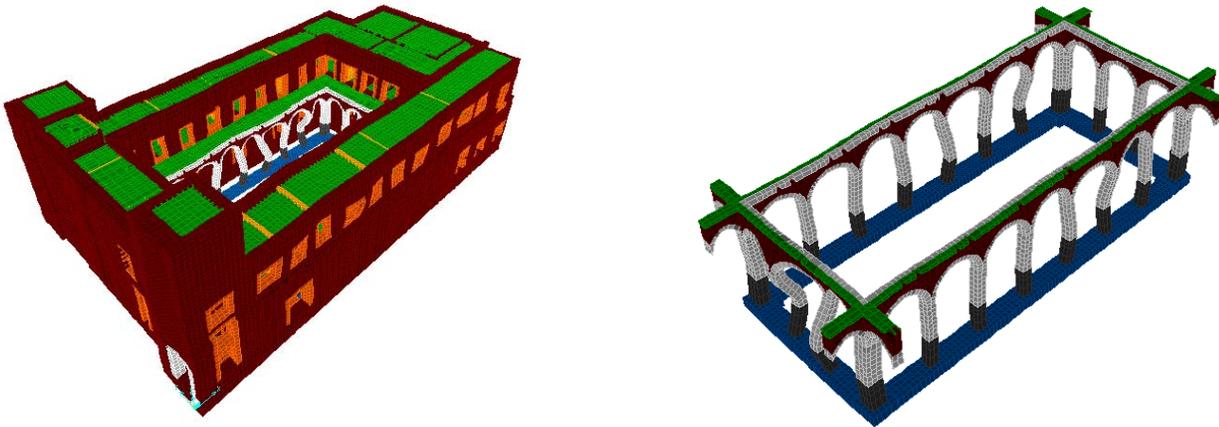


Figura 5.11 Modo 300 $T=0.028s$. Vibración de fustes en arquerías.

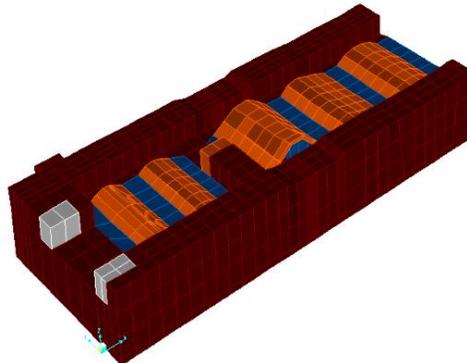


Figura 5.12 Modo 200 $T=0.032s$. Vibración en bóveda de cañón en cimentación sur.

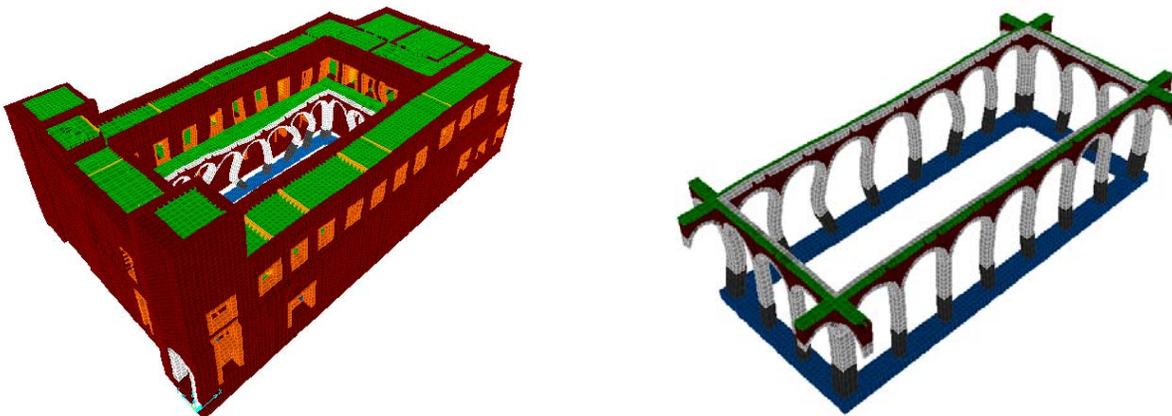


Figura 5.13 Modo 100 $T=0.043s$. Vibración en fuste de arquería norte.

Contrastando con las formas modales anteriores, las primeras formas que a continuación se ilustran, son de gran relevancia ya que en estas se describe muy específicamente el comportamiento del edificio además que sus pesos modales juntos representan más del 50% requerido (Figs.5.14 a 5.19).

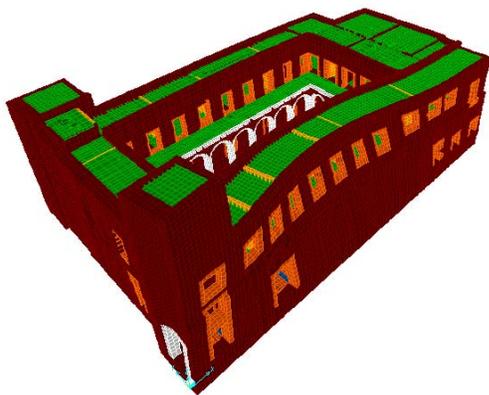


Figura 5.14 Modo 1 $T=0.173s$. Vibración general sentido N-S.

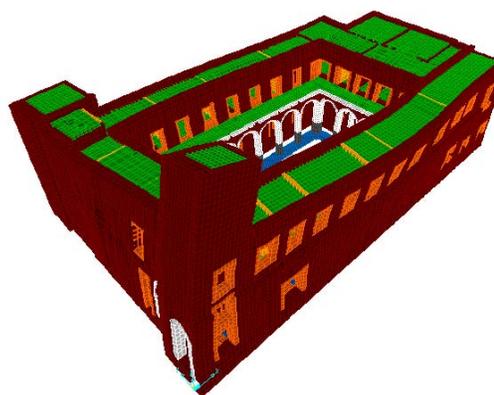


Figura 5.15 Modo 2 $T=0.155s$. Vibración general sentido O-P.

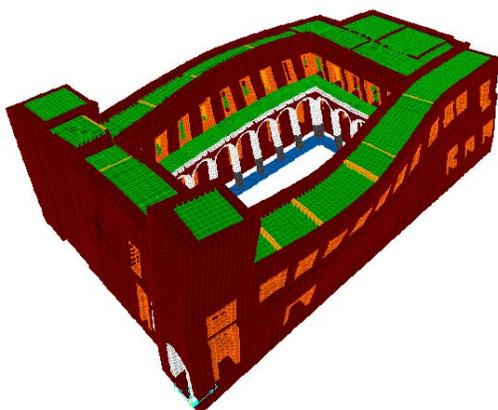


Figura 5.16 Modo 3 $T=0.145s$. Torsión general especialmente en crujía norte y sur.

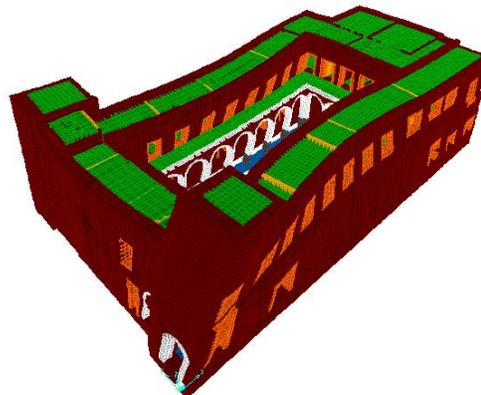


Figura 5.17 Modo 4 $T=0.139s$. Vibración de torreón poniente sentido O-P

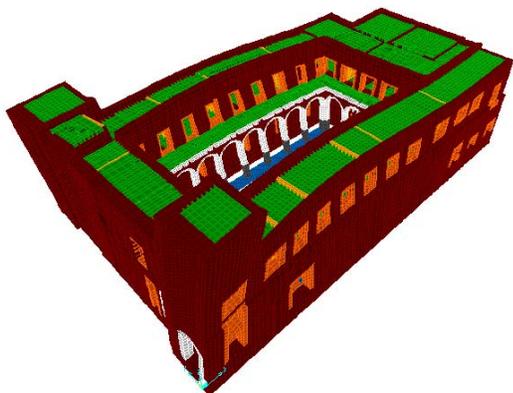


Figura 5.18 Modo 5 $T=0.119s$. Vibración de torreón poniente sentido N-S

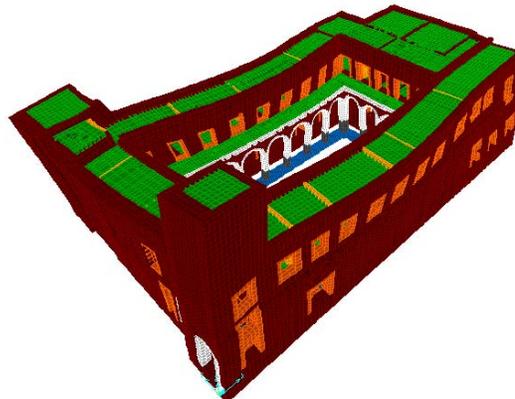


Figura 5.19 Modo 6 $T=0.113s$. Torsión de torreón y de crujías norte y sur

6. RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS

6.1 Resistencia por cargas gravitacionales

Es conocido que este tipo de estructuras al tener muros de grandes secciones pueden soportar su propio peso de manera favorable; tal es el caso de las cárceles de la perpetua en el que después de llevar a cabo un análisis estático con un modelo de elemento finito, complementado por una bajada de cargas, se comprobó que no existen riesgos en cuanto a los esfuerzos de compresión; aunque como se verá más adelante algunos problemas por tensiones locales fueron encontrados en el modelo de elementos finitos; la siguiente tabla muestra el porcentaje de trabajo de carga axial al que están sometidos los muros con los métodos de análisis y de revisión descritos en el capítulo anterior.

TABLA 26. Resistencia de muros por cargas axiales (Sánchez, 2015)

Código	Nivel	Resistencia de muros “Pr” (t)	Carga actuante “P” (t)	Relación P/Pr
UBC (1997)	Planta alta	9,163	2,317	25%
	Planta baja	16,055	5,906	37%
NTC-Mampostería (2004)	Planta alta	7,141	2,317	32%
	Planta baja	12,947	5,906	46%

Los porcentajes de trabajo mostrados en la tabla 26 fueron calculados tomando las propiedades mecánicas de la tabla 6.

6.2 Resistencia por cargas accidentales

Como se describió, se realizaron tres métodos para obtener las fuerzas horizontales actuantes en la estructura (Estático, Simplificado, Modal espectral) los resultados de dichos métodos se muestran en la tabla 28, así como la resistencia del edificio ante este tipo de eventos (Tabla 27) la cual es la misma independientemente del método para determinar las fuerzas actuantes calculada como indica la ecuación 5.5.

TABLA 27. Resistencia de muros en planta baja (Sánchez, 2015)

Dirección	Resistencia de muros en planta baja Vr (t)	Comentarios
X	5179.15	La resistencia es tomada en cuenta considerando que la mampostería ya ha sido consolidada mediante inyección de mortero
Y	2658.87	La resistencia es tomada en cuenta considerando que la mampostería ya ha sido consolidada mediante inyección de mortero

TABLA 28. Comparación y resultados ante cargas accidentales (Sánchez, 2015)

Método	Dirección	c	Cortante basal Vb (t)	Relación de cortante Vb/Vr	Comentarios
Estático	X	0.258	1673.4	0.32	Este coeficiente se encuentra reducido según los criterios establecidos NTC-Sismo
	Y	0.269	1743.4	0.65	
Simplificado	X	0.285	1848.5	0.35	Coeficientes aumentados 50 % al ser estructuras tipo A
	Y	0.285	1848.5	0.69	
Modal espectral	X	---	444.51	0.09	Los cortantes basales fueron derivados del análisis estructural realizado por el programa SAP2000
	Y	---	647.13	0.24	

6.3 Identificación de puntos críticos en la estructura

Para la revisión de los esfuerzos en el modelo de elemento finito se tomaron aquellos que son perpendiculares a los ejes locales, es decir los esfuerzos S11, S22 y S33. Por lo tanto para la revisión de los esfuerzos cortantes se consideraron los nombrados como S13, S12 y S23. Estos esfuerzos se consideraron tanto en acciones accidentales como por su peso propio.

Se hicieron revisiones para cada tipo de material existente en el modelo, verificando en donde se encontraban los esfuerzos máximos a tensión y a compresión en dicho material. En los casos donde se considera que existen esfuerzos mayores a los permisibles, se realizó una revisión más detallada para ver el comportamiento de esa zona.

Las tablas con los valores encontrados se encuentran en el informe del Instituto de Ingeniería de la UNAM entregado a la facultad de medicina (Sánchez *et al*, 2015), sin embargo los valores de mayor relevancia se describen en las siguientes páginas.

Los esfuerzos a compresión y cortante encontrados en los materiales, en ningún caso se encuentran en estado crítico de su resistencia a cortante y compresión. Llegando a valores máximos de compresión de -32 kg/cm^2 en piedra chiluca y -11 kg/cm^2 en mampostería de tezontle. Los cortantes máximos encontrados en dovelas y sillares son de 4.5 kg/cm^2 y en mampostería de tezontle de 3.5 kg/cm^2 aproximadamente

Esfuerzos en cerramientos.

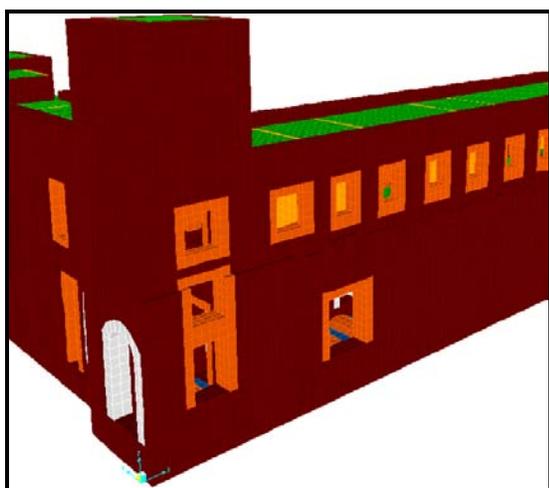


Figura 6.1. Esquina Sur-Poniente. Vista Norte-oriental

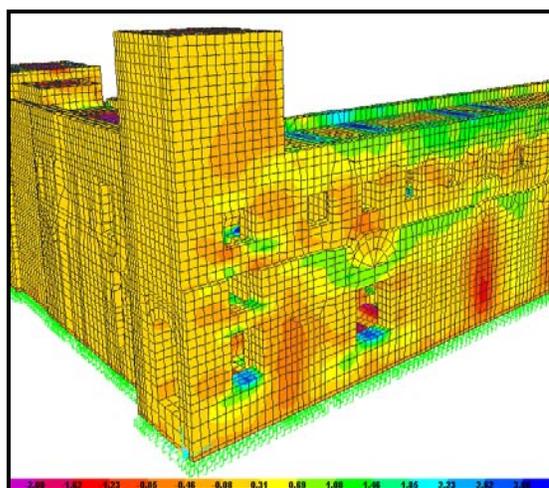


Figura 6.2 Estado de esfuerzos S11 (kg/cm^2)

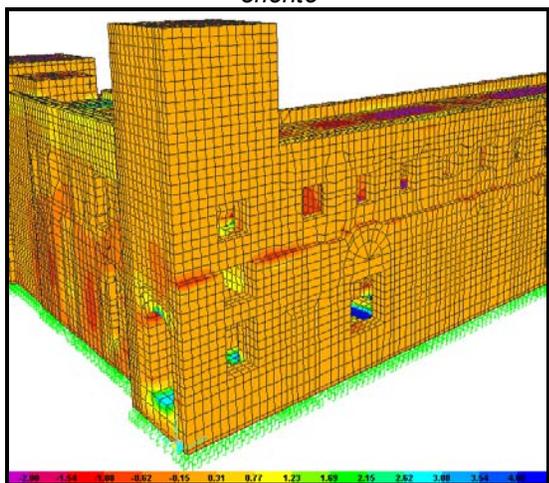


Figura 6.3 Estado de esfuerzos S22 (kg/cm^2)

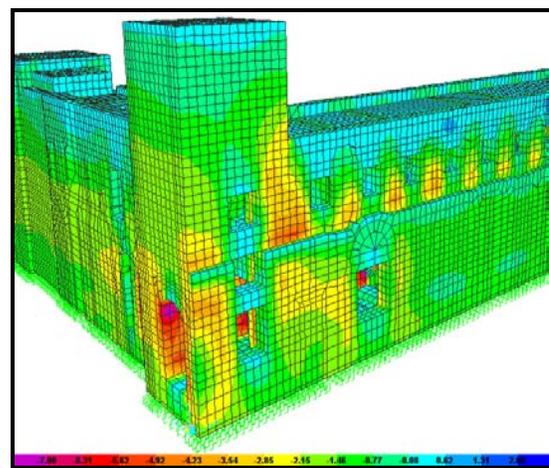


Figura 6.4 Estado de esfuerzos S33 (kg/cm^2)

En las imágenes anteriores (Figs. 6.1 a 6.4) se muestran los cerramientos del inmueble con mayor concentración de esfuerzos. Dichas zonas en la actualidad se encuentran muy deterioradas; este estado de esfuerzos y daños se debe a que el torreón en la esquina sur-poniente proporciona una masa considerable la cual responde con esfuerzos dinámicos grandes, en planta baja todos los espacios de ventanas y puertas debilitan y propician esta concentración de esfuerzos. Es por tanto una de las zonas más críticas de todo el patio de cárceles.



Figura 6.5 Estado actual esquina sur-poniente



Figura 6.6 Estado actual esquina sur-poniente



Figura 6.7 Estado actual esquina sur-poniente.



Figura 6.8 Estado actual crujía sur.



Figura 6.9 Estado actual crujía sur.

En las figuras 6.5 a 6.9 es posible observar el estado deteriorado del ala sur. Se puede apreciar el sistema de piso en el nivel de azotea el cual es lámina de asbesto. Dicho sistema no proporciona un diafragma rígido como se teorizó en el modelo por lo que esta ala puede estar sometida a esfuerzos de mayor importancia que los obtenidos en los análisis. Por el movimiento independiente de los muros en el sentido débil.

Esfuerzos en muros perpendiculares.

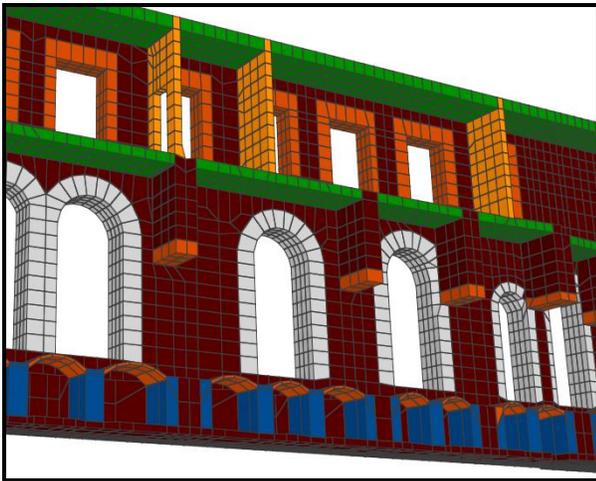


Figura 6.10 Corte en ala sur. Vista N-O

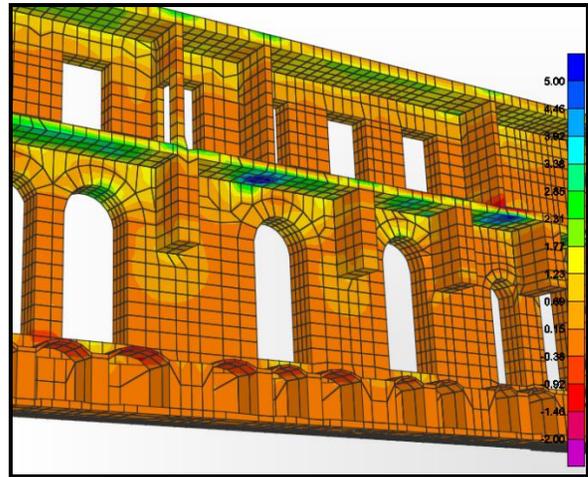


Figura 6.11 Esfuerzos S11(kg/cm²)

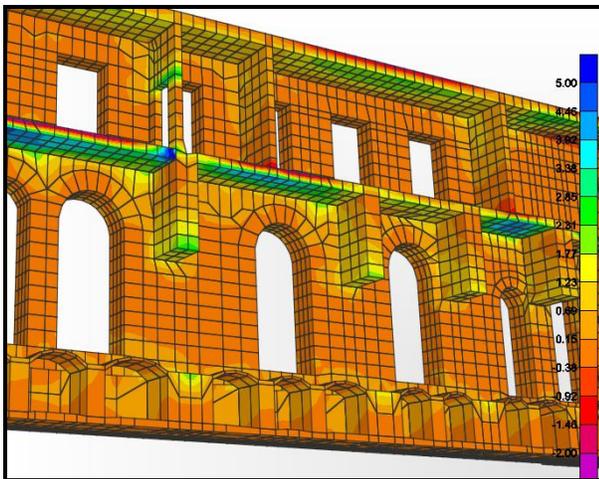


Figura 6.12 Esfuerzos S22 (kg/cm²)

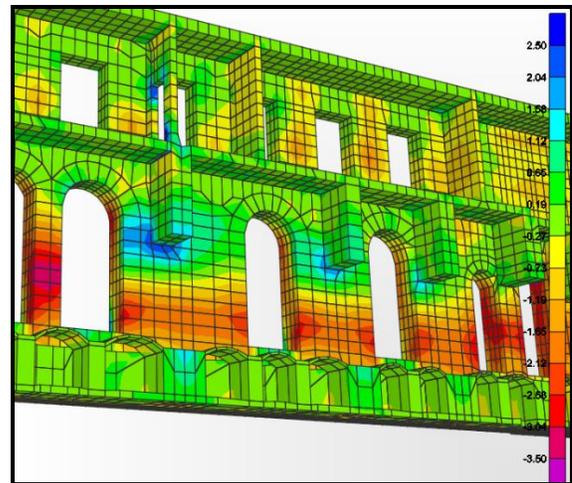


Figura 6.13 Esfuerzos S33 (kg/cm²)

En las figuras 6.10 a 6.13 se muestran los esfuerzos máximos encontrados por cargas dinámicas, como se aprecia, siempre existen esfuerzos de tensión en la unión de muros perpendiculares, por lo que es común encontrar en este tipo de construcciones antiguas grietas en las esquinas. Para muros nuevos estos esfuerzos cortantes y de tensión son absorbidos por las llaves de cortante en el perímetro de los muros. Los esfuerzos encontrados varían entre magnitudes máximas de 3.96 kg/cm² y 4.08 kg/cm².



Figura 6.14 Pasillo sur PB

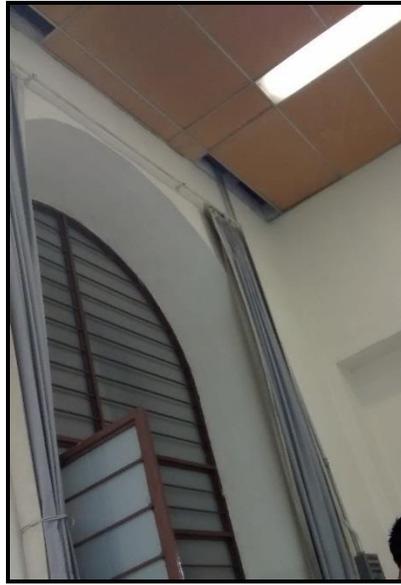


Figura 6.15 Crujía sur eje I
entre 18 y 18a



Figura 6.16 Crujía sur eje I
entre 20 y 21a



Figura 6.17 Crujía sur eje 18 entre I y J



Figura 6.18 Crujía sur eje I entre 13 y 14

En las figuras 6.14 a 6.18 se aprecia el estado actual de los salones en el ala sur, dichos salones muestran pocos y en algunos casos ningún tipo de daño. Sin embargo, sí se detectaron pequeñas grietas en cerramientos como el de la figura 6.18 la cual parece haber sido reparada.

Esfuerzos en torreón.

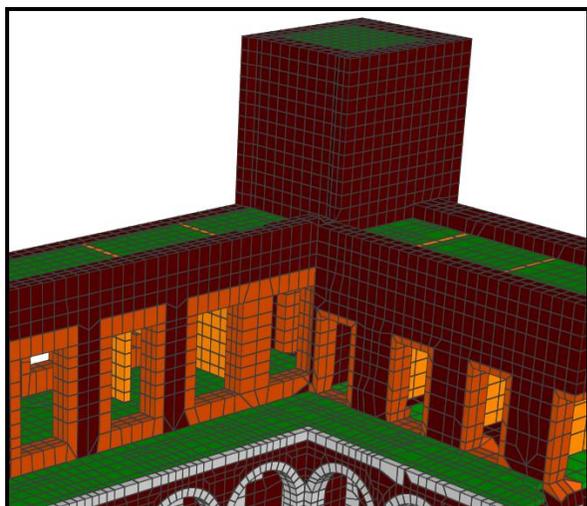


Figura 6.19 Esquina sur-poniente. Torreón en azotea

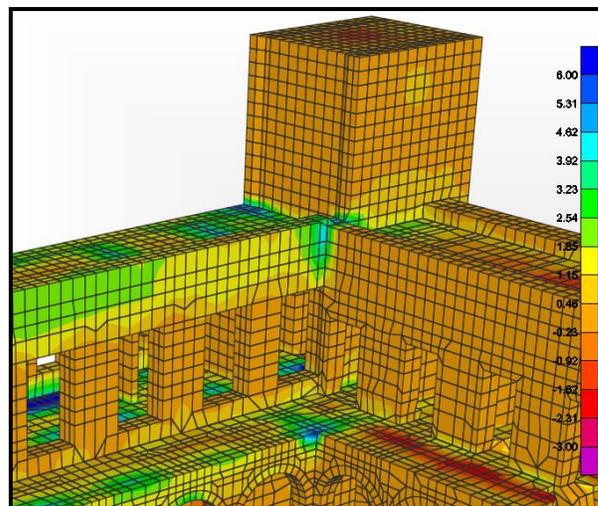


Figura 6.20 Esfuerzos S11 (kg/cm²)

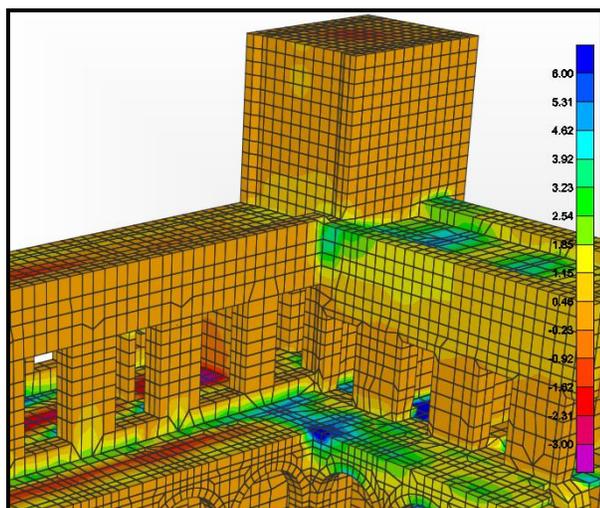


Figura 6.21 Esfuerzos S22 (kg/cm²)

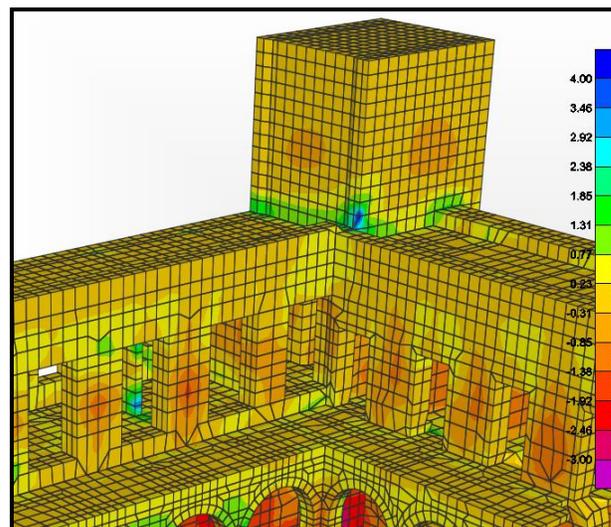


Figura 6.22 Esfuerzos S33 (kg/cm²)

Los esfuerzos encontrados en el arranque del torreón con respecto al nivel de azotea resultaron ser de los más altos en la mampostería de tezontle, los valores máximos son de 4.5 hasta 5.4 kg/cm².

En las figuras 6.19 a 6.22 se muestra el estado de esfuerzos en la base del torreón así como el estado de esfuerzos que se crea en la unión del ala sur y el ala poniente. Actualmente en esta parte existe una grieta de tamaño considerable (Fig. 6.23 y 6.24). En el modelo se encontraron valores en esta unión de 4, 5.27 y 3.06 kg/cm² en los esfuerzos S11, S22 y S33 respectivamente.



Figura 6.23 Estado actual ala poniente PA



Figura 6.24 Grieta por tensión en ala poniente



Figura 6.25 Torreón vista Sur-Oriente



Figura 6.26 Torreón vista Oriente

Las uniones entre muros del ala poniente y sur resultan bastante críticas, como se muestra en las figuras 6.23 y 6.24 dicha unión ha cedido ante los esfuerzos de tensión o cortante; este comportamiento es posible apreciarlo en el modelo de elemento finito; de igual forma las esquinas inferiores del torreón han sufrido un desgaste similar porque la resistencia de los materiales no soporta los esfuerzos de tensiones que se generan ante hundimientos y movimientos accidentales (Figs. 6.25 y 6.26).

Esfuerzos en arcos unión con crujía poniente.

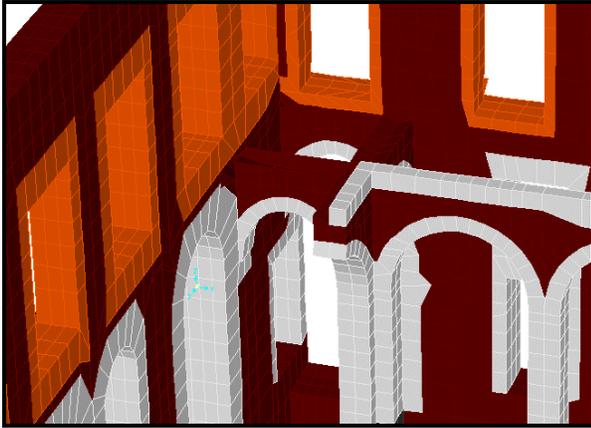


Figura 6.27 Unión arquería poniente y ala sur

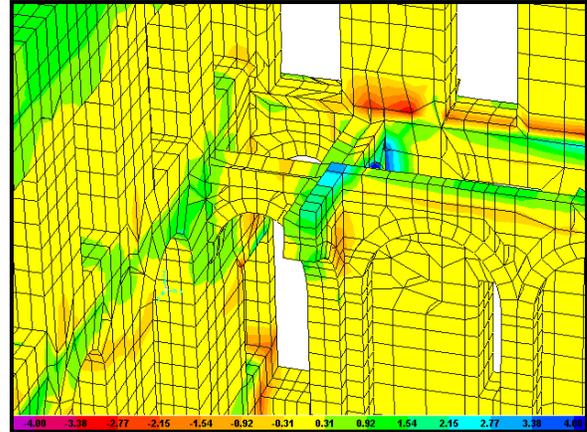


Figura 6.28 Esfuerzos S11 (kg/cm²)

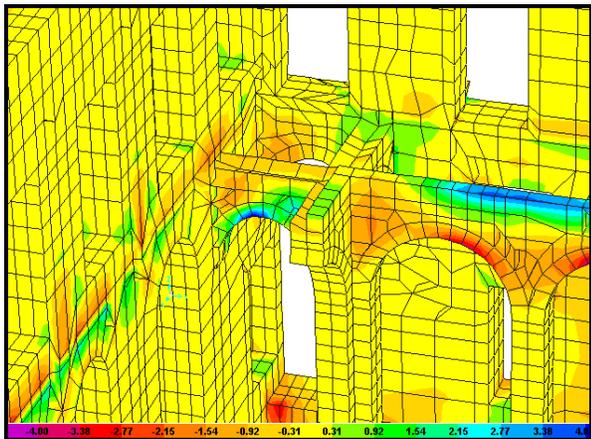


Figura 6.29 Esfuerzos S22 (kg/cm²)

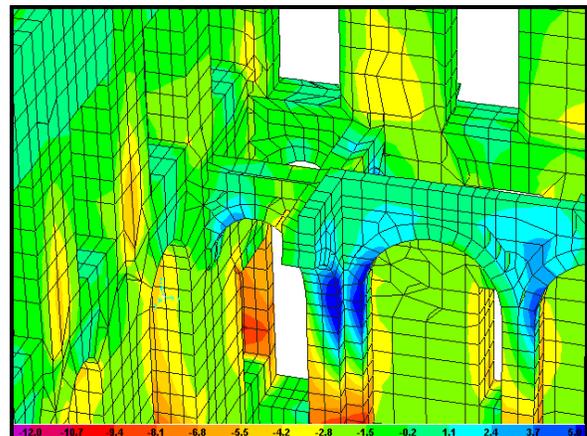


Figura 6.30 Esfuerzos S33 (kg/cm²)

Un punto de fuertes tensiones y compresiones es la unión de las arquerías con cualquiera de las fachadas interiores (Figs. 6.27 a 6.30), dependiendo de la dirección del arco es el estado de esfuerzos que resulta con valores altos; por ejemplo, para el arco mostrado en la figura 6.27 son los esfuerzos S22, el cual une al ala sur con las arquerías, los esfuerzos S11 no son de gravedad; sin embargo el arco que une al ala poniente si resulta con valores de magnitud alta. Los esfuerzos de tensión creados en los arcos no sobrepasan la capacidad de resistencia a tensión de la cantera, pero si pueden ocasionar que las juntas de mortero se abran. En el edificio el arco mostrado en la figura 6.33 se encuentra apuntalado debido a este efecto. Los valores registrados en esta parte son de 7.06 kg/cm² para unión de arquerías con crujía poniente y de 7.27 kg/cm² en arco de unión con crujía sur.



Figura 6.31 Unión de crujía Poniente y Sur



Figura 6.32 Crujía Sur y Poniente.



Figura 6.33 Arco apuntalado



Figura 6.34 Union arquería sur con crujía poniente

En sitio es posible encontrar varios arcos apuntalados debido a que la junta entre los bloques de piedra no soporta los esfuerzos actuantes (Fig. 6.33 y 6.34).

Es posible encontrar grietas como la mostrada en la figura 6.31 y 6.32. Dicha unión en el modelo de elemento finito nos indica tensiones que en este caso se manifiestan en la fotografía como grietas. Si bien las arquerías se encuentran en un estado no muy peligroso, si es necesario atenderlas.

Esfuerzos en cimentación de columnas.

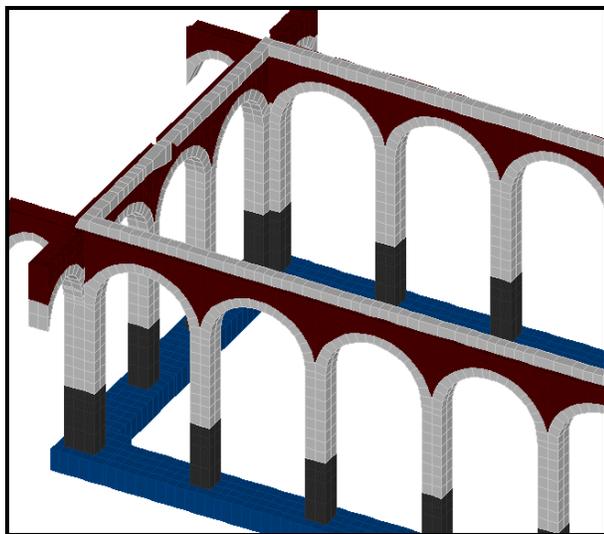


Figura 6.35 Arquería poniente. Vista N-P

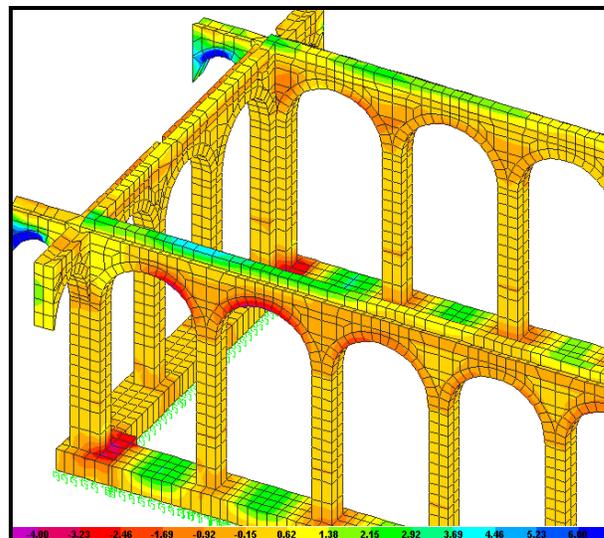


Figura 6.36 Esfuerzos S11 (kg/cm²)

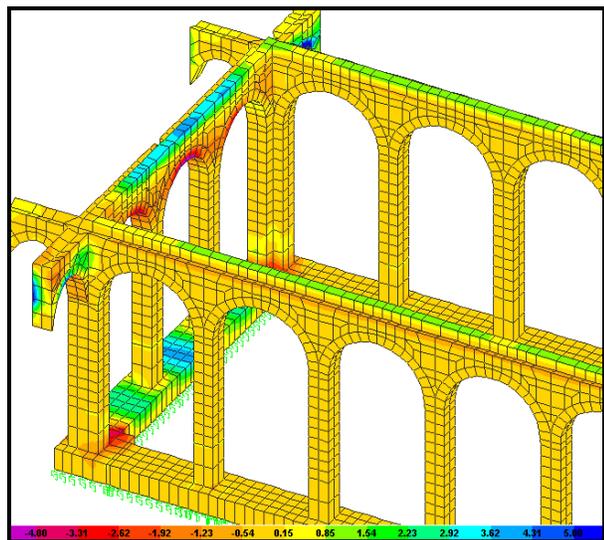


Figura 6.37 Esfuerzos S22 (kg/cm²)

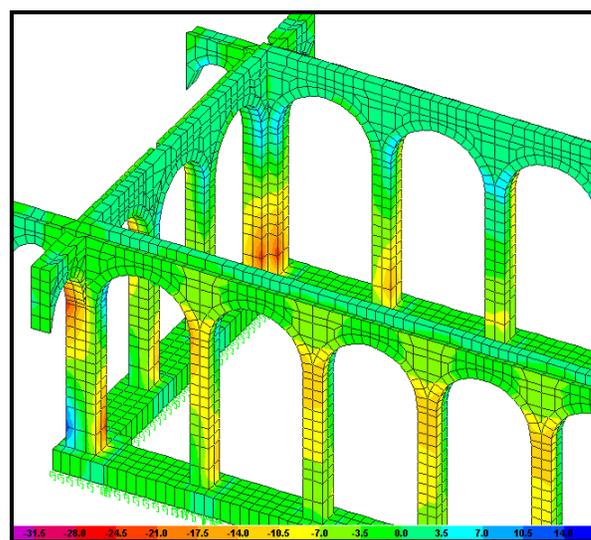


Figura 6.38 Esfuerzos S33 (kg/cm²)

Los esfuerzos en las arquerías corresponden a magnitudes máximas hasta de 15 kg/cm² (Figs.6.35 a 6.38) que si bien no fracturan la roca en cuestión (Piedra chiluca) si pueden ocasionar grietas o separaciones en las juntas pegadas con mortero; sobre todo porque la cimentación encontrada resulto estar en un estado precario.



Figura 6.39 Columna de esquina Nor-Poniente



Figura 6.40 Columna Sur-Poniente



Figura 6.41 Columna Nor-Oriente

Los esfuerzos encontrados en el modelo señalan que la base de las columnas son las partes críticas de todas las arquerías, en dichos puntos se encuentran las compresiones, así como las tensiones de mayor magnitud y aunque ningún esfuerzo sobrepasa la capacidad de tensión y compresión obtenida de los resultados en laboratorio de la cantera, si es notable el daño incipiente debido al deterioro de los materiales (Figs. 6.39 a 6.41).

Esfuerzos en cimentación de muros.

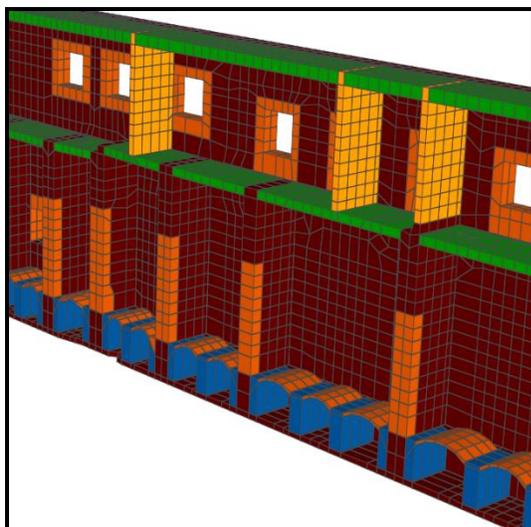


Figura 6.42 Ala sur Corte Longitudinal.
Vista Sur

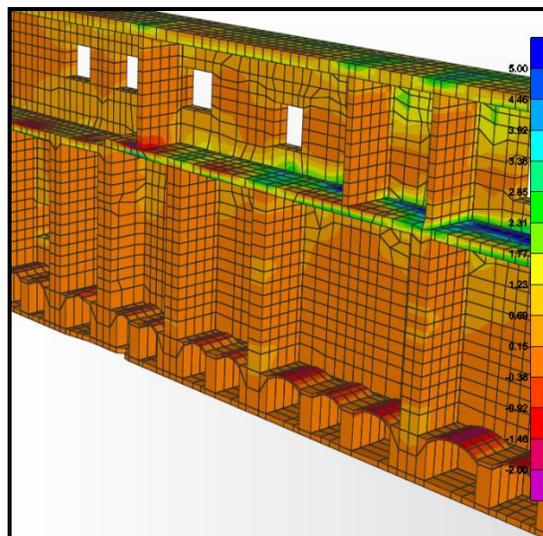


Figura 6.43 Esfuerzos S11 (kg/cm²)

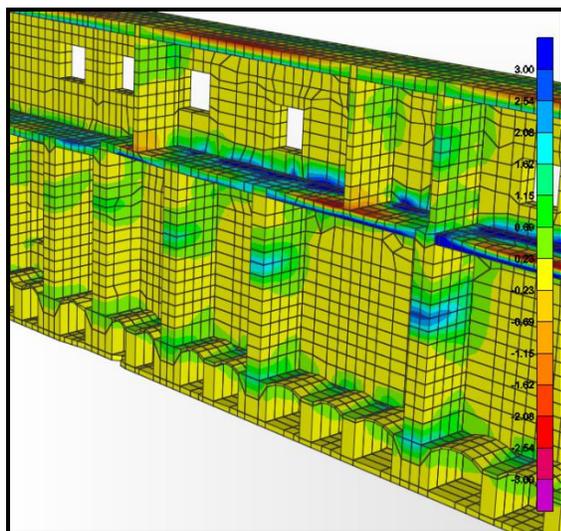


Figura 6.44 Esfuerzos S22 (kg/cm²)

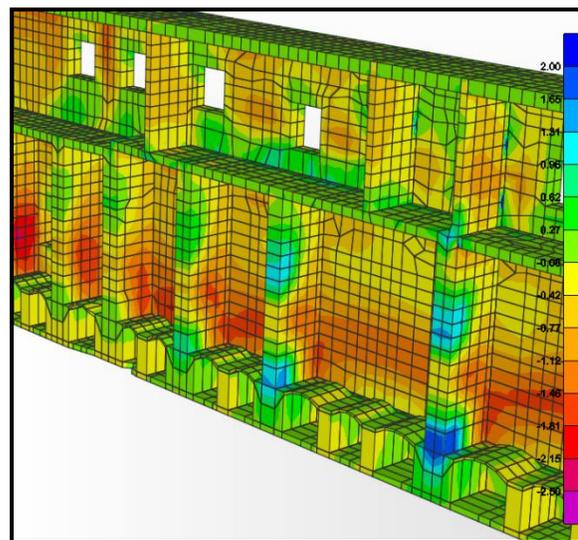


Figura 6.45 Esfuerzos S33 (kg/cm²)

Del modelo analítico la cimentación en general se encuentra en estado bastante aceptable. Sin embargo, resultaron valores elevados en el ala sur (Figs. 6.42 a 6.45). Estos valores como se muestra en la imagen 6.44 de esfuerzos S22 y 6.45 en esfuerzos S33, son tensiones con magnitudes cercanas a 2.85 kg/cm², que, si bien no es un valor demasiado alto, puede ocasionar pequeñas fallas en la cimentación. Asimismo en la imagen con esfuerzos S22 es importante remarcar aquellos mostrados en la unión de la losa y los muros adyacentes.

Dichas tensiones creadas en esta parte son muestra de que el sistema constructivo debe estar firmemente empotrado en los muros debido a que estos no presentan daños como los que corresponderían a los idealizados en el modelo.



Imagen 6.46 Separación de crujía sur con Pasillo en 1er Nivel.

Actualmente no es posible mirar grietas en los pisos, sin embargo si existe una separación aparente de la losa del pasillo con el ala sur.

6.4 Diagnóstico.

El sistema constructivo del patio de cárceles, de manera general provee satisfactoriamente la resistencia tanto por cargas gravitacionales como por cargas laterales que pueden presentarse, la cimentación existente de muros y columnas permite distribuir de buena manera todos los esfuerzos al subsuelo.

A pesar de que es una construcción con bastante historia los hundimientos son moderados y por consiguiente no afectan la estabilidad de la estructura. Sin embargo, sí es necesario realizar una restauración estructural para permitir que los muros dañados adquieran nuevamente la resistencia con la que fueron concebidos, ya que en el estado actual los materiales han sufrido daños por los hundimientos diferenciales además de la degradación causada por el medio ambiente. Mientras no se incluya un sistema de entrepiso rígido, los muros en el ala sur y norte estarán expuestos a sufrir deformaciones mayores a las estimadas debido a su longitud y altura amplias sin restricción a la vibración en el sentido perpendicular a su plano

7. PROPUESTA DE RESTAURACIÓN ESTRUCTURAL

De acuerdo con Meli (1998), la conservación de los edificios históricos es una actividad compleja y necesariamente multidisciplinaria, ya que requiere la experiencia de arquitectos, historiadores, restauradores y, en diversos casos, la participación de especialistas en ingeniería estructural, geotecnia, ciencia de materiales y otras.

La Facultad de Medicina de la UNAM encomendó al Instituto de Ingeniería de la UNAM elaborar el proyecto de rehabilitación estructural para poder reutilizar el ala norte del inmueble tomando como base el proyecto arquitectónico realizado por la Facultad de Arquitectura de la misma universidad. El Instituto de Ingeniería para atender dicha encomienda elaboró una propuesta integral (Sánchez *et.al.* 2015), misma que a continuación se describe de manera general.

7.1 Consolidación de la arquería

Esta acción es una de las más delicadas en el proceso de rehabilitación porque los elementos a intervenir han mantenido su autenticidad, por lo que es necesario atenderla de manera conjunta con especialistas en restauración; desde el punto de vista estructural algunas de las principales acciones que involucra la consolidación de las arquerías son las siguientes:

- Sujetar cada una de las columnas de piedra mediante una estructura metálica removible para que pueda reutilizarse en cada una de los elementos a intervenir, los perfiles utilizados en esta

estructura son reaprovechados de una restauración previa en la antigua escuela secundaria del Palacio de Medicina. La función de esta estructura es transmitir la carga que fluye a través del fuste hacia la cimentación para poder liberar la basa y los sillares a restituir manteniendo la estabilidad de las arquerías.

- Retirar el plinto de cada una de las columnas rescatando los sillares que se encuentren en buen estado.
- Consolidar la cimentación de mampostería de piedra, reintegrando piezas faltantes e inyectando lechadas de alto desempeño.
- Reintegrar el plinto de cada una de las columnas aprovechando los sillares sanos y sustituir aquellos que se encuentren deteriorados o que se hayan perdido conservando la geometría y el material original.
- Consolidar los fustes y arcos de cantera utilizando la misma lechada que en la cimentación; además de la consolidación se ejecutarán injertos en las partes donde sea necesario, dichos injertos serán del mismo material que el original.

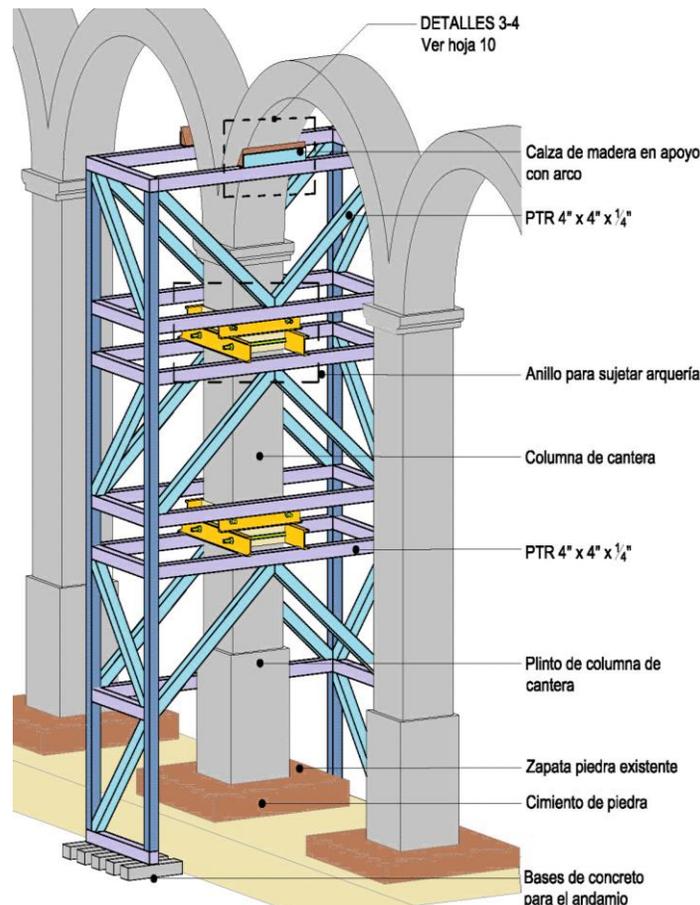


Figura 7.1 Apuntalamiento propuesto para restauración de arquería.

7.2 Consolidación de muros

Esta consiste en reparar los muros existentes y proveer apoyos seguros a los muros nuevos que se reintegrarán en planta alta y que carecen de continuidad hacia la planta baja. Entre las principales acciones destacan:

- En los muros de tabique rojo recuperar el mortero de las juntas y reemplazar las piezas deterioradas o fracturadas.
- En los muros de mampostería de cal y canto será necesario consolidar las grietas, recuperar el mortero de las juntas, añadir piezas faltantes e inyectar la mampostería con lechada de cal-arena.
- Reparar las jambas en cerramientos de piedra y restituir las piezas de madera en cerramientos de planta baja.

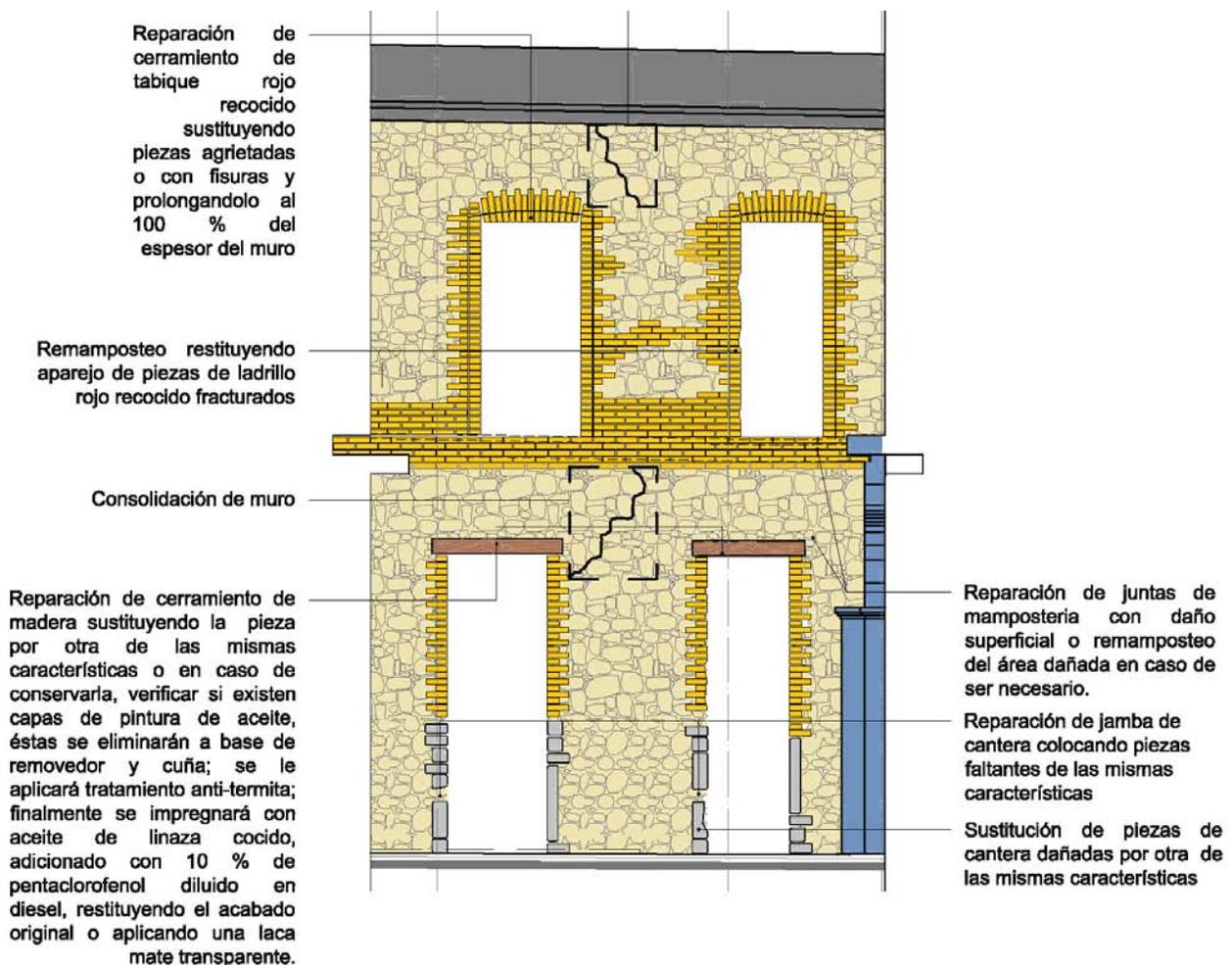


Figura 7.2 Acciones a realizar en ala norte.

7.3 Reposición de entrepiso, azotea, muros y pasillo en ala norte

La propuesta para la reposición de elementos estructurales que han desaparecido consiste en:

- Realizar detalles constructivos para recibir la estructura de soporte tanto del entrepiso, como de la azotea
- Realizar detalles constructivos para recibir los muros que carecen de apoyo en planta baja.
- Para reintegrar el entrepiso y la cubierta se recurre a un sistema de losacero apoyado sobre vigas metálicas, mismas que descansarán sobre una viga de arrastre para evitar concentraciones de esfuerzos en la mampostería. La solución estructural también incluye detalles constructivos para afianzar elementos ornamentales (Figura 7.4).
- Las vigas de arrastre están resueltas en concreto reforzado y se encuentran ancladas a la mampostería de los muros con el fin de afianzarlos tanto al entrepiso como a la azotea. Cuando estas vigas atraviesan algún vano su peralte se incrementa para satisfacer la demanda de las sobrecargas que le imponen las vigas metálicas.
- La solución estructural para el entrepiso y la azotea incluye detalles constructivos que permiten alojar vigas de madera paralelas a las metálicas para evocar el sistema constructivo original.
- Los muros divisorios serán fabricados con mampostería de tabique de barro confinada por dalas y castillos. Para los muros que carecen de continuidad hacia la planta baja se diseñó un apoyo especial formado por un par de vigas metálicas cuya resistencia y rigidez proporcionan estabilidad a estos elementos.
- La cubierta del pasillo de planta baja está resuelta de la misma manera que el entrepiso y la azotea, esta parte tiene continuidad con el entrepiso a través de las vigas metálicas cuya longitud abarca el ancho de la crujía y el claro del pasillo (Figura 7.3).

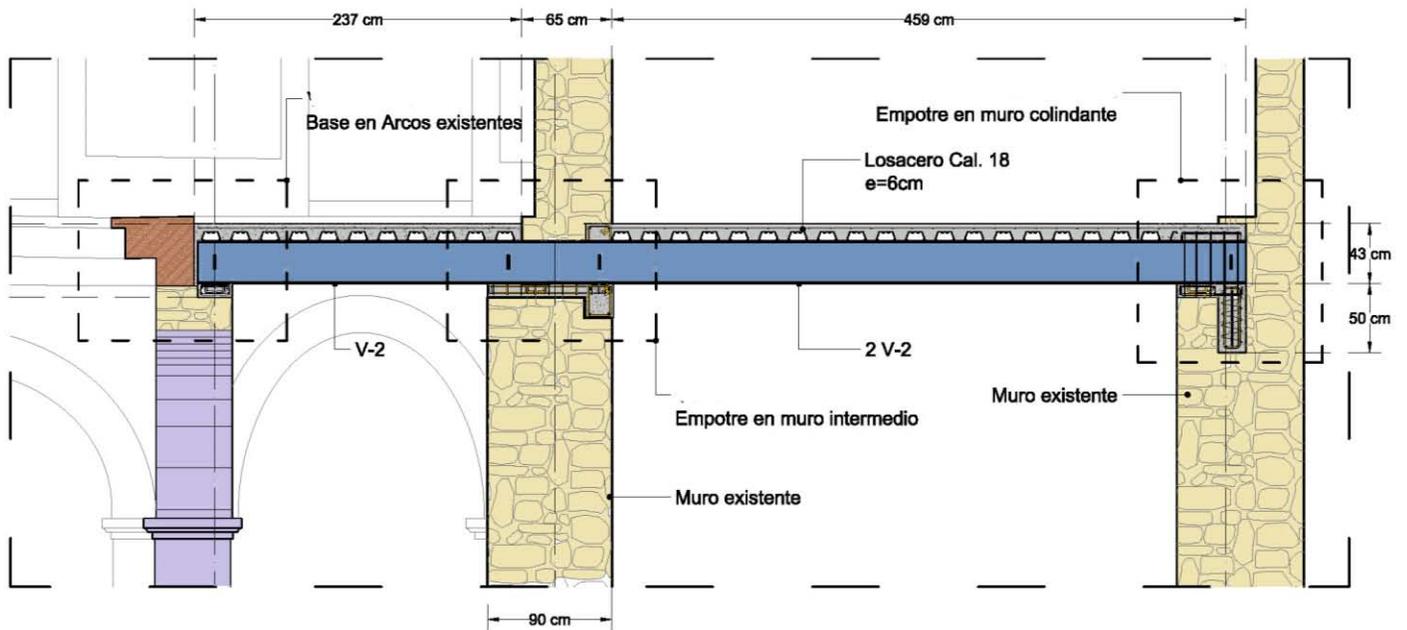


Figura 7.3 Vista lateral del sistema de entrepiso propuesto.

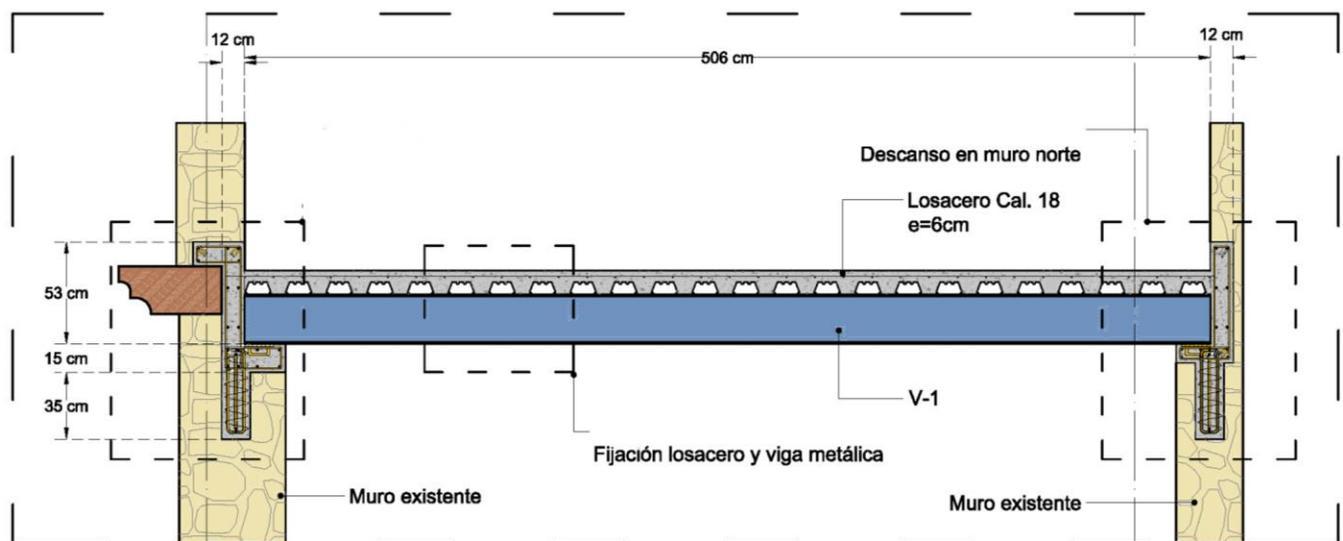


Figura 7.4 Vista lateral del sistema de azotea propuesto.

7.4 Escalera

Los responsables del proyecto arquitectónico incluyeron una escalera cuya estructura de soporte se resolvió con perfiles metálicos mientras que sus huellas y descansos estarán contruidos en madera. La escalera incluye un arreglo estructural para transferir su peso a la cimentación del edificio y no a las bóvedas que se encuentran debajo de su desplante (Figura 7.5). El desembarque de la escalera quedará afianzado a la estructura que cubre el pasillo de planta baja.

Uno de los requisitos que también satisface su diseño es el impuesto desde el punto de vista arquitectónico y de restauración y que consiste en no invadir los muros originales de mampostería ya que esta escalera es un elemento añadido para obtener un mejor funcionamiento de la estructura.

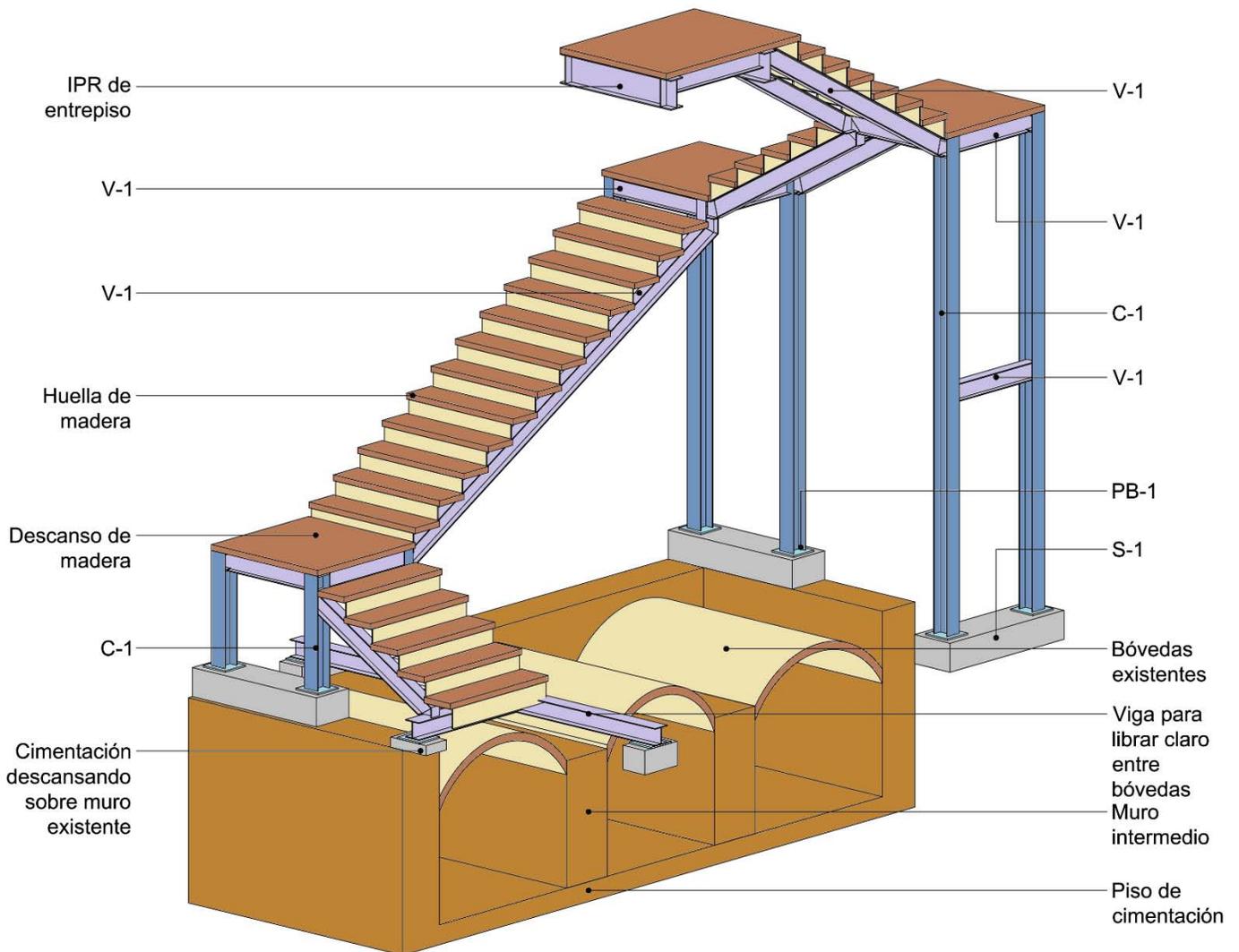


Figura 7.5 Configuración estructural de la escalera.

8. CONCLUSIONES.

Las cárceles de la perpetua forman parte de nuestro patrimonio cultural debido a la historia que se desarrolló en sus espacios, sobre todo por los procesos inquisitoriales que en él se realizaron y por ser uno de los primeros inmuebles utilizados para privar de la libertad a las personas.

Por varias décadas el ala norte de esta construcción quedó abandonada, la falta de uso y sobre todo de mantenimiento propiciaron que su estructura se deteriorara hasta alcanzar una condición de ruina. La UNAM consciente de la importancia de este edificio ha iniciado diversas acciones encaminadas al rescate de esta importante construcción.

La propuesta de rehabilitación estructural elaborada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM constituye la base para lograr el reaprovechamiento del edificio. Dicha propuesta respeta la autenticidad de los materiales existentes e incorpora elementos de refuerzo para mejorar las condiciones de estabilidad y garantizar la integridad de los usuarios. Las soluciones planteadas para ello también incluyen detalles constructivos que evocan la solución estructural original.

Uno de los factores que más han impactado en la estabilidad de este edificio son los hundimientos diferenciales causados por la extracción de agua del subsuelo para abastecer a la población. Actualmente se registra un hundimiento diferencial del orden de cincuenta y siete centímetros entre las esquinas sur-poniente y nor-oriental. Aparentemente la tasa a la que crece el hundimiento diferencial se ha atenuado en los últimos años aunque el hundimiento regional continúa avanzando. Para poder

constatar esto se sugiere implementar un programa de mediciones periódicas de las elevaciones de muros y columnas para determinar la velocidad real con la que se producen los asentamientos diferenciales en la base de este edificio.

El análisis estructural de la solución concebida comprueba que el edificio tendrá un buen desempeño tanto por cargas gravitacionales como ante la acción de los sismos que afectan a nuestra ciudad.

Una vez rehabilitado el inmueble y en caso de que ocurriera un fuerte sismo los análisis indican que podrían presentarse concentraciones de esfuerzos que causen el agrietamiento local de la mampostería pero sin afectar la estabilidad global de la estructura debido principalmente a la robustez de sus muros y al comportamiento frágil de las mamposterías con las que se encuentra construido.

En las condiciones actuales la estructura presenta varias deficiencias sobre todo debido a la altura de sus muros longitudinales y a la falta de arrostramiento lateral, por lo que se recomienda que se implemente la propuesta estructural sugerida para evitar daños en los elementos que aún se preservan.

Referencias

Badillo, J y Rico, A (2005) "Mecánica de Suelos Tomo I, Fundamentos de la Mecánica de Suelos" Editorial Limusa S.A. de C.V.

Chávez, M (2005), "Estudio experimental de las propiedades mecánicas de mamposterías de piedra natural" Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México.

Rivera, D y Arce, C (2014) "Simplified assessment of the structural safety of historical constructions" 9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions.

Deméneghi, A; Magaña, R; Sanginés, H. (2003) "Fundamentos de mecánica del medio continuo" Facultad de Ingeniería, UNAM.

Facultad de Medicina (1980) "Palacio de la Escuela de Medicina: historia y restauración del edificio" Universidad Nacional Autónoma de México.

Jiménez Salas, J.A. (1976) "Geotecnia y cimientos III. Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de geotecnia" Ed. Rueda, Madrid.

Luna, J (1995) "Propiedades mecánicas de la cantera utilizada en construcción de la época colonial" Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México.

Maza, Francisco (1985) "El palacio de la inquisición (escuela nacional de medicina)", Instituto de Investigaciones Estéticas, UNAM.

Meli, R (1998), "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos" Fundación ICA. A.C.

NTC-Mampostería (2004), "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcción del Distrito Federal", Departamento del Distrito Federal.

NTC-Madera (2004), "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Madera del Reglamento de Construcción del Distrito Federal", Departamento del Distrito Federal.

NTC-Concreto (2004), "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcción del Distrito Federal", Departamento del Distrito Federal.

NTC-Sismo (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcción del Distrito Federal", Departamento del Distrito Federal.

RCDF (2004), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Departamento del Distrito Federal

Sánchez, A; Meli, R (1991) "Propiedades mecánicas de las mamposterías utilizadas en la construcción de los monumentos históricos de la ciudad de México" Memorias del Simposio Nacional sobre Materiales de Construcción.

Sánchez, A; Meli, R; Gómez, A; Sánchez, O; Martínez, F; Cadena, M (2015) "Informe de la propuesta de rehabilitación estructural para las cárceles de la perpetua" Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Támez, E; Santoyo, E, Meli, R, Sánchez, R, López, F, Gutiérrez, E, Prieto, H, (1995) "Catedral Metropolitana, Corrección Geométrica, informe técnico" Asociación Amigos de la Catedral Metropolitana de México, A.C.

Terzaghi, K; Peck, R.B. (1948) "Soil Mechanics in Engineering Practice" John Wiley and Sons.

TGC Geotécnia (2007) "Evaluación geotécnica del Palacio Nacional", Consejo Nacional para la Cultura y las Artes.

UBC (1997), "Uniform Building Code", International Council of Buildings Officials.